

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

**Ecole Nationale Polytechnique**



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil  
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures

Mémoire de projet de fin d'études  
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

# Conception du pont de Tizi-Ouzou sur la pénétrante au niveau de Djabahia

Présenté par Ahmed BENNACEUR

Sous la direction de M. Saadi LAKEHAL ,MCB

M.Mouloud OUANANI , MCA

Présenté et soutenu publiquement le (28/09/2021)

## Composition du jury :

Président	M.B.K.BENAZZOZ	MCA	ENP
Promoteurs	M. S. LAKEHAL	MCB	ENP
	M. M. OUANANI	MCA	ENP
Examinatrices	Mme D.CHERID	MCB	ENP
	Mme H.DJABALI-MOHABEDDINE	MCB	ENP



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

**Ecole Nationale Polytechnique**



Département Génie Civil  
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures

Mémoire de projet de fin d'études  
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

# Conception du pont de Tizi-Ouzou sur la pénétrante au niveau de Djabahia

Présenté par Ahmed BENNACEUR

Sous la direction de M. Saadi LAKEHAL ,MCB

M.Mouloud OUANANI , MCA

Présenté et soutenu publiquement le (28/09/2021)

## Composition du jury :

Président	M.B.K.BENAZZOUC	MCA	ENP
Promoteurs	M. S. LAKEHAL	MCB	ENP
	M. M. OUANANI	MCA	ENP
Examinatrices	Mme D.CHERID	MCB	ENP
	Mme H.DJABALI-MOHABEDDINE	MCB	ENP

## ملخص :

يهدف هذا العمل الى دراسة وتصميم جسر بالتتابع المتتالي ذو عتالة ثابتة مصنوع من الخرسانة المضغوطة. المشروع هو عبارة عن جسر مستقيم طوله 250.50 متر، يتكون من 4 فترات ، فترتان جانبيتان طولهما 42.60 متر فترتان وسطية طولهما 81.80 متر ويرتكز هذا الجسر على 3 أرصفت من الخرسانة المسلحة. يبلغ عرض الجسر 13.80 متر ميل الجسر يقدر ب 2.5% تمت محاكاة المنشأ بواسطة برنامج "SAP2000" و "Robot Structural Analysis".

الكلمات المفتاحية :  
خرسانة مضغوطة، جسر بالتتابع المتتالي ،جسر الصندوقي.

## Summary:

The purpose of this work is the study and the sizing of a bridge in successive corbelled construction of 250.50m length made of prestressed concrete. The bridge is composed of 4 spans, 2 endpoint spans of 42.60 m length each, and 2 intermediate spans of 81.80 m each. The apron rests on 3 piles in R.C. The total width of the apron is 13.80 m. The apron presents one towards of 2.5 %. The modeling is made using the software "SAP 2000" and "Robot Structural Analysis".

## Key words:

prestressed concrete, Bridge in corbelled construction, box bridge.

## Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'un pont caisson par encorbellement successif à inertie constante en béton précontraint. Le projet est un pont droit de 250.50m de portée, constitué de 4 travées. Deux travées de rive de 42.60m de portée et deux travées intermédiaires de 81.80m de portée, le tablier est appuyé sur 3 piles en béton armée. La largeur du tablier est de 13.80m. Le tablier présente une pente de 2.5%. La modélisation est faite à l'aide du logiciel "SAP2000" et "Robot Structural Analysis".

## Mots clés :

béton précontraint, pont en encorbellement successif, pont caisson.

## **Dédicaces**

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse et leur soutien tout au long de mes études,

A toute ma famille pour leur soutien et leur encouragement tout au long de mon parcours universitaire,

A tous mes amis,

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,

Merci d'être toujours là pour moi.

## **Remerciements**

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de mon stage et qui m'ont aidées lors de la rédaction de ce mémoire.

Je voudrais dans un premier temps remercier, mes directeurs de mémoire M.M.Ouanani et M.S.Lakehal, professeurs à l'école nationale polytechnique pour leur patience, leur disponibilité et surtout leur judicieux conseils, qui ont contribué à nourrir et orienter ma réflexion et qui ont fourni des efforts considérables afin de donner le meilleur d'eux-mêmes et pour avoir relu et corrigé mon mémoire.

Je remercie également toute l'équipe pédagogique de l'école nationale polytechnique et les intervenants professionnels responsables de ma formation, pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci.

Je tiens à remercier sincèrement les membres du jury qui me font le grand honneur d'évaluer ce travail.

Mes parents, pour leur soutien constant et leurs encouragements.

# Table des matières

Liste des tableaux

Liste de figures

<b>Introduction générale.....</b>	<b>15</b>
<b>1. Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>16</b>
1.1 Introduction.....	17
1.2 Eléments constitutifs d'un pont .....	17
1.3 Description du pont.....	17
1.3.1 Situation de l'ouvrage .....	17
1.3.2 Caractéristiques techniques de l'ouvrage .....	18
1.3.3 Tracé en plan .....	18
1.3.4 Profil en long .....	19
1.3.5 Profil en travers .....	19
1.3.6 Caractéristiques du site .....	20
1.3.7 Données sismologiques.....	20
1.4 Conclusion .....	20
<b>2. Chapitre II : caractéristiques des matériaux .....</b>	<b>21</b>
2.1 Béton .....	22
2.1.1 Dosage .....	22
2.1.2 Densité.....	22
2.1.3 La résistance à la compression .....	22
2.1.4 Résistance a la traction.....	22
2.1.5 Contrainte de calcul pour l'ELU .....	22
2.1.6 Etat limite de service .....	23
2.1.7 Module de déformation longitudinale du béton « E ».....	23
2.1.8 Coefficient de POISSON .....	24
2.2 Les armatures .....	24
2.2.1 Les aciers actifs.....	25
2.2.2 Les aciers passifs.....	26
2.3 Conclusion .....	26
<b>3. Chapitre III : Prédimensionnement .....</b>	<b>27</b>
3.1 Introduction.....	28
3.2 Schéma statique longitudinal .....	30

3.2.1	Répartition des travées .....	30
3.2.2	Élancement et forme de l'intrados :.....	30
3.2.3	Condition d'appui .....	31
3.3	Prédimensionnement de la section transversale.....	31
3.3.1	Prédimensionnement de la section du caisson.....	31
3.4	Caractéristiques géométriques .....	37
3.4.1	Voussoir sur pile et voussoir courante .....	37
3.5	Conclusion .....	38
<b>4.</b>	<b>Chapitre IV : Charges et surcharges .....</b>	<b>39</b>
4.1	Introduction.....	40
4.2	Caractéristiques du pont .....	40
4.2.1	Largeur roulable .....	40
4.2.2	Largeur chargeable.....	40
4.2.3	Nombre de voies de circulation .....	40
4.2.4	Largeur de la voie .....	40
4.2.5	Classe du pont .....	40
4.3	Classification des actions appliquées sur le pont.....	41
4.3.1	Action hors trafic .....	41
4.3.2	Actions du trafic.....	44
4.4	Combinaison de charges .....	52
4.5	Conclusion .....	53
<b>5.</b>	<b>Chapitre V : Stabilité du fléau.....</b>	<b>54</b>
5.1	Introduction.....	55
5.2	Phases successives de la construction .....	55
5.3	Charges appliquées aux fléaux .....	56
5.4	Effets des charges appliqués sur le demi fléau .....	57
5.5	Combinaison de charges .....	61
5.6	Conclusion .....	62
<b>6.</b>	<b>Chapitre VI : Etude de la précontrainte.....</b>	<b>63</b>
6.1	Introduction.....	64
6.2	Méthode de câblage.....	64
6.3	Câbles de fléau .....	65
6.3.1	Calcul de l'effort de précontrainte .....	65
6.3.2	Détermination du nombre de câbles .....	67
6.3.3	Répartition des câbles de fléau .....	68
6.3.4	Espacement des armatures de précontrainte.....	69

6.3.5	Tracé des câbles de demi fléau .....	70
6.3.6	Etude du tracé en plan .....	72
6.4	Câbles de Continuité .....	75
6.4.1	Modélisation de l'ouvrage.....	75
6.4.2	Détermination des câbles de continuité .....	78
6.5	Les pertes de précontrainte .....	86
6.5.1	Les Pertes instantanées.....	86
6.5.2	Les pertes différées .....	94
6.6	Vérification des contraintes normales .....	98
6.6.1	En construction.....	99
6.6.2	En service (en charge) .....	101
6.7	Conclusion .....	101
<b>7.</b>	<b>Chapitre VII : étude transversale .....</b>	<b>102</b>
7.1	Introduction.....	103
7.2	Zones de justification .....	103
7.3	Justification des sections.....	103
7.3.1	Présentation du logiciel.....	103
7.3.2	Modélisation.....	104
7.3.3	Charges appliquées aux voussoirs.....	105
7.3.4	Combinaisons et efforts .....	106
7.4	Résultats de l'analyse : .....	106
7.4.1	Moment Fléchissant : .....	107
7.4.2	Effort tranchant : .....	108
7.5	Ferraillage de la section transversale.....	109
7.5.1	Ferraillage de l'hourdis supérieur.....	110
7.5.2	Ferraillage de l'hourdis inférieur .....	111
7.5.3	Ferraillage des consoles.....	112
7.5.4	Ferraillage des âmes.....	113
7.6	Conclusion .....	114
<b>8.</b>	<b>Chapitre VIII : Etude de l'effort tranchant .....</b>	<b>115</b>
8.1	Introduction.....	116
8.2	Calcul de l'effort tranchant .....	117
8.2.1	En construction.....	117
8.2.2	En service.....	117
8.2.3	Effort tranchant dû à la précontrainte .....	118
8.2.4	Effort tranchant dû à la courbure du tablier (Effet RESAL) .....	119

8.3	Effort tranchant réduit .....	120
8.4	Cisaillement .....	120
8.4.1	Calcul des contraintes .....	120
8.4.2	Vérification à l'état limite de service (ELS) .....	121
8.4.3	Vérification a l'état limite ultime (ELU) .....	124
8.5	Conclusion .....	126
<b>9.</b>	<b>Chapitre IX : Equipements du tablier .....</b>	<b>127</b>
9.1	Introduction.....	128
9.2	Appareils d'appui.....	128
9.2.1	Caractéristiques des appareils d'appui .....	129
9.2.2	Principe de dimensionnement de l'appareil d'appui .....	130
9.2.3	Dimensionnement de l'appareil d'appui .....	132
9.2.4	Vérification de l'appareil d'appui .....	133
9.2.5	Dimensionnement des frettes.....	135
9.3	Dés d'appuis .....	136
9.3.1	Dimensionnement des dés d'appuis .....	136
9.3.2	Ferraillage des dés d'appuis .....	136
9.4	Joint de chaussée .....	137
9.4.1	Calcul du souffle du joint.....	138
9.4.2	Combinaisons d'actions.....	139
9.4.3	Choix du type de joint.....	140
9.5	L'évacuation des eaux .....	140
9.6	Conclusion .....	141
<b>10.</b>	<b>Chapitre X : Etude de la pile .....</b>	<b>142</b>
10.1	Introduction.....	143
10.2	Choix du type de la pile .....	143
10.3	Les fondations .....	143
10.3.1	Choix du type de fondation .....	144
10.3.2	Nombre de files de pieux .....	144
10.3.3	La semelle .....	144
10.4	Ferraillage de la pile .....	145
10.4.1	Les combinaisons de charge.....	145
10.4.2	Evaluation des efforts agissant sur la pile .....	145
10.4.3	Efforts Combinés agissant sur la pile.....	146
10.4.4	Condition d'orientation de la section.....	147
10.4.5	Condition de non fragilité.....	148

10.4.6	Espacement des armatures d'effort tranchant.....	148
10.4.7	Section minimale des armatures d'effort tranchant.....	149
10.5	Etude et ferrailage de la semelle.....	150
10.5.1	Caractéristiques de la semelle.....	150
10.5.2	Sollicitations dans le pieu.....	150
10.5.3	Armatures transversales inférieures.....	152
10.5.4	Armatures de répartition.....	153
10.5.5	Armatures longitudinales inférieures dans la semelle.....	153
10.5.6	Armatures de construction.....	153
10.6	Conclusion.....	155
	<b>Conclusion générale.....</b>	<b>156</b>
	<b>Conclusion générale.....</b>	<b>157</b>
	<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>158</b>
	<b>Annexes.....</b>	<b>160</b>

## Liste des tableaux

Tableau 2-1 : Valeurs de la contrainte admissible de compression de béton .....	23
Tableau 3-1: Caractéristiques mécaniques des différentes sections.....	38
Tableau 4-1: Gradient thermique.....	44
Tableau 4-2 : Valeurs du coefficient $a_1$ en fonction de la classe du pont et le nombre de voies .....	45
Tableau 4-3: Valeur de $L_0$ en fonction de la classe du pont .....	46
Tableau 4-4: Valeurs de la charge $A(l)$ .....	46
Tableau 4-5: Valeurs du coefficient $b_c$ en fonction de la classe du pont et le nombre de voies .....	47
Tableau 4-6: Valeurs du coefficient $b_t$ en fonction de la classe du pont.....	49
Tableau 4-7: charges permanentes.....	51
Tableau 4-8 : Valeurs de coefficient de majoration dynamique pour la travée de rive .....	51
Tableau 4-9: Valeurs de coefficient de majoration dynamique pour la travée intermédiaire	51
Tableau 4-10 : Combinaisons de charges à prendre en compte.....	53
Tableau 5-1: Poids propre des différents types de voussoirs .....	56
Tableau 6-1: détermination du nombre de câbles de précontrainte .....	67
Tableau 6-2: Répartition des câbles de fléau .....	68
Tableau 6-3: Tracé en élévation des câbles .....	72
Tableau 6-4:Tracé en plan des câbles de fléau .....	74
Tableau 6-5 : Combinaisons de charges à l'ELS à considérer selon le RCPR.....	76
Tableau 6-6:Les résultats des moments sous la combinaison $G+ M_{c120+0.5 \Delta\theta}$ .....	77
Tableau 6-7:Moments totaux de calcul des câbles de continuité .....	79
Tableau 6-8 : Nombre de câbles de continuité pour chaque voussoir pour les travées intermédiaires .....	81
Tableau 6-9: Nombre de câbles de continuité pour chaque voussoir pour les travées de rive .....	82
Tableau 6-10: Répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées intermédiaires .....	83
Tableau 6-11 : Répartition des câbles de continuité inférieurs dans la travée de rive .....	85
Tableau 6-12: pertes de tension par frottement des câbles de fléau .....	88
Tableau 6-13: paramètres de calcul des pertes de tension dues au recul d'ancrage.....	90
Tableau 6-14 : pertes du au recul d'ancrage.....	91
Tableau 6-15 : Pertes dues à la non simultanément de la mise en tension.....	93
Tableau 6-16 : pertes instantanées des câbles de fléau .....	94
Tableau 6-17 : pertes dues au retrait du béton .....	95
Tableau 6-18 : pertes dues au fluage du béton .....	96
Tableau 6-19: pertes dues à la relaxation des armatures.....	97
Tableau 6-20: Pertes totales de précontraintes.....	98
Tableau 6-21: vérification des contraintes supérieurs du demi fléau .....	99
Tableau 6-22: Vérification des contraintes inférieures au demi fléau.....	100

Tableau 7-1: Valeurs des charges permanentes .....	105
Tableau 7-2: Valeurs des charges dues au trafic.....	105
Tableau 7-3: Combinaisons de charges à prendre en compte.....	106
Tableau 7-4 : Armatures de l'hourdis supérieur du voussoir.....	110
Tableau 7-5: Armatures de l'hourdis inférieur du voussoir .....	111
Tableau 7-6: armatures des consoles du voussoir .....	112
Tableau 7-7 : Armatures des âmes du voussoir .....	113
Tableau 7-8: tableau récapitulatif des armatures passives .....	114
Tableau 8-1: Effort tranchant en construction .....	117
Tableau 8-2 : Effort tranchant en service.....	118
Tableau 8-3: Vérification du cisaillement en construction .....	122
Tableau 8-4 : Vérification du cisaillement en exploitation en charge .....	123
Tableau 8-5 : Vérification du cisaillement en exploitation à vide.....	124
Tableau 10-1 : Combinaison des forces sismique selon le RPOA.....	146
Tableau 10-2 : Efforts appliqués à la pile .....	146
Tableau 10-3 : Combinaisons utilisées pour le ferrailage de la pile.....	146
Tableau 10-4 : Sollicitations appliquées sur la semelle après combinaisons des charges. ...	150

## Liste des figures

Figure 1-1 : Photo du viaduc prise par Google Earth .....	18
Figure 1-2 : Tracé en plan .....	18
Figure 1-3 : Profil en long .....	19
Figure 1-4 : Profil en travers (coupe transversale du voussoir) .....	19
Figure 1-5 : carte de zonage sismique de l'Algérie.....	20
Figure 3-1: Schéma de principe de la construction par encorbellement.....	28
Figure 3-2: domaines d'applications des différents types de ponts .....	29
Figure 3-3: Coupe longitudinale et répartition des travées.....	30
Figure 3-4:pont a tablier de hauteur constante.....	30
Figure 3-5:Ensemble d'éléments de prédimensionnement.....	32
Figure 3-6: épaisseur des âmes .....	34
Figure 3-7: caisson a âmes inclinées .....	34
Figure 3-8: Détails hourdis inférieur .....	35
Figure 3-9: épaisseur de l'hourdis inférieur .....	35
Figure 3-10: Coupe transversale d'une section courante .....	36
Figure 3-11: Coupe transversale d'une section sur pile.....	37
Figure 4-1:Coupe transversale du trottoir de gauche avec corniche.....	42
Figure 4-2: Coupe transversale du trottoir de droite.....	42
Figure 4-3: glissière de sécurité.....	43
Figure 4-4: Système de charge Bc .....	48
Figure 4-5: Système de charge Br.....	48
Figure 4-6: Système de charge Bt.....	49
Figure 4-7: Système de charge Mc120 .....	50
Figure 4-8 : Système de charge D240.....	50
Figure 5-1: Succession des étapes de la technique d'encorbellement successif.....	56
Figure 5-2: Charges appliqués sur un demi-fléau .....	57
Figure 5-3:Graphique du moment fléchissant dû au poids propre .....	57
Figure 5-4: graphique du moment fléchissant dû au poids propre .....	58
Figure 5-5: Graphique du moment fléchissant dû à Qpra1 .....	58
Figure 5-6: Graphique effort tranchant dû à Qpra1.....	59
Figure 5-7:Graphique du moment fléchissant dû à Qpra2 .....	59
Figure 5-8: Graphique de l'effort tranchant dû à Qpra2.....	60
Figure 5-9 : Graphique du moment fléchissant dû à Qprc.....	60
Figure 5-10: Graphique de l'effort tranchant dû à Qprc .....	61
Figure 5-11 : Effets de charge sur la console .....	61
Figure 6-1: Répartition des câbles de fléau.....	68
Figure 6-2:Espacement entre les câbles.....	69
Figure 6-3: disposition des câbles de fléau dans le gousset .....	69
Figure 6-4: Allure des câbles en élévation .....	70
Figure 6-5: courbe de l'équation du tracé.....	71
Figure 6-6:Allure des câbles en plan .....	73
Figure 6-7:modèle du pont.....	76

Figure 6-8 : moments résultants sous la combinaison G+ Mc120+0.5 $\Delta\theta$ .....	77
Figure 6-9: Disposition des câbles de continuité dans les travées intermédiaires.....	83
Figure 6-10: Coupe longitudinale de la disposition des câbles de continuité d'une mi-travée intermédiaire.....	84
Figure 6-11: Répartition des câbles de continuité dans les travées de rive .....	85
Figure 6-12 : Position relative du câble et de la gaine .....	86
Figure 7-1: Section transversale et zones de justification .....	103
Figure 7-2: Vue 3D du voussoir courant modélisé par Robot structural analysis.....	104
Figure 7-3: Moment fléchissant à l'ELU.....	107
Figure 7-4 : Moment fléchissant à l'ELS .....	107
Figure 7-5 : Effort normal à l'ELU .....	108
Figure 7-6: Effort normale à l'ELS.....	108
Figure 8-1: Effort tranchant dû à la précontrainte.....	118
Figure 8-2 : Effet RESAL dans les ponts à inertie constante.....	119
Figure 9-1: Dimensions de l'appareil d'appui à déterminer.....	129
Figure 9-2 : Comportement sous effort normale.....	130
Figure 9-3: Comportement sous effort transversal .....	131
Figure 9-4 : Comportement sous une rotation de l'axe horizontal .....	131
Figure 9-5 : dimensions des dés d'appuis .....	136
Figure 10-1 : Section transversale de la pile .....	143
Figure 10-2 : Spectre de réponse de l'ouvrage (RPOA).....	145
Figure 10-3 : Abaque de Walther pour " $\eta=1$ " .....	148
Figure 10-4 : ferrailage longitudinale de la pile .....	149
Figure 10-5 : Vue en plan de la semelle .....	151
Figure 10-6 : coupe longitudinale de la semelle .....	152
Figure 10-7 : ferrailage de la semelle (nappe inférieure).....	154
Figure 10-8 : ferrailage de la semelle (nappe supérieure) .....	155
Figure 10-9 : ferrailage de la semelle (vue en élévation).....	155

# Introduction générale

# Introduction générale

Le Pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée).

En général, un pont soutient une voie de circulation. Il peut également supporter des canaux ou conduites d'eau, il s'agit alors d'un aqueduc. Un viaduc est un ouvrage routier ou ferroviaire de grande longueur, constitué de travées et permettant le franchissement à grande hauteur d'une brèche.

En raison des variétés de type d'ouvrages, la conception de ces derniers reste la phase la plus importante pour un ingénieur.

Selon sa forme, un pont peut donc porter un nom particulier :

- Ponceau : petit pont d'une seule travée, de l'ordre de 5-8 m.
- Viaduc : ouvrage de grande longueur constitué de plusieurs travées et situé à une hauteur élevée par rapport à la brèche.
- Passerelle : pont léger livrant passage à de faibles charges, piétons, cyclistes...etc.

On peut également classer les ponts selon :

- Le matériau utilisé (ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint, mixte...).
- La nature de la voie portée (ponts-routes, ponts-rails, pont-canal, pont-aqueduc...).
- La structure (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts arc, ponts-cadre, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans...etc.).
- La forme (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).
- Leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...).

Dans le cadre du développement des infrastructures, l'Algérie a lancé un programme national visant la réalisation des pénétrantes autoroutières reliant les réseaux routiers principaux à l'autoroute est-ouest qui comprennent plusieurs ouvrages d'art avec de nouvelles techniques et méthodes de réalisation ; un de ces ouvrages m'a été proposé comme sujet de projet de fin d'études.

Le présent mémoire détaille l'étude du tablier d'un pont de 250.5m de portée, réalisé en béton précontraint construit par encorbellements successifs avec des voussoirs préfabriqués, situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Pour se faire, le présent mémoire est organisé de la façon suivante :

- Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage.
- Le deuxième chapitre comporte la présentation des matériaux utilisés pour la réalisation du pont.
- Le troisième chapitre comprend le prédimensionnement de la section transversale du pont.
- Le quatrième chapitre est dédié aux différents systèmes de charges et de surcharges appliqués sur le pont.
- Le cinquième chapitre est consacré à l'étude de la stabilité du fléau lors de son exécution.
- Le sixième, septième et huitième chapitre sont consacrés à l'étude de la précontrainte de l'ouvrage, à la vérification de l'effort tranchant et à l'étude transversale pour la détermination des armatures passives.
- Le neuvième chapitre comprend l'étude des équipements du pont.
- Le dixième et dernier chapitre est consacré à l'étude de la pile et de la semelle.

Nous finirons notre travail par une conclusion générale.

# 1. Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

## 1.1 Introduction

La construction d'ouvrages d'art a pris une importance accrue induit par le développement du réseau routier, la croissance économique.

Pour cela, il a fallu adopter de nouveaux procédés de construction dans la perspective de réduire les délais d'exécution et les coûts de construction.

L'étude d'un pont ne peut être réalisé que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Afin de ne rien omettre, il convient de dresser à l'avance la liste des données indispensables pour entreprendre l'étude.

Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions seront détaillées dans ce présent chapitre.

## 1.2 Eléments constitutifs d'un pont

La structure principale d'un pont est divisée en deux parties :

- **La Superstructure**, qui comporte :

- **Le tablier** : élément sur lequel repose la voie de circulation. Il reçoit nécessairement des équipements complémentaires : garde-corps, les corniches... etc.

- **L'infrastructure**, qui comporte :

- **Les fondations** : système de transmission de charges de la superstructure au sol.

- **Les appuis** : Eléments de liaisons supportant le tablier par encastrement ou par l'intermédiaire d'appareil d'appui et transmettant les efforts vers les fondations.

On distingue deux types d'appuis :

**Les culées** : représentant les appuis extrêmes du tablier.

**Les piles** : qui sont les appuis intermédiaires.

## 1.3 Description du pont

### 1.3.1 Situation de l'ouvrage

Notre ouvrage fait partie du projet de la réalisation d'une pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia sur 48 kms.

Ce projet, confié au groupement algéro-turc dénommé « ONE » (Ozgun / Nurol / Engoa) conçu en 2 × 3 voies, traverse une zone montagneuse sur un grand tronçon linéaire.

Ce projet d'envergure a été lancé en mars 2014 pour un délai de réalisation initial de 36 mois. Mais de nombreuses contraintes de travaux ont conduit à un allongement de ce délai.

L'autoroute, d'une longueur de 48 km, est prévue entre la localité de Draâ Ben Khedda (Tizi Ouzou) et celle de Djebahia (Bouira). La partie en cours de réalisation dans la wilaya de Tizi Ouzou est la plus importante, avec une longueur de 36 km, près de 25 km de routes secondaires, 7 échangeurs, et plusieurs ouvrages d'art, dont 16 viaducs.



Figure 0-1 : Photo du viaduc prise par Google Earth

### 1.3.2 Caractéristiques techniques de l'ouvrage

Le pont enjambe une brèche de 250.5m de long, il est constitué de 4 travées composées de poutres caissons préfabriquées à inertie constante de sorte que les 2 travées du milieu ont une portée de 81.8m chacune et sont bordées de 2 travées de 42.60m de portée. La largeur totale de l'ouvrage est de 13.8m.

### 1.3.3 Tracé en plan

Lors de l'élaboration de tout projet routier l'ingénieur doit commencer par la recherche du couloir de la route dans le site concerné.

Le tracé en plan est une succession de droites reliées par des liaisons. Il représente la projection de l'axe routier sur un plan horizontal qui peut être une carte topographique ou un relief schématisé par des courbes de niveau.

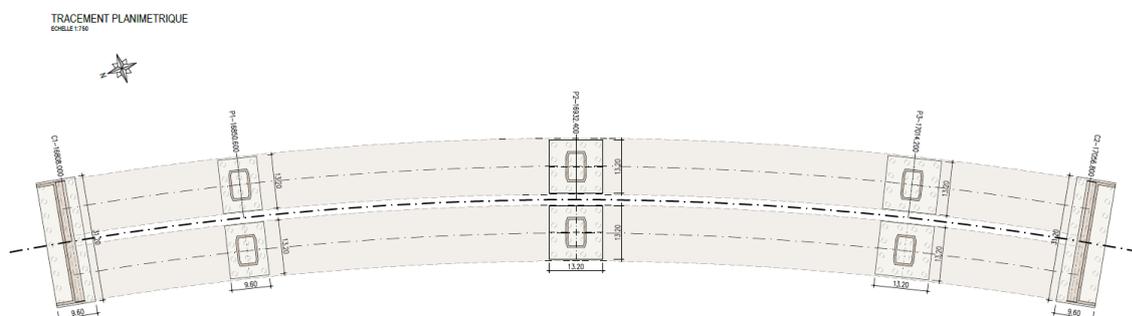


Figure 0-2 : Tracé en plan

Les caractéristiques des éléments constituant le tracé en plan doivent assurer les conditions de confort et de stabilité et qui sont données directement dans les codes routiers en fonction de la vitesse de base et le frottement de la surface assuré par la couche de roulement.

### 1.3.4 Profil en long

Le but principal du profil en long est d'assurer pour le conducteur une continuité dans l'espace de la route afin de lui permettre de prévoir l'évolution du tracé et une bonne perception des points singuliers.

Pour notre ouvrage le profil en long de l'axe de roulement présente une pente longitudinale de 2.5%.

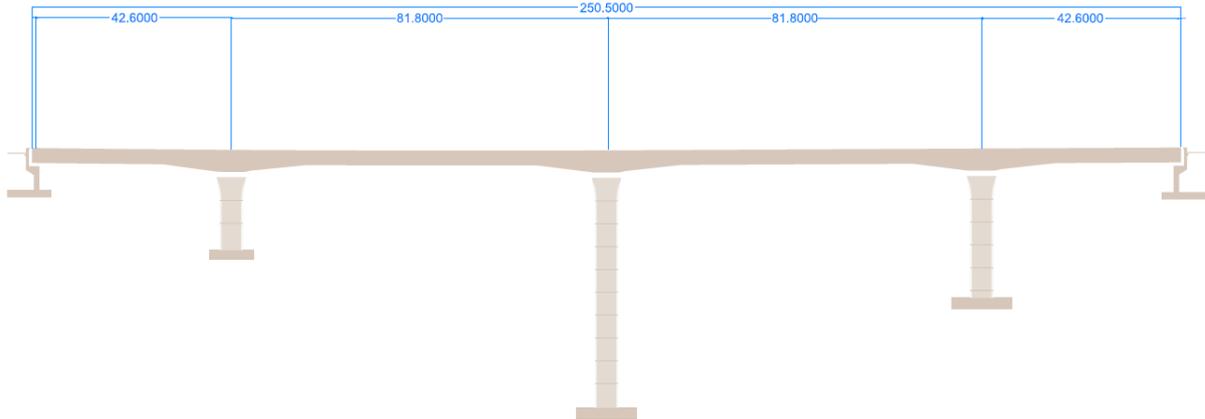
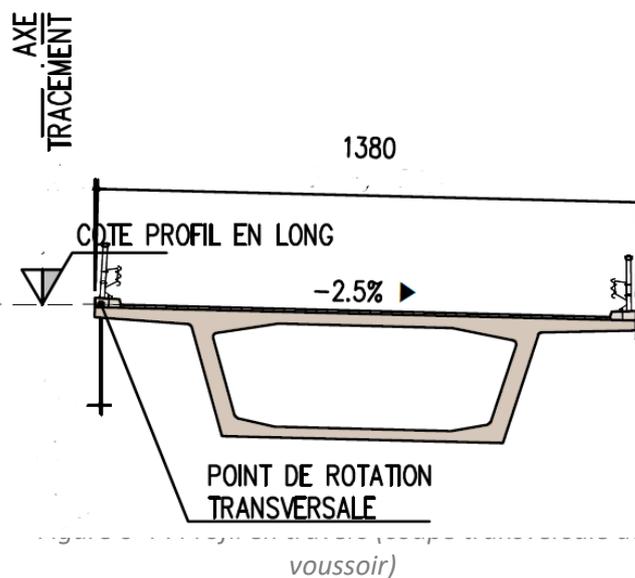


Figure 0-3 : Profil en long

### 1.3.5 Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements dans le sens transversal. Il représente la coupe transversale de notre voie de passage, comme il permet de définir les largeurs roulables et les trottoirs (s'il y en a).

La largeur totale de l'ouvrage est de 13.80m. Le tablier présente un devers de 2.5 %.



### 1.3.6 Caractéristiques du site

Il est primordial de se renseigner sur les caractéristiques du sol où l'ouvrage d'art va être implémenté et les actions naturelles auxquels il va être soumis, dans le cas présent le viaduc est implémenté sur un sol de portance moyenne (site ferme S2), la région est soumise à des vents considérables, les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

### 1.3.7 Données sismologiques

Pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y'a lieu de se référer au règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA, selon ce dernier notre pont est du groupe d'usage 2 (Pont Important) car il assure la continuité du réseau autoroutier. La wilaya de Tizi-Ouzou appartient à la zone *Ila* (moyenne sismicité), le coefficient d'accélération  $A$  à considérer est égale à 0.20.

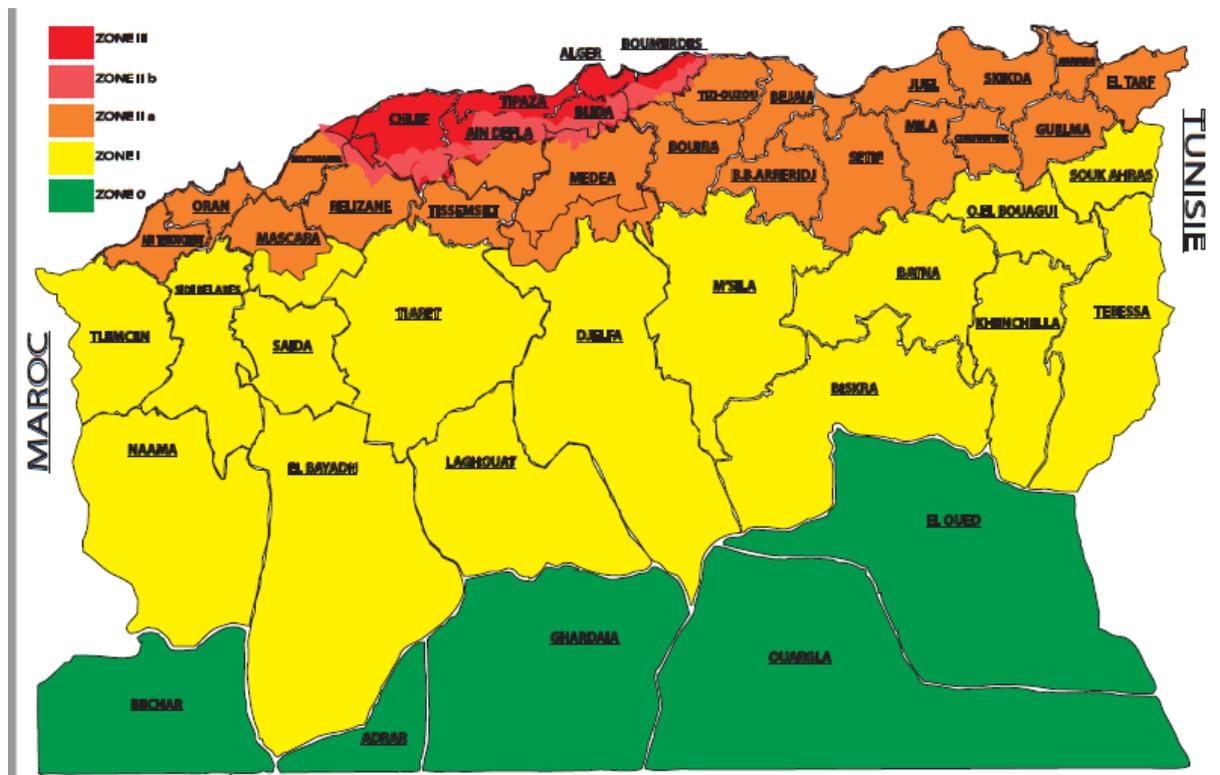


Figure 0-5 : carte de zonage sismique de l'Algérie

## 1.4 Conclusion

Il est primordial d'avoir toutes les données topographiques, sismologiques et climatiques concernant notre ouvrage pour procéder au choix du type de pont ; Le tablier du pont sera réalisé en béton précontraint, la construction sera faite par encorbellements successifs avec des voussoirs préfabriqués.

# 2. Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

## 2.1 Béton

Le béton est le mélange dans des proportions convenables, et de façon homogène de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il soit utilisé sous des contraintes plus élevées.

Ces contraintes sont des contraintes de compression qui servent à équilibrer les contraintes de traction engendrées par les charges.

### 2.1.1 Dosage

Le béton est dosé à 400 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

### 2.1.2 Densité

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

### 2.1.3 La résistance à la compression

Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, et notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

- Les résistances à la compression à différents âges de j jours, j différent de 28.
  - La résistance à la traction à différents âges.
- $$f_{c28} = \left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Le module de déformation longitudinale du béton.} \\ 40 \text{ MPa pour le béton du tablier} \\ 27 \text{ MPa pour les bétons d'appui et les fondations} \end{array} \right.$$

Pour j jours la résistance caractéristique à la compression sera :

- $j \geq 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ .
- $j < 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$ .

### 2.1.4 Résistance a la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

- $f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+ 0,06(40) = 3 \text{ MPa}$  (pour le tablier)
- $f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+0,06 (27) = 2,2 \text{ MPa}$  (pour les appuis).

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

### 2.1.5 Contrainte de calcul pour l'ELU

Consiste à vérifier que la structure ne subisse pas de déformation irréversible sous la charge et qu'elle ne présente pas de dégradation. La contrainte admissible de compression de béton à l'ELU est donnée par :

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

Tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5; & \text{combinaison Fondamentale} \\ 1.15; & \text{combinaison Accidentelle} \end{cases}$$

Tableau 2-1 : Valeurs de la contrainte admissible de compression de béton

	Combinaisons	Tablier	Appuis
<b><i>f<sub>bu</sub></i> (MPa)</b>	Fondamentale	22.66	14.4
	Accidentelle	29.56	19.96

### 2.1.6 Etat limite de service

Consiste à vérifier que la déformation élastique de la structure reste compatible avec son fonctionnement. La contrainte limite de compression du béton à l'ELS, notée  $\bar{\sigma}_{bc}$ ,

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{cj}$$

Pour la traction du béton, la classe I du BPEL prescrit les vérifications suivantes :

- Aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section de béton en situation d'exploitation,
- Les contraintes de traction sont partout bornées à  $0.7f_{tj}$  dans la situation d'exécution.

### 2.1.7 Module de déformation longitudinale du béton « E »

#### 2.1.7.1 Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de  $j$  jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{1/3}$$

$f_{cj}$  (Exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à  $j$  jours,

Pour  $j = 28$  jours :

$$E_{ij} = \begin{cases} 37619.47 \text{ MPa} ; & \text{pour la superstructure,} \\ 33000 \text{ MPa} ; & \text{pour l'infrastructure,} \end{cases}$$

### 2.1.7.2 Module de déformation différée (longue durée)

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différée  $E_{vj}$  à  $j$  jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

Si on exprime les résistances en  $MPa$ , ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

Pour  $j = 28$  jours

$$E_{vj} = \begin{cases} 12653.82 \text{ MPa} ; & \text{pour la superstructure,} \\ 11000 \text{ MPa} ; & \text{pour l'infrastructure,} \end{cases}$$

### 2.1.8 Coefficient de POISSON

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

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Où :

$$\nu = \frac{\Delta a}{a} + \frac{\Delta L}{L}$$

Avec :  $\nu$  ; coefficient de poisson donné par :  $\nu = 0.2$  pour un béton non fissuré (ELS)  
 $\nu = 0$  pour un béton fissuré (ELU)

$a$  ; côte de l'élément considéré.

$L$  ; longueur de l'élément considéré.

## 2.2 Les armatures

Deux catégories d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint :

- Les aciers actifs qui exercent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs, ils sont identiques à ceux utilisés en béton armé, nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (en l'absence d'étriers précontraints), pour limiter la fissuration. Les aciers passifs comprennent aussi des aciers de montage pour constituer une cage d'armatures maintenant les autres aciers.

### 2.2.1 Les aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour la construction en béton précontraint. Elles sont sous tension même sans aucune sollicitation.

La précontrainte initiale à prendre en considération dans les calculs est donnée par la formule suivante :  $P_0 = \min (0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg})$ .

Où ;  $f_{peg}$  : limite élastique de l'acier de précontrainte.

$f_{prg}$  : contrainte de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

Le module d'élasticité longitudinale «  $E_p$  », appelé 'Module de Young' est pris égal 21000 MPa.

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles **12T15s** (super) car ce type de câbles est réservé aux ouvrages de portées déterminantes supérieures ou égales à 80m.

#### 2.2.1.1 Caractéristiques des câbles selon FREYSSINET

- Unité de précontrainte : 12 torons.
- Poids de 1T15s = 1,18 (kg/m)
- Section de 12T15s = 1800 (mm<sup>2</sup>)
- Force maximale au vérin = 241,3 (kN)

#### 2.2.1.2 La valeur max de la tension à l'origine

$\sigma_0 < \min (0,8f_{prg}, 0,9f_{peg})$  avec ;  $f_{peg} = 1583$  (MPa) ,  $f_{prg} = 1770$  (MPa)

Alors :

$\sigma_0 < \min (1416, 1425) = 1416$ MPa

#### 2.2.1.3 Gaines

- $\Phi_{int}$  : 80 mm.
- $\Phi_{ext}$  : 88 mm.

#### 2.2.1.4 Frottements

- Déviation parasitaire : 0,003 m<sup>-1</sup>.
- Coefficient de frottement : 0.2 rad.

### 2.2.2 Les aciers passifs

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe FeE400

$$\text{On a : } \sigma_s = \frac{f_{e,s}}{\gamma_s}$$

Avec :  $\gamma_s$  : coefficient de pondération pris égale à 1,15.

D'où :

$$\sigma_s = 400/1,15 = 347,8 \approx 348 \text{ (MPa)}.$$

### 2.3 Conclusion

Les choix des matériaux pris sont le fruit de l'expérience et l'avancée technologique du domaine des ouvrages afin d'optimiser les résultats et bien exploiter ces matériaux.

# 3. Chapitre III : Prédimensionnement

### 3.1 Introduction

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de qualité architecturale ou paysagère. Pour notre projet, il y a lieu de concevoir un pont à voussoirs préfabriqués en béton précontraint, construit par encorbellements successifs.

La construction par encorbellement consiste à exécuter l'ouvrage élément par élément sans contact avec le sol. Le principe est de faire supporter à la partie déjà construite ; le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente. Dès qu'elle atteint une résistance suffisante, elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

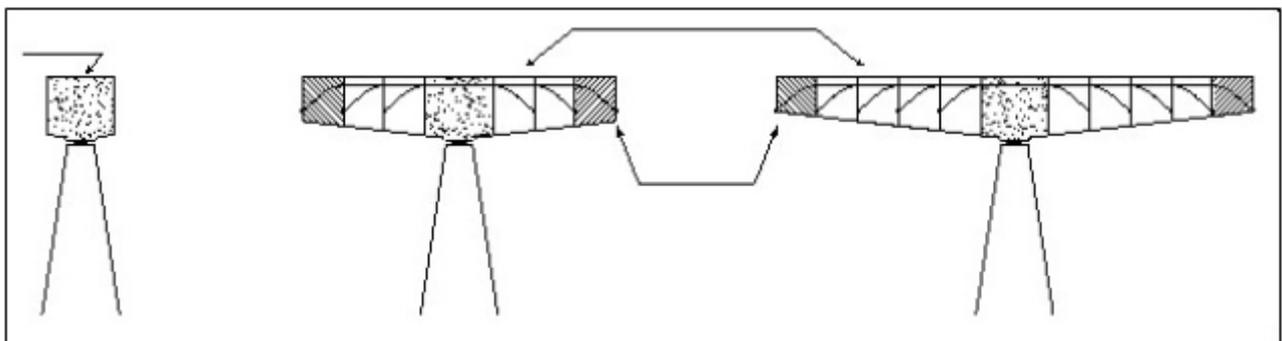


Figure 3-1: Schéma de principe de la construction par encorbellement.

La réalisation des importants porte-à-faux impose d'utiliser des sections transversales qui résistent à la torsion. Raison pour laquelle la section en forme de caisson est choisie pour les ponts en encorbellement.

La stabilité de la console ainsi constituée est assurée à chaque étape de la construction par des câbles de précontrainte, de longueur croissante, appelés *Câbles de fléau*. Ils sont disposés dans la membrure supérieure de la poutre. Les voussoirs peuvent être préfabriqués, transportés et mis en place à l'aide de dispositifs appropriés. Comme ils peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles.

Pour des largeurs de tabliers inférieures à 20m, il est plus économique de projeter des caissons à deux âmes, avec deux hourdis, inférieur et supérieur, en dalle pleine. Ce type de caisson permet toutes les variations de la hauteur du tablier (constante, parabolique, etc.). Les tabliers dont la largeur dépasse les 20m posent un problème particulier. Si l'on écarte la poutre caisson à deux âmes, de grande largeur, la poutre caisson à trois âmes semble théoriquement la mieux adaptée, mais ce type de section présente un bilan économique souvent défavorable dû à la difficulté de conception des équipages mobiles de bétonnage.

**Avantage du procédé et domaine d'application :**

Le principal avantage de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et échafaudages, libérant ainsi l'espace situé au-dessous de l'ouvrage. Ce procédé est donc particulièrement adapté aux conditions suivantes :

- Ouvrages comportant des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (cintre onéreux), ce qui est le cas de notre ouvrage.
- Rivières à crues violentes et soudaines (cintre dangereux) ;
- Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction.
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.
- Augmentation du rendement de la main-d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ(c'est-à-dire les piles).
- Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.

La figure ci-dessous nous montre le domaine d'application des différents procédés de construction des ponts en béton précontraint :

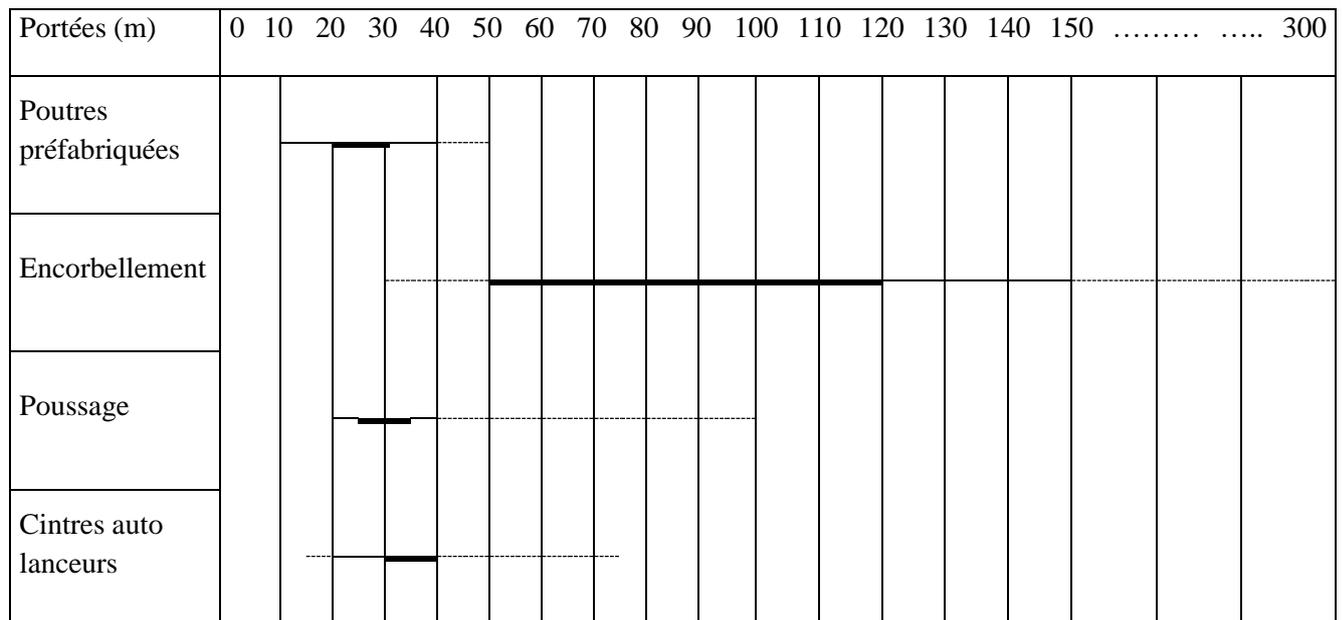


Figure 3-2: domaines d'applications des différents types de ponts

- Domaine optimal
- Domaine normal
- - - - -Domaine exceptionnel.

## 3.2 Schéma statique longitudinal

### 3.2.1 Répartition des travées

Notre ouvrage s'agit d'un viaduc à une portée de 250.5m qui se compose de 4 travées illustrés dans la figure suivante :

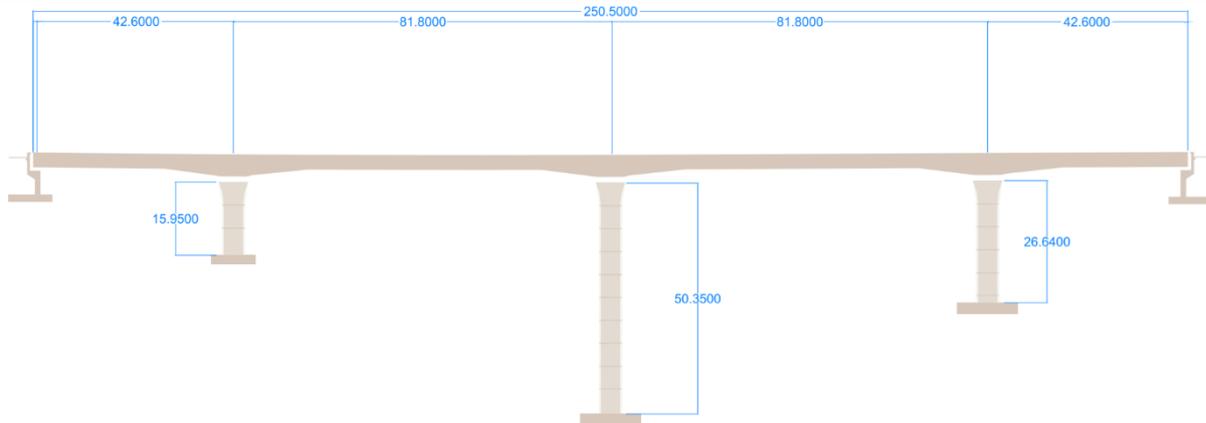


Figure 3-3: Coupe longitudinale et répartition des travées

- 2 travées médianes principales de même portée  $L_i = 81.80 \text{ m}$ , construite entièrement par encorbellement avec des voussoirs préfabriqués et cette disposition permet de réaliser des fléaux tous identiques, ce qui simplifie la disposition des matériels de pose ou de bétonnage et améliore les rendements.

- Deux travées de rive d'une portée identique  $L_j = 42.60 \text{ m}$  et cela nous donne un rapport de portée de l'ordre de  $L_i / L_j \approx 52\%$  ce qui proche de la valeur **60%** pour une longueur optimale des travées de rive.

La différence en longueur entre les travées de rive et les travées principales qui mesure 10 à 20 % de la longueur des travées principales, est habituellement construite sur cintre car cette méthode est généralement la plus économique. Elle permet un bon équilibre des moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitation et garantit des réactions d'appui positives sur les culées

### 3.2.2 Élancement et forme de l'intrados :

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible. Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre un  $1/20$  à  $1/25$  de la portée maximale, avec toutefois un minimum de 2,20 m pour permettre une circulation satisfaisante à l'intérieur du caisson.



Figure 3-4: pont à tablier de hauteur constante

Au-delà de 100 m de portée, les quantités de béton et de précontrainte augmentent rapidement et une solution de hauteur constante est de plus en plus pénalisée par rapport à une solution de hauteur variable. Pour les ouvrages avec des piles de grande hauteur, sensibles aux effets du vent tant en

service qu'en construction, ce phénomène est encore plus accentué, la surface offerte au vent étant augmentée d'environ 25 %.

Malgré ce qui précède, la volonté de concevoir des ouvrages toujours plus élégants et originaux a conduit à projeter ces dernières années des ouvrages de hauteur constante de portées bien supérieures aux 90/100 m.

Dans notre cas la portée maximale qui d'ordre de 81.8 m ce qui nous permet de choisir ce type de tablier.

$$\frac{Li}{25} = 3.27m < Hv < \frac{Li}{20} = 4.09m$$

Nous prendrons  $Hv=4m$

### 3.2.3 Condition d'appui

Lorsque les piles sont très hautes il est souvent préférable d'encasturer le tablier en tête de pile cette solution est très intéressante, elle offre l'avantage de simplifier la construction et l'exploitation de l'ouvrage puisqu'il n'y a ni dispositifs de stabilisation provisoire des fléaux ni appareils d'appui. Elle permet de résoudre simplement le problème de la stabilité des fléaux en cours de construction et de diminuer l'intensité du moment fléchissant maximal à la clé des travées.

Cependant, il faut que les piles soient à la fois souples en flexion dans le plan d'ouvrage et rigides en torsion ses piles s'envisagent généralement en forme de caisson.

En effet, lors de clavage des travées, les piles ne doivent pas s'opposer au raccourcissement du tablier induit par les câbles de précontrainte.

Pour la partie de tablier qui se trouve sur les culées est posé sur des appuis doubles en élastomère fretté. Ces derniers permettent une bonne répartition des efforts horizontaux entre les appuis.

## 3.3 Prédimensionnement de la section transversale

L'application de la technique de construction par encorbellement successif se limite au pont à poutres caisson, pour les raisons suivantes :

- Les moments de flexions sont négatifs dans la majeure partie des travées (le tablier travaille en console). Les membres inférieurs doivent alors résister à des contraintes de compressions élevées surtout au voisinage des piles, d'où la nécessité de prévoir un hourdis inférieur formant une table de compression.
- La grande rigidité à la torsion des sections fermées permet d'obtenir une stabilité en phase de construction et de supprimer les entretoises.
- Le bon rendement mécanique (de l'ordre de 0,6) et une résistance élevée à la rupture.

### 3.3.1 Prédimensionnement de la section du caisson

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

Jusqu'à 15 ou 16 m de largeur, le hourdis supérieur est en béton armé. Au-delà, il est fréquemment précontraint transversalement par des câbles de faible puissance.

Dans notre cas **B = 13.80 m**, on optera pour un simple caisson avec un hourdis supérieur en béton armé.

On se réfère au guide du Service d'études techniques des routes et autoroutes (SETRA) sur les ponts en béton précontraint construits par encorbellement successif pour pré-dimensionner les différents éléments constitutifs du monocaisson montré ci-dessous :

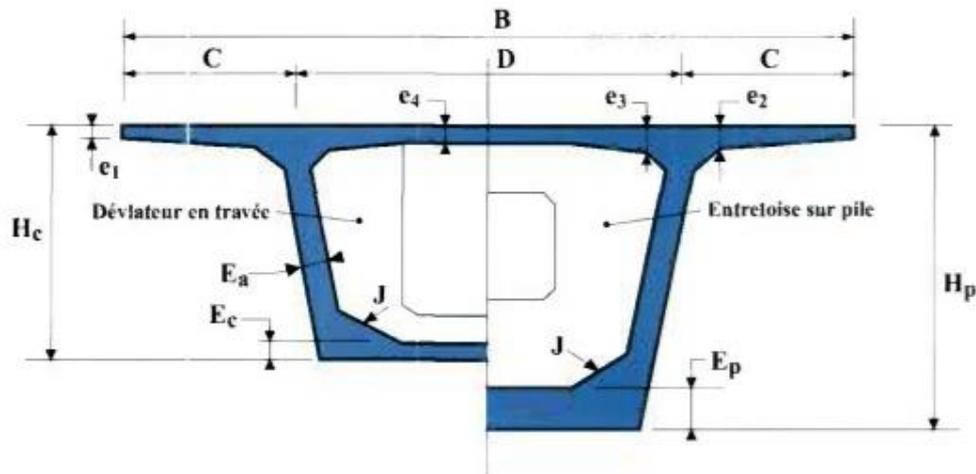


Figure 3-5:Ensemble d'éléments de prédimensionnement

### 3.3.1.1 Largeur totale du caisson

La largeur totale du caisson est **B=13.8m**

Dans un caisson simple, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson

$C=B/4=3.45m$ , on arrondit pour des soucis techniques de réalisation à :

$C=3.5m$  et donc  $D=B-2*C=6.8m$

### 3.3.1.2 Epaisseur de l'hourdis supérieur

L'hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale et aux charges concentrées.

En appelant toujours D sa portée entre axes des âmes son épaisseur courante  $e_4$  et telle que

$$\frac{D}{e_4} = 25 \text{ à } 30$$

Son épaisseur en extrémité  $e_1$  est souvent imposée par les dispositions constructives relatives aux dispositifs de retenue qui y sont fixés ; dans notre cas il s'agit d'une barrière métallique de type BN4 qui nécessite une épaisseur minimale de dalle de 24cm

$e_1=25cm$

À l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur  $e_2$  dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel. En première approximation, on pourra retenir pour  $e_2$   $1/7$  à  $1/8$  de la largeur de l'encorbellement mesurée au début du gousset pour un hourdis en béton armé. En béton précontraint, on peut diminuer cette valeur.

$$\frac{1}{8}C = 43.75\text{cm} < e_2 < \frac{1}{7}C = 50\text{cm}$$

On prend  $e_2=45\text{cm}$

Son épaisseur à mi-portée  $e_4$  est égale à  $D/25$  ou  $D/30$ , voire  $D/35$  pour des caissons très larges précontraints transversalement, avec un minimum de 20 cm. À l'encastrement, la valeur  $e_3$  peut être estimée en mètre à  $0,10 + D/25$  ( $D$  désigne ici l'entraxe des âmes exprimé en mètres). En général, on a vérifié également :  $e_3 > e_2 - 0,10\text{ m}$  et  $e_3 > 1,5 e_4$

$$e_4 = \frac{D}{25} = 27.2\text{cm} \approx 30\text{cm}$$

$$e_3 = 10 + D/25 = 40\text{cm}$$

$$e_3 > e_2 - 10 = 35\text{cm}$$

$$e_3 > 1.5e_4 = 40.8\text{cm}$$

Donc on prend  $e_3=45\text{cm}$  pour des raisons de simplifications

Pour évacuer les eaux pluviales, on donne à notre hourdis un devers et comme on a aussi un viaduc courbé, le devers est simplement dicté par les caractéristiques du tracé routier, dans notre cas 2.5%

#### Dans le cas courant

La plupart du temps, les tables de fléau sont ancrées dans le gousset supérieur ou dans un bossage haut. Dans ce cas, l'âme n'étant pas entamée par les câbles, son épaisseur peut être réduite au strict minimum pour résister à l'effort tranchant en service en bénéficiant de la réduction importante apportée par le relevage des câbles extérieurs. Toutefois, en construction, on ne bénéficie pratiquement d'aucune réduction de l'effort tranchant, car les câbles extérieurs ne sont pas encore tendus. L'épaisseur totale  $E_a$  des deux âmes peut être estimée à  $E_a = L/275 + 1,25 \times B/L - 0,125 \approx 39\text{cm}$

On prendra  $E_a=45\text{cm}$  pour les besoins techniques de réalisation

#### Dans des cas particuliers

Il arrive parfois qu'on souhaite faire descendre les câbles de fléaux dans les âmes, pour augmenter la réduction d'effort tranchant apportée par la précontrainte. On y est d'ailleurs contraint pour les ouvrages très larges et de grande portée, ou l'ancrage d'une seule paire de câbles par voussoir ne suffit pas. Dans ce cas, l'épaisseur des âmes doit également respecter un certain nombre de conditions relatives au bon bétonnage et à l'ancrage des câbles de fléau sur la tranche des voussoirs :

- $E_a > 2(e + 2d + V) + \Phi_{\text{gaine}}$ , avec  $V = 7\text{ cm}$  minimum (cheminée de bétonnage et de vibration)

- $Ea > 2D$  avec  $D$  enrobage des plaques donné par les agréments des systèmes de précontrainte en fonction de la résistance du béton (en première estimation, on peut prendre  $D=18$  cm pour des câbles 12T13 et  $D = 20$  cm pour des câbles 12T15) ;

$Ea > 3 \Phi_{\text{gaine}}$  ; avec  $\Phi_{\text{gaine}} = 7$  cm pour des câbles 12T13 et  $\Phi_{\text{gaine}} = 8$  cm pour des câbles 12T15 ( $\Phi_{\text{gaine}}$  étant le diamètre de la gaine).

- $2(e+2d+V) + \Phi_{\text{gaine}} = 2(5+2*1.4+7)+8.1=37.7$ cm
- $2D=2*20=40$ cm
- $\Phi_{\text{gaine}}=3*8.1=24.3$ cm

Donc notre épaisseur respecte largement les conditions définis au préalable et cela pour un choix de câble 12T15S qu'on utilisera par la suite

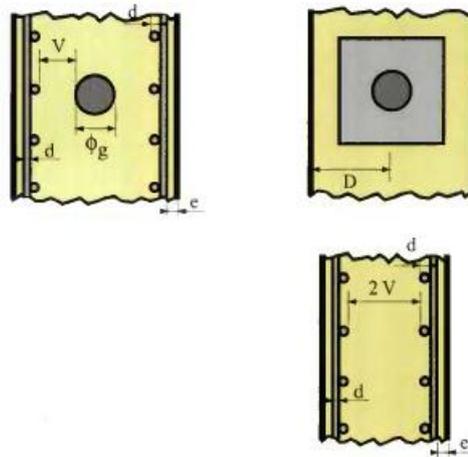


Figure 3-6: épaisseur des âmes

Les âmes sont inclinées d'un angle représentant l'inclinaison de l'âme sur la verticale dont la tangente est égale à peu près à  $1/5$ . L'inclinaison des âmes permet d'optimiser le poids de l'hourdis inférieur mais elle permet surtout de diminuer la dimension des sommiers recevant les appareils d'appui, l'ensemble de ces économies n'étant pas cependant bien significatif. Par contre, le bétonnage d'âmes inclinées est nettement plus délicat que celui d'âmes verticales.

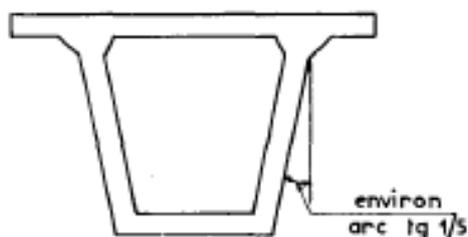


Figure 3-7: caisson à âmes inclinées

### 3.3.1.3 Epaisseur de l'hourdis inférieur

Dans la zone centrale de la travée, l'épaisseur  $E_i$  de l'hourdis inférieur est donnée par la condition d'enrobage des câbles de solidarisation qui s'y trouvent placés et au voisinage des appuis intermédiaires, l'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée par la contrainte de compression admissible sous charges de service sur la fibre inférieure (on majorera  $E_i=100\text{cm}$  pour ces raisons).

Vu qu'on veut y loger les câbles de continuité de diamètre extérieur de gaine, on doit respecter les règles fixées par le guide de la SETRA ; il est recommandé de prendre une valeur légèrement supérieure

- $E_c (\text{cm}) \geq 2.5\Phi_{\text{gaine}}=20\text{cm}$
- $E_c (\text{cm}) \geq 2 \Phi_{\text{gaine}}+3\text{cm}=19\text{cm}$
- $E_c (\text{cm}) \geq \Phi_{\text{gaine}}+d+e=14.5\text{cm}$
- $18\text{cm} < E_c < 22\text{cm}$

Donc on prendra  $E_c=21\text{cm}$

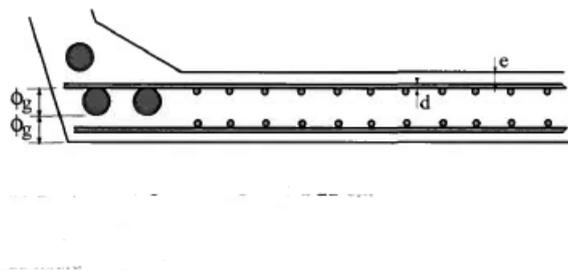


Figure 3-8: Détails hourdis inférieur

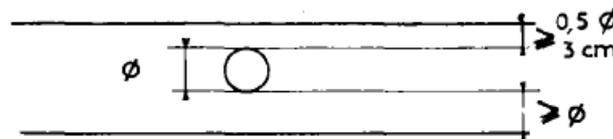


Figure 3-9: épaisseur de l'hourdis inférieur

### 3.3.1.4 Dimensionnement des goussets

#### **DIMENSIONNEMENT DES GOUSSETS SUPÉRIEURS**

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui, en général, conditionnent leurs dimensions :

- ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants,
- leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes,
- ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage,

- ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage,
- ils engraisent les nœuds âmes/hourdis supérieur pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléaux, maintenant presque toujours ancrés dans ces nœuds.

Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle compris entre 30 et 45° pour faciliter le bétonnage. Par contre, leur contour extérieur est assez souvent circulaire, pour des raisons purement esthétiques.

### **DIMENSIONNEMENT DES GOUSSETS INFÉRIEURS**

Les goussets inférieurs sont normalement coffrés par la partie inférieure du noyau central du coffrage du voussoir. Leur pente est alors comprise entre 40 et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage.

Quand le hourdis inférieur est large, la pente des goussets par rapport à l'horizontale peut descendre à 15 voire 10°, pour permettre une bonne reprise des efforts de flexion transversale.

#### *3.3.1.5 Section transversale finale*

Le dimensionnement des sections courantes et sur pile des voussoirs est réalisé sur AUTOCAD 2021

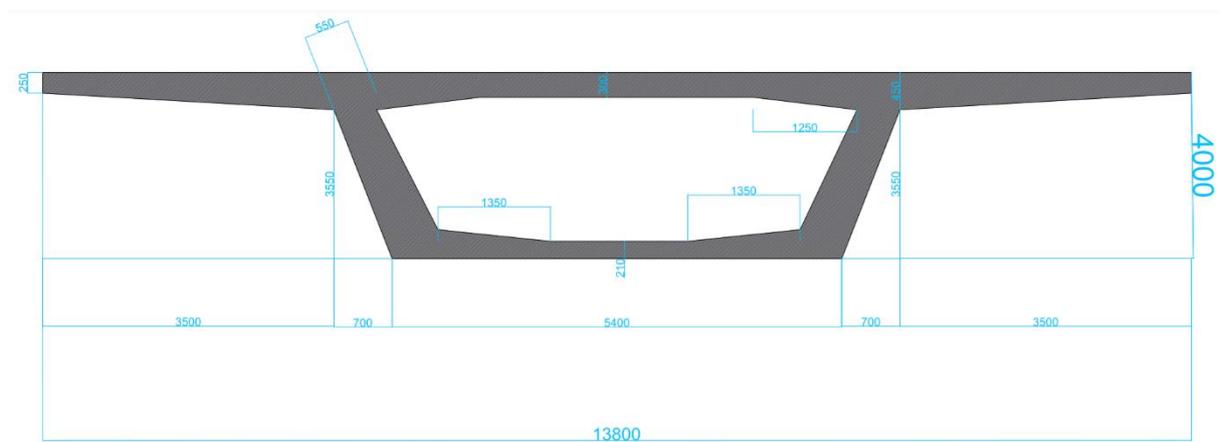


Figure 3-10: Coupe transversale d'une section courante

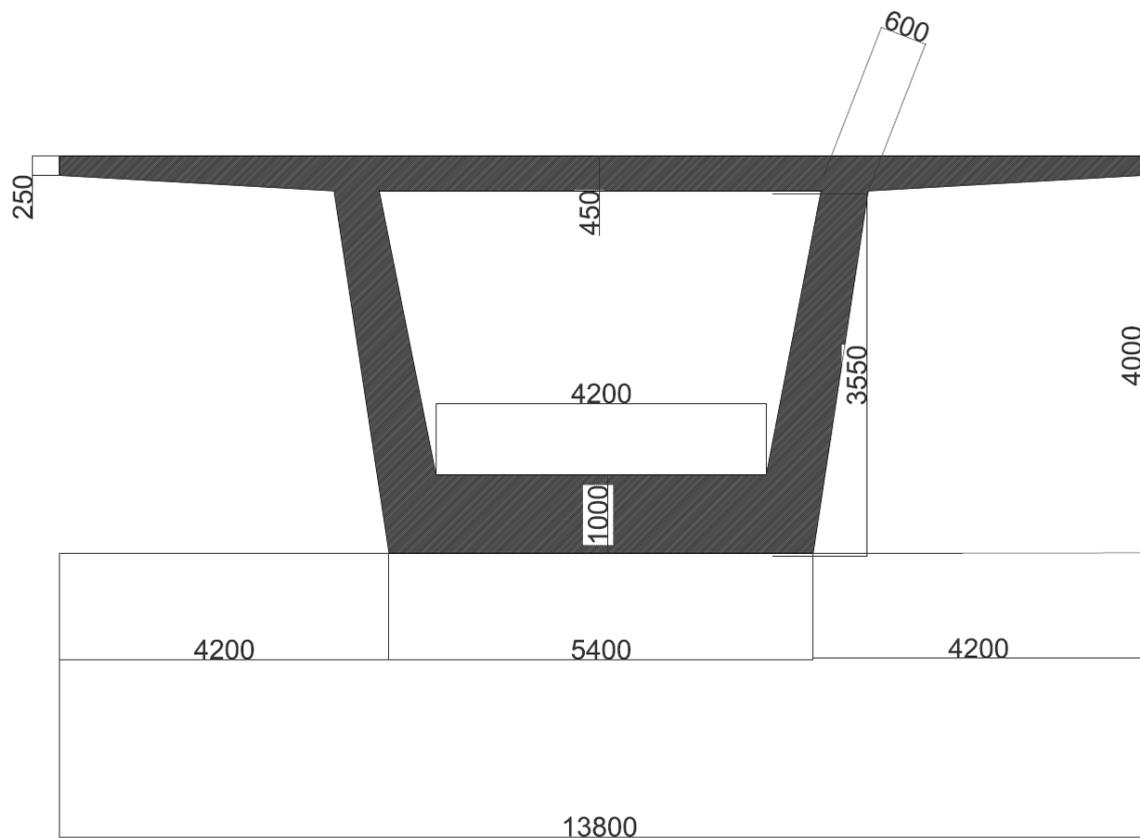


Figure 3-11: Coupe transversale d'une section sur pile

### 3.4 Caractéristiques géométriques

#### 3.4.1 Voussoir sur pile et voussoir courante

Les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons sont obtenues par le logiciel **Autocad 2021**.

A partir de ces caractéristiques on en déduit également :

- $\rho$  : Rendement mécanique de la section :  $\rho = I_y / A \cdot V_{inf} \cdot V_{sup}$
- $C = \rho \cdot V$  : l'ordonnée (par rapport à **G**) du point le plus haut du noyau central.
- $C' = \rho \cdot V'$  : l'ordonnée (par rapport à **G**) du point le plus bas du noyau central.

Tableau 3-1: Caractéristiques mécaniques des différentes sections

Caractéristiques mécaniques	SECTION COURANTE	SECTION SUR PILE
<b>A(m<sup>2</sup>)</b>	11.77	16.68
<b>Vinf(m)</b>	2.375	2.108
<b>Vsup(m)</b>	1.755	2.022
<b>Iy(m<sup>4</sup>)</b>	24.5	34.35
<b>Iz(m<sup>4</sup>)</b>	159	172.58
<b>Hv(m)</b>	4	4
<b>ρ</b>	0.5	0.483
<b>C(m)</b>	1.1188	1.018
<b>C(m)</b>	0.878	0.977

### 3.5 Conclusion

Le prédimensionnement du tablier de l'ouvrage est une étape clé dans l'étude car il est très important au stade de la conception du projet de bien réussir le prédimensionnement afin d'éviter un nombre d'itération et un volume de calcul important par la suite. Donc le concepteur est conduit à choisir une section convenable aux critères demandés par le client d'une part et adéquate au type de pont d'autre part, tout en s'inscrivant le mieux possible dans l'environnement.

# 4 . Chapitre IV : Charges et surcharges

## 4.1 Introduction

L'évaluation des différentes charges et surcharges agissantes sur l'ouvrage est très importante. Pour assurer sa fonction, le pont doit être capable de résister, avec les marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées.

## 4.2 Caractéristiques du pont

Les caractéristiques du pont sont ainsi définies dans le document technique réglementaire RCPR, :

### 4.2.1 Largeur roulable

La largeur roulable **L<sub>r</sub>** est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou de bordures, elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les sur-largeurs éventuelles, telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc.

$$\mathbf{L_r = 13.2 \text{ m}}$$

### 4.2.2 Largeur chargeable

La largeur chargeable **L<sub>c</sub>** se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière).

Pour notre cas nous avons deux glissières, donc la largeur chargeable est :

$$\mathbf{L_c = L_r - 2 \times 0.5 = 12.2 \text{ m}}$$

### 4.2.3 Nombre de voies de circulation

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation **N<sub>v</sub>** égal à la partie entière d'un quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

$$\mathbf{N_v = [(L_c / 3)] = [4.06] = 4 \text{ voies}}$$

### 4.2.4 Largeur de la voie

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs notées **L<sub>v</sub>** égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$\mathbf{L_v = \frac{L_c}{N_v} = \frac{12.2}{4} = 3.05 \text{ m}}$$

### 4.2.5 Classe du pont

En fonction de la largeur roulable, les ponts routes sont rangés en 3 classes comme suit :

$L_r > 7 \text{ m}$  → Un pont de classe 1.

$5.5\text{m} < L_r < 7 \text{ m}$  → Un pont de classe 2.

$L_r \leq 5.5 \text{ m}$  → Un pont de classe 3.

Pour notre cas :

**$L_r = 13.2 \text{ m} > 7.00 \text{ m}$  ; C'est donc un pont de classe 1.**

### 4.3 Classification des actions appliquées sur le pont

Les actions ou charges appliquées à un pont sont de deux types :

- Les actions hors trafic qui sont composées d'actions permanentes et d'actions variables.
- Les actions dues au trafic (charges roulantes) qui sont composées de :
  - Charges routières normales (système A, B) ;
  - Charges militaires (système Me, Mc) ;
  - Charges exceptionnelles (convois types D, E).

#### 4.3.1 Action hors trafic

##### 4.3.1.1 Actions permanentes

Les actions permanentes G sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent :

Le poids propre  $G_0$  de la structure porteuse (poids propres des voussoirs) ;

Les compléments de charges notés CCP, représentant le poids du revêtement, des dispositifs de sécurité, des corniches et d'autres équipements fixes de toute nature.

##### 4.3.1.1.1 Poids propre de la structure $G_0$

- 

$$P_v = G + P_c \text{ tel que } G = \gamma_B \cdot A$$

A : aire de la section

$\gamma_B$  : Poids volumétrique du béton armé

$P_c$  : poids des éléments complémentaires ; 8.4kN/m dans notre cas

**Section Courante :  $G=294.25\text{kN/m}$  ;  $P_v=302.65\text{kN/m}$**

**Section sur pile :  $G=417\text{kN/m}$  ;  $P_v=425.4\text{kN/m}$**

##### 4.3.1.1.2 Les compléments de charges permanentes (CCP)

- Revêtement (Prev) :

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 10 cm d'épaisseur :

$$P_{\text{revêtement}} = e \cdot L_r \cdot \gamma_{BB}$$

Avec :

$e$  : Epaisseur du revêtement.

$L_r$ : Largeur roulable.

$\gamma_{BB}$ : Poids volumique du béton bitumineux.

$$P_{\text{revêtement}} = 0,1 \times 13,2 \times 2,2$$

$$P_{\text{revêtement}} = 1,69 \text{ t/ml}$$

- Poids de la chape :

$$P_{\text{chape}} = 13,2 \times 0,01 \times 2,5 = 0,33 \text{ t/ml.}$$

- Poids propre des trottoirs et corniche :

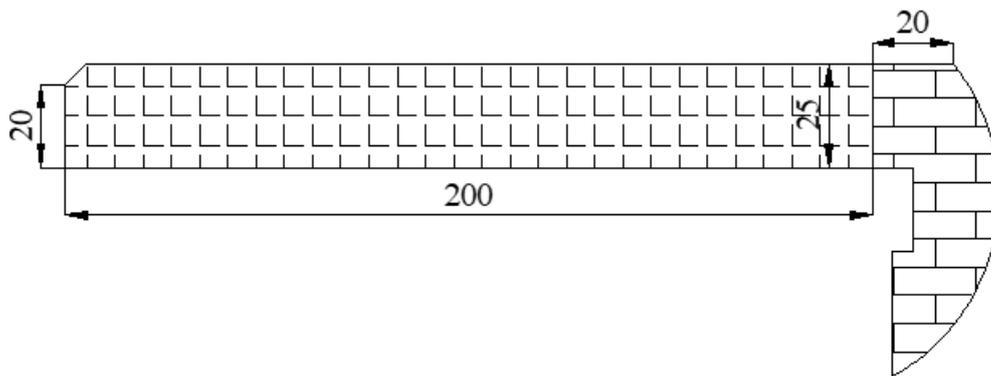


Figure 4-1: Coupe transversale du trottoir de gauche avec corniche

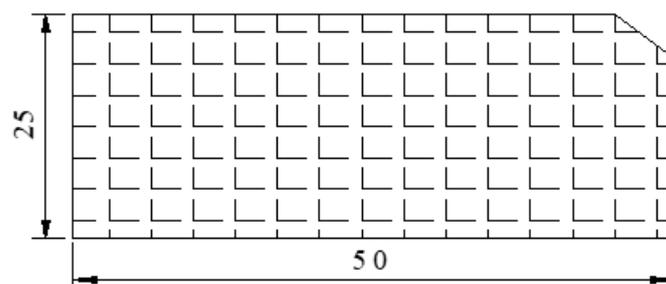


Figure 4-2: Coupe transversale du trottoir de droite

$$P_{(\text{tr}+\text{corniche})} = \gamma_b \times (S_{\text{trot-droite}} + S_{\text{trot-gauche}}) = 2,5 \times (0,624 + 0,123) = 1,8675 \text{ t/ml.}$$

$$P_{(\text{tr}+\text{corniche})} = 1,8675 \text{ t/ml.}$$

- Le garde-corps :

Le poids d'un garde-corps est estimé selon la réglementation à 0,1 t/ml ; et vu qu'il y'en a de chaque coté

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

- Glissières de sécurité de pont :

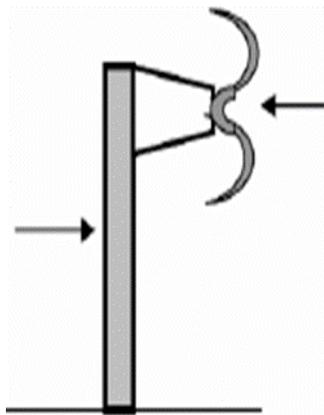


Figure 4-3: glissière de sécurité

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à :

$P_{gl} = 0,65 \text{ t/m}$ .

$P(2g_{li}) = 0,13 \text{ t/m}$

Alors :

**CCP = revêtement et la chape + corniche et Trottoirs + garde-corps + glissière de sécurité**

**CCP = (0.33 + 1.69) + 1.8675 + 0.2 + 0.13**

**CCP = 4.2075 t/ml=42.1kN/ml**

#### 4.3.1.2 Actions variables

##### 4.3.1.2.1 Action du vent

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

**2,00 kN/m<sup>2</sup>** : pour les ouvrages en service,

**1,25 kN/m<sup>2</sup>** : pour les ouvrages en cours de construction.

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

#### 4.3.1.3 Action thermique de variation uniforme

Les variations de température uniformes  $\Delta T$  adoptées en Algérie du Nord où le climat est considéré comme tempéré ont les valeurs extrêmes suivantes :

(+35°C) et (-15°C).

Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre **+10°C et +25°C**) et les températures extrêmes ci-dessus.

#### 4.3.1.4 Gradient thermique

Il y a lieu de prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical  $\Delta\theta$  tout le long de l'ouvrage. Il est admis une variation linéaire de température sur la hauteur de la section. Le module d'élasticité à considérer pour le béton est le module instantané. Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure. Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données dans le tableau 2 ci-après :

Tableau 4-1: Gradient thermique

	En phase de construction	En service
	Gradient ( $\Delta\theta$ )	
Type 3 (Tablier en béton)	$\pm 12$	$\pm 7$

### 4.3.2 Actions du trafic

#### 4.3.2.1 Charges routières normales

Les Charges à considérer lors de l'évaluation des actions dues au trafic sont deux systèmes de charges routières à caractère normal A et B pouvant être disposés sur les chaussées des ponts. Ces systèmes sont distincts et indépendants, ils sont à envisager successivement pour toutes les justifications des éléments du pont.

Remarque : Toute formule dans la suite du présent chapitre est issue du document RCPR.

##### 4.3.2.1.1 Système de charge A(L)

Ce système se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée. Cette charge correspond à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont représentant un embouteillage ou un stationnement, ou bien tout simplement une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme d'un flot de véhicules composé de voitures légères et de poids lourds. Ainsi, la chaussée des ponts de portées unitaires inférieures à 200m est soumise à une charge uniformément répartie dont l'intensité est égale au produit de A(L) par des coefficients  $a_1$  et  $a_2$  donnés ci-après.

La charge A(L), exprimée en (kg/m<sup>2</sup>) est donnée en fonction de la longueur chargée, L, exprimée en mètres par la formule :

$$A = 230 + 36000 / (L + 12)$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A(L) est multipliée par les coefficients  $a_1$  du tableau suivant :

Tableau 4-2 : Valeurs du coefficient  $a_1$  en fonction de la classe du pont et le nombre de voies

Nombres de voies		1	2	3	4	>5
Classe de pont	1 <sup>ère</sup>	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 <sup>ème</sup>	1	0.9	-	-	-
	3 <sup>ème</sup>	0.9	0.8	-	-	-

Pour produire l'effet le plus défavorable du moment fléchissant et de l'effort tranchant, on est amené à charger toutes les voies de circulation de l'élément considéré.

Donc dans notre cas : Le pont est classe 1 et N = 4, ce qui donne  $a_1 = 0.75$

$$A_1 = a_1 * A(L) ; \quad A_1 = 0.75 * A(L)$$

Lorsque la valeur de la charge répartie, trouvée après application des coefficients ci-dessus, est inférieure à  $(4 - 0,002l)$  kN/m<sup>2</sup>, expression dans laquelle la longueur chargée l est exprimée en mètres, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

La charge  $A_1$  est obtenue par :

$$A_1 = \max((4 - 0,002l) ; a_1 * A(L)) : 4 - 0,002l = 3.499 \text{ kN/m}^2$$

**NB** : plusieurs des valeurs ne respectent pas cette règle dans notre cas et ont dû être modifiées ( $4 - 0,002l = 3.499 \text{ kN/m}^2$ )

Par la suite la charge  $A_1$  obtenue est multipliée par le coefficient  $a_2$  qui est donné par :

$$a_2 = L_0 / L_v$$

Avec :

$L_0$  : La valeur est donnée en fonction de la classe de pont ;

$L_v$  : La largeur d'une voie.

La valeur de  $l_0$  à prendre en compte pour le calcul du coefficient  $a_2$  est donnée en fonction de la classe du pont dans le tableau suivant :

Tableau 4-3: Valeur de  $L_0$  en fonction de la classe du pont

Classe de Pont	$L_0$ (m)
1 <sup>ère</sup>	3.5
2 <sup>ème</sup>	3
3 <sup>ème</sup>	2.75

$$a_2 = 3.5/3.05 ; a_2 = 1.15$$

La charge  $A = a_2 * A_1$  ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées et suivant le nombre de voies chargées :  $A_2 = 1.15 * A(L)$

Dans le sens longitudinal, les travées chargées sont déterminées par la considération de la ligne d'influence de l'effet envisagé.

Donc Si l'on ne charge qu'une travée, la longueur chargée est la longueur de cette travée, si l'on charge plusieurs travées, contiguës ou non, la longueur chargée est prise égale à la somme des longueurs de ces travées chargées. Par conséquent, la valeur d' $A(L)$  est différente dans chaque cas.

Il y a lieu donc pour rechercher l'effet maximal, de charger les travées par tous les combinaisons possibles qui sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4-4: Valeurs de la charge  $A(l)$

Combinaison	L (m)	$A(L)(\text{kN/m}^2)$	$a_1 * A(\text{kN/m}^2)$	$A_1(\text{kN/m}^2)$	A (KN/m <sup>2</sup> )
T1	42.6	8.8934	6.67	6.67	7.6705
T1+T2	124.4	4.939	3.70425	3.70425	4.2598
T1+T2+T3	206.2	3.9498	2.9623	3.49.9	4.02385
T1+T2+T3+T4	248.8	3.6803	2.7602	3.499	4.02385
T2	81.8	6.1379	4.6037	4.6037	5.2942
T2+T3	163.6	2.0501	1.5375	3.499	4.02385
T2+T3+T4	206.2	1.6498	1.2373	3.499	4.02385
T1+T4	85.2	6.0037	4.5028	4.5028	5.17822

#### 4.3.2.1.2 Système de charge B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système **Bc** se compose de camions types ;
- Le système **Br** se compose d'une roue isolée ;
- Le système **Bt** se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

Les deux premiers systèmes **Bc** et **Br**, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système **Bt** ne s'applique qu'aux ponts de **première** ou de **deuxième classe**.

- **Système Bc**

Un camion type du système **Bc** comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivantes

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation même si géométriquement est possible et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50 m de largeur. Les diverses bandes peuvent être contiguës ou séparées.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front. Tous les camions étant orientés dans le même sens.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système **Bc** prises en compte sont multipliées par les coefficients **bc** du tableau ci-après :

*Tableau 4-5: Valeurs du coefficient bc en fonction de la classe du pont et le nombre de voies*

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

Notre pont est de la 1<sup>ère</sup> classe avec  $N_v = 4$

Ce qui donne un coefficient **bc = 0.8**

Les charges appliquées sont indiquées dans la figure ci-après :

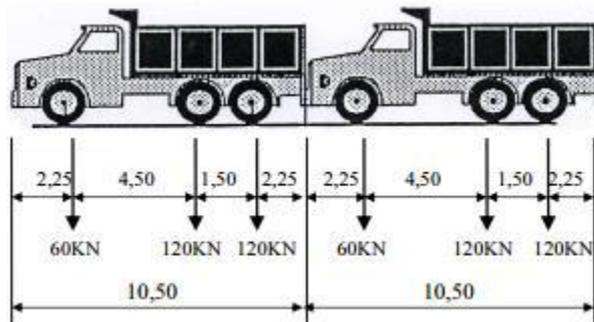


Figure 4-4: Système de charge  $B_c$

$$B_c = 2 * (30 * n * b_c)$$

$n$  : Nombre de voies prises dans le calcul.

$$B_c = 2 * 4 * 30 * 0.8 \quad \rightarrow \mathbf{B_c = 192 \text{ t}}$$

- Systeme Br

La roue isolée, qui constitue le système  $B_r$  porte une charge de 100kN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60m et le côté longitudinal 0,30m.

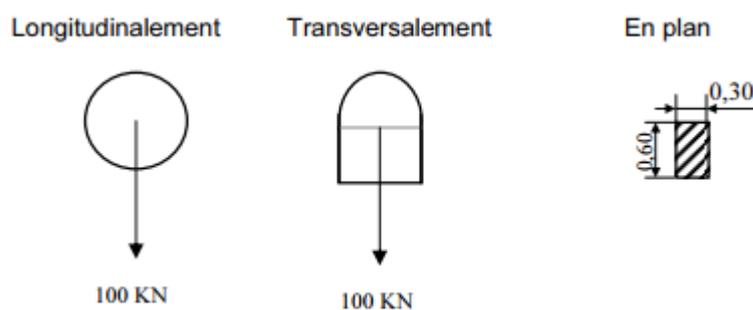


Figure 4-5: Système de charge  $B_r$

Le rectangle d'impact de la roue **Br**, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable et sa valeur est :  **$B_r = 100 \text{ KN}$** .

- Systeme Bt

Un tandem du système **Bt** comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

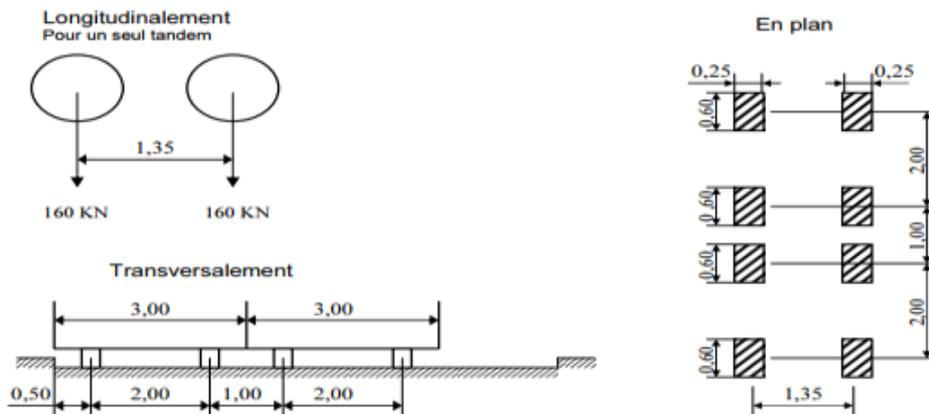


Figure 4-6: Système de charge Bt

Pour notre pont le nombre de voie est supérieur à deux alors deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens longitudinal, un seul tandem est supposé circuler dans la voie.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système **Bt** prises en compte sont multipliées par les coefficients **bt** suivants :

Tableau 4-6: Valeurs du coefficient bt en fonction de la classe du pont

Classe de Pont	bt
1	1.2
2	1

$$B_t = 2 \times (16 \times n \times b_t)$$

n : Nombre de voies prises dans le calcul.

$b_t = 1.2$  pour un pont de première classe avec deux voies chargées.

$$B_t = 2 \times 4 \times 16 \times 1.2 \quad \rightarrow \mathbf{B_t = 153.6t}$$

#### 4.3.2.2 Charges militaires

- **Convoi type MC120**

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

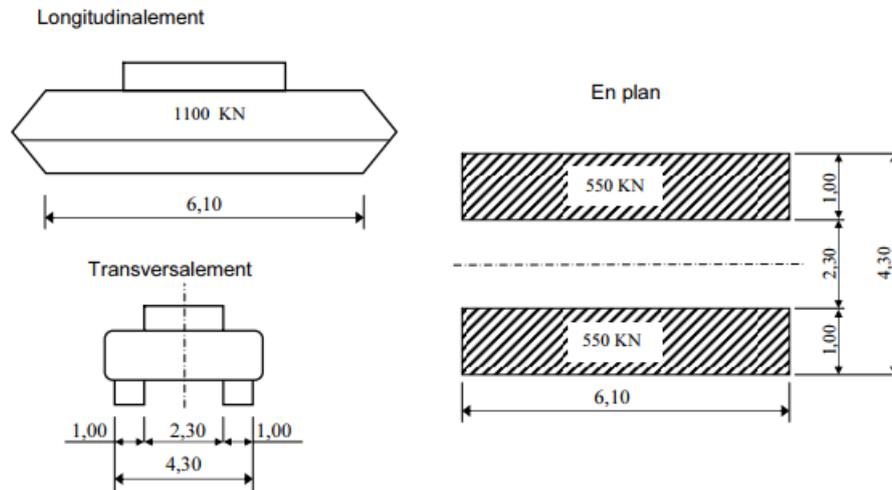


Figure 4-7: Système de charge Mc120

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 de 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.

#### 4.3.2.3 Charges exceptionnelles

- **Convoi type D240**

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400kN de poids total. Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

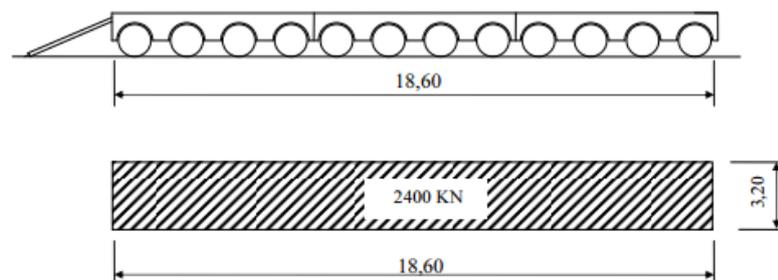


Figure 4-8 : Système de charge D240

#### 4.3.2.4 Coefficient de majoration dynamiques

Les charges du système **B** sont des charges roulantes donc elles ont un effet dynamique sur le pont alors pour composer cet effet dans le calcul statique on les multiplie par des coefficients de majorations dynamiques et ces coefficients de majoration sont applicable aux trois systèmes **Bc**, **Bt**, **Br**.

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + 0,6/(1+4.G/S) + 0,4/(1+0,2L)$$

Avec :

G : Charge permanente (tableau).

G = Poids propre + CCP

L : Portée de la travée.

S : Surcharge maximale.

Tableau 4-7: charges permanentes

Action permanentes (kN)	Travée de rive	Travée intermédiaire
G0	13318.29	25002.27
CCP	1793.46	3443.78
Totale	15111.75	28446.05

Pour la travée de rive (L= 42.6 m) :

Tableau 4-8 : Valeurs de coefficient de majoration dynamique pour la travée de rive

Surcharges	S(t)	$\alpha$	B	$\delta$
Bc	192	0.019	0.042	1.061
Bt	153.6	0.015	0.042	1.057
Br	10	0.009	0.042	1.051
Mc120	110	0.01	0.042	1.052

Pour la travée intermédiaire (L=81.8 m) :

Tableau 4-9: Valeurs de coefficient de majoration dynamique pour la travée intermédiaire

Surcharges	S(t)	$\alpha$	$\beta$	$\delta$
Bc	192	0.01	0.023	1.033
Bt	153.6	0.008	0.023	1.031
Br	10	0.00052	0.023	1.0235
Mc120	110	0.00057	0.023	1.0235

#### 4.3.2.5 Effort de freinage

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

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

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

#### L'effort de freinage correspondant à la charge A (Fa) :

$$F_a = \frac{A * S}{20 + 0.0035 * S}$$

S désigne en mètres carrés la surface chargée ;

L'effort de freinage maximum est obtenu pour le cas de chargement de la 2ème ou la 3<sup>ème</sup> travée (L=42.6m) ou les 2 voies sont chargées avec une charge **A=49.166kn/m<sup>2</sup>**.

$$F_a = (49.166 * 355.6 * 12.2) / (20 + 0.0035 * 355.6 * 12.2) ;$$

$$F_a = 6062.33 \text{ kN}$$

#### L'effort de freinage correspondant à la charge Bc (F<sub>Bc</sub>) :

Les forces de freinages produites par le système de charge **Bc** seront appliquées au niveau de la chaussée. Un camion est supposé freiner, l'effort de freinage développé par ce camion sur le pont est égal à son poids :

$$F_{bc} = 300 \text{ KN}$$

### 4.4 Combinaison de charges

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature.

Les combinaisons d'actions à prendre en compte pour notre ouvrage sont : A l'ELU (combinaisons fondamentales) :

Tableau 4-10 : Combinaisons de charges à prendre en compte

ELU (Combinaisons fondamentales)	ELS (Combinaisons rares)
$1.35G+1.6(A(L)+St)+0.75\Delta\theta$	$G+1.2(A(L)+St)+0.5\Delta\theta$
$1.35G+1.6(Bc+St)+0.75\Delta\theta$	$G+1.2(Bc+St)+0.5\Delta\theta$
$1.35G+1.35Mc_{120}+\Delta\theta$	$G+Mc_{120}+0.5\Delta\theta$
$1.35G + 1.35D_{240}+\Delta\theta$	$G+D_{240}+0.5\Delta\theta$
$1.35G+1.6 A(L)+0.9W$	$G+\Delta\theta$
$1.35G+1.6Bc+0.9W$	$G+W$
$135G+1.35Mc_{120}+0.9W$	
$1.35G+1.35D_{240}+0.9W$	
$1.35G+1.5W$	

#### 4.5 Conclusion

La définition de toutes les charges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage est une étape nécessaire et importante pour la suite de l'étude. Les actions appliquées sur le pont, sont combinées aux états limites pour être introduites dans le calcul automatique ou analytique lors de l'évaluation des sollicitations appliquées sur l'ouvrage.

# 5. Chapitre V : Stabilité du fléau

## 5.1 Introduction

En tenant compte de la succession des étapes de la technique, l'encorbellement successif exige que la stabilité de l'ouvrage soit vérifiée aussi pertinemment en exécution qu'en service, tout en considérant le comportement mécanique totalement différent de l'ouvrage durant ces deux phases.

## 5.2 Phases successives de la construction

Dans un premier lieu, les ponts construits par encorbellement successif sont réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée.

Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile, aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

Les étapes suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage ; La continuité de l'ouvrage s'obtient par coulage, entre les extrémités des fléaux adjacents, des voussoirs dits de clavage, puis mise en tension des câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

La première phase de construction va comporter un certain nombre de fléaux construits à partir de chaque pile et fonctionnant en console sous l'action de leur poids propre à ce stade les fléaux sont encastres (au moins provisoirement) sur les piles, de façon à éviter tout basculement sous charges diverses provenant du chantier.

Dans la plupart des cas, enfin ; Les consoles de rive sont prolongées par des parties exécutées sur cintre, puis assemblées au reste de la structure par mise en tension des câbles de continuité.

Pour un grand nombre de travée, les solutions possibles sont évidemment très nombreuses, signalons cependant, la solution logique qui consiste, après avoir achevé une travée de rive, à claver l'une après les autres les travées successives. Jusqu'à l'autre travée de rive dont l'exécution précède normalement le clavage de la travée adjacente ; On peut aussi, bien entendu, effectuer les opérations à partir des fléaux des travées de rive, et terminer par le clavage de l'une des travées centrales.

Le schéma ci-après résume les différentes phases de construction :

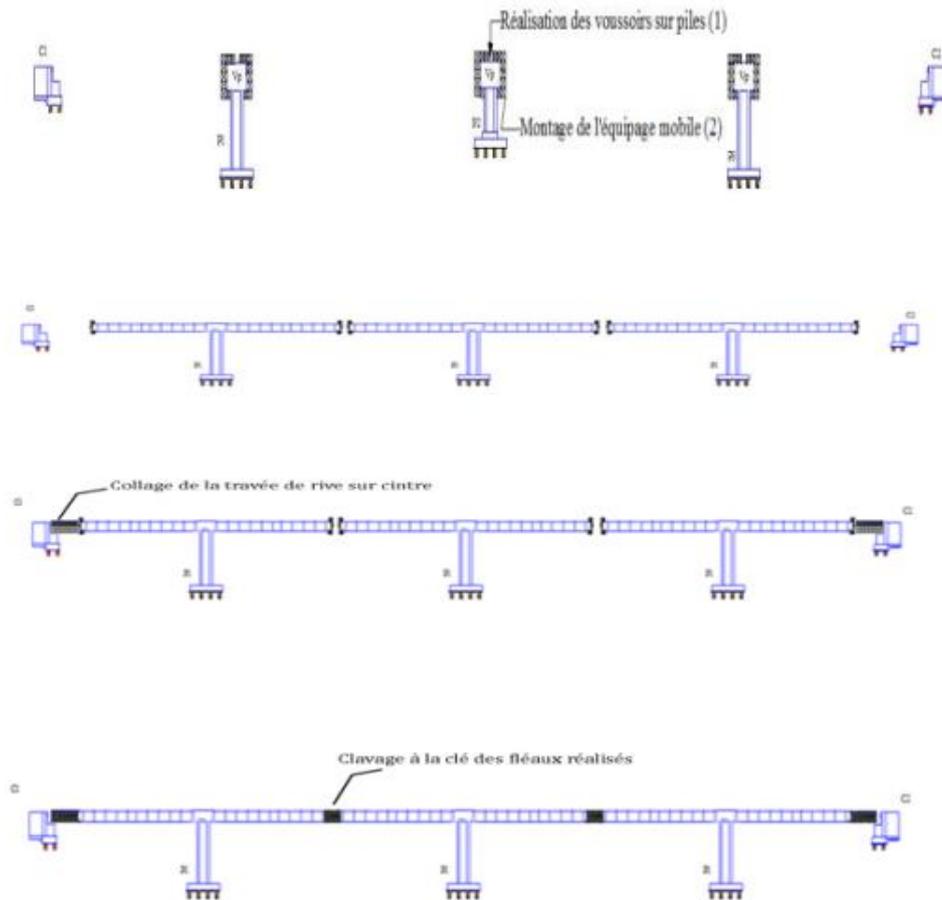


Figure 5-1: Succession des étapes de la technique d'encorbellement successif

### 5.3 Charges appliquées aux fléaux

Les charges à prendre en compte dans ces phases selon le guide SETRA sont :

- **G : Le poids propre du tablier**

Tableau 5-1: Poids propre des différents types de voussoirs

Poids propre G(kN/m)	Voussoir sur pile	Voussoir courant
Poids propre par voussoir	417	294.25
Longueur appliqué (m)	5.4	40.8

- **Efforts dus aux surcharges du chantier :**

• **Q pra** : charges aléatoires de chantier, on distingue : les charges réparties **Q pra1** de 200N/m<sup>2</sup> et les charges concentrées de **Q pra2** = (50+5b) KN , b étant la largeur du voussoir.

#### **Charge répartie Q pra1 :**

$$Q_{pra1} = 200 \cdot B = 200 \cdot 13.8 \text{ N/m}^2 = 2.76 \text{ kN/ml}$$

$$T(x) = 2.76 \cdot x$$

$$M(x) = -1.38 \cdot x^2$$

**Q<sub>pra2</sub> Surcharge concentrée :**

$$Q_{pra2} = 50 + 5b \text{ KN} = 119 \text{ kN}$$

$$T(x) = 119$$

$$M(x) = -119x$$

**• Effort du au poids de l'équipage mobile :****Q<sub>prc</sub> :**

On prend le poids de l'équipage mobile égal à 500KN.

$$T(x) = 500$$

$$M(x) = -500x$$

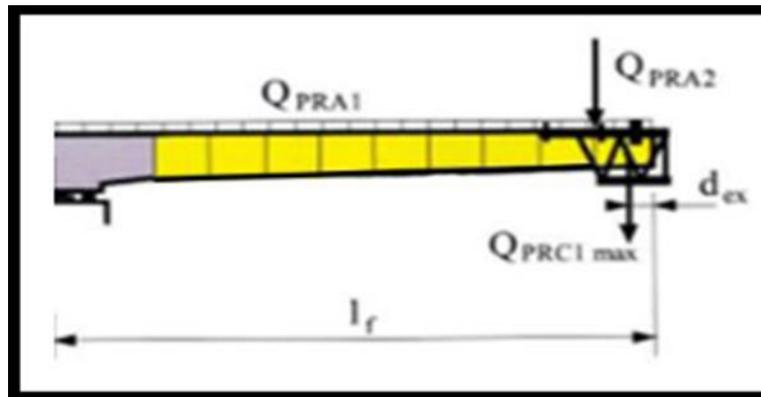


Figure 5-2: Charges appliqués sur un demi-fléau

#### 5.4 Effets des charges appliqués sur le demi fléau

Les graphiques de l'effort tranchant et le moment fléchissant ont été illustrés et réalisés par l'outil informatique RDM6 et représentées dans les figures suivantes

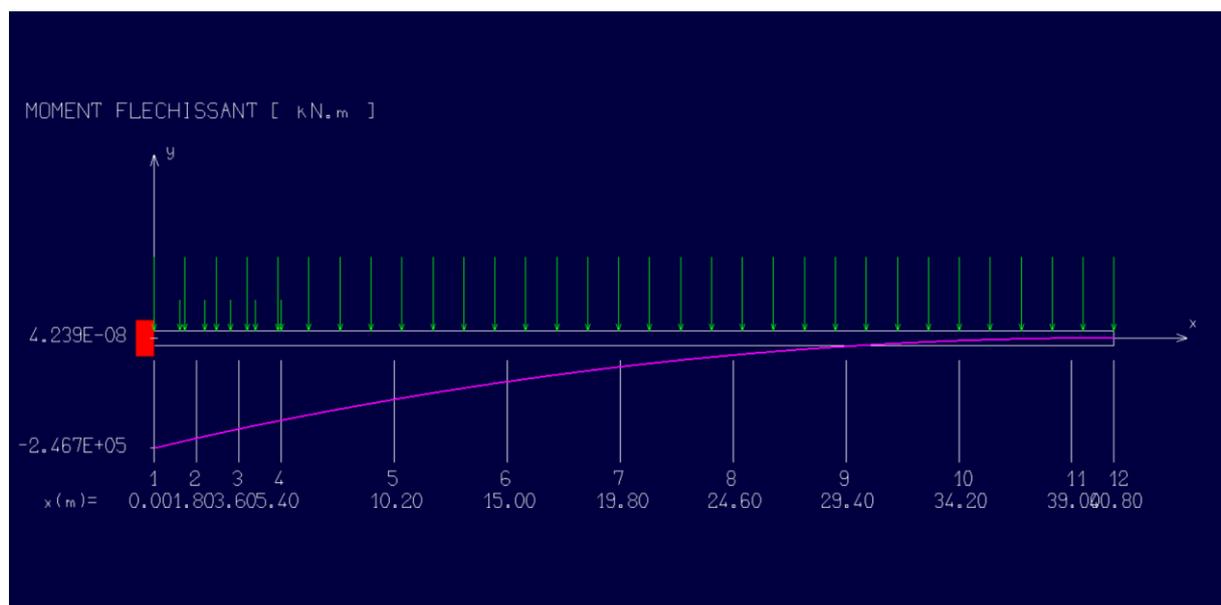
**• effort dû au poids propre du tablier**

Figure 5-3: Graphique du moment fléchissant dû au poids propre

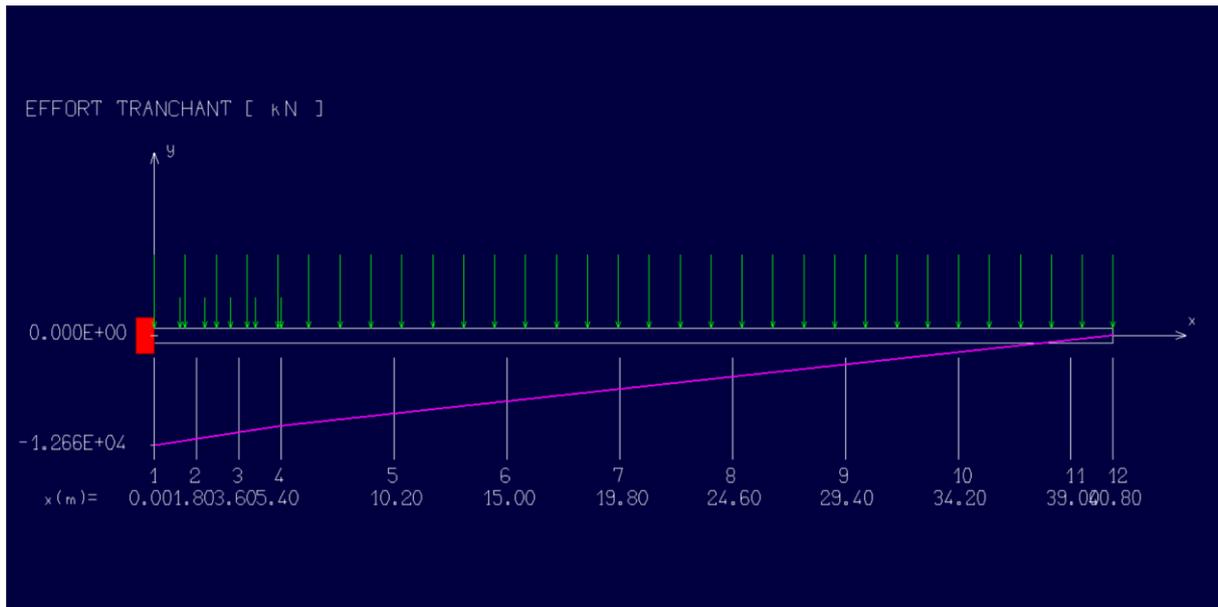


Figure 5-4: graphique du moment fléchissant dû au poids propre

- Efforts dus aux surcharges du chantier :
- Charge répartie Q pra1 :

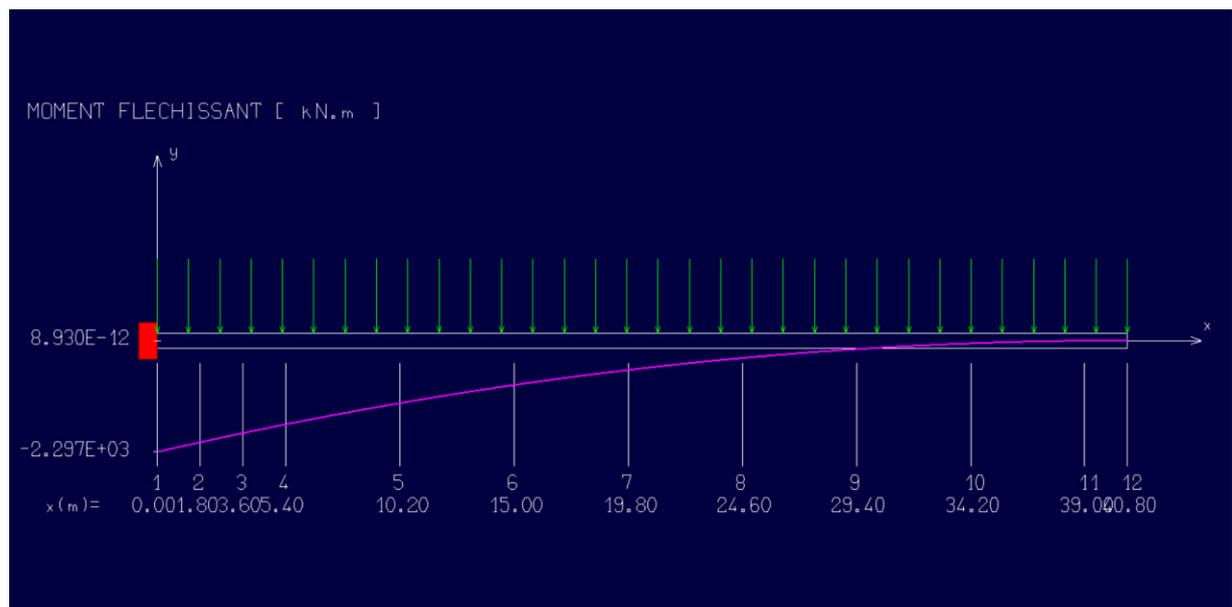


Figure 5-5: Graphique du moment fléchissant dû à Qpra1

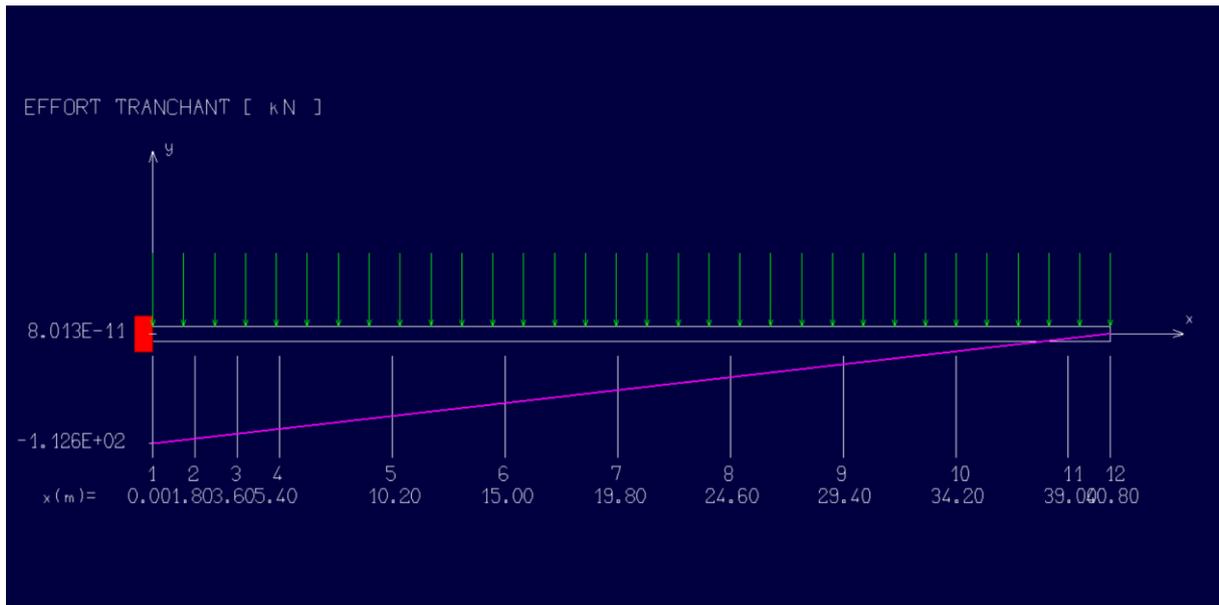


Figure 5-6: Graphique effort tranchant dû à Qpra1

**Charge concentrée Qpra2 :**

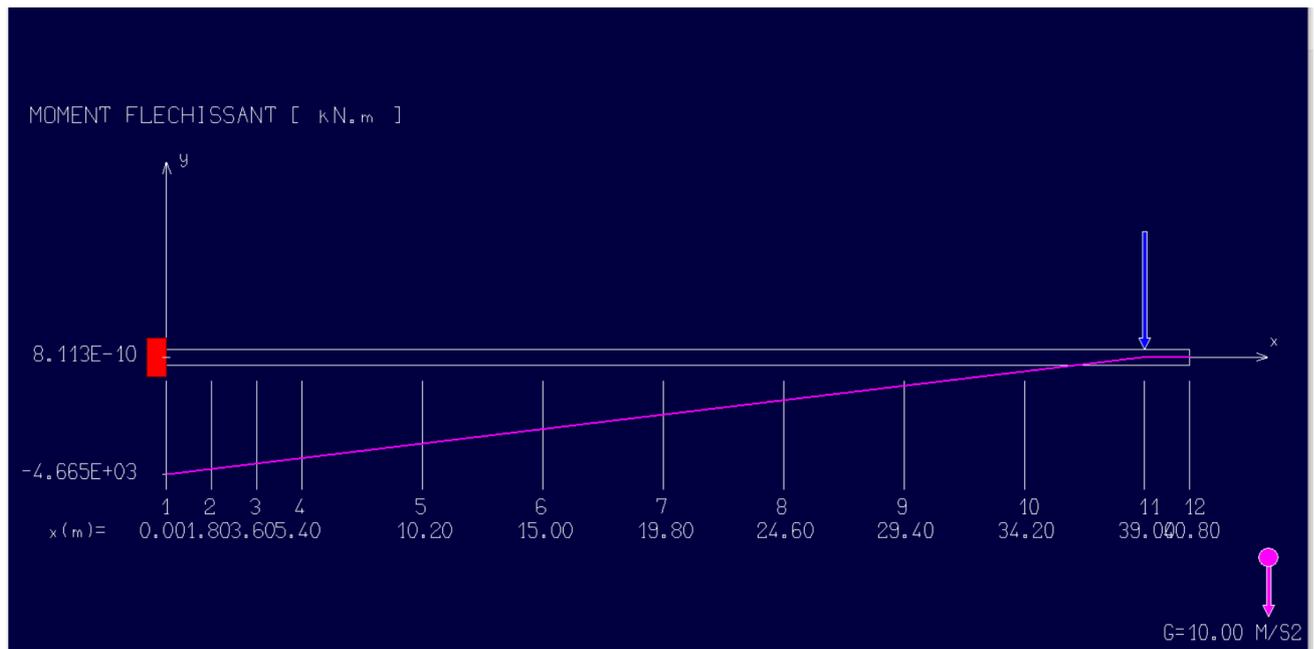


Figure 5-7: Graphique du moment fléchissant dû à Qpra2

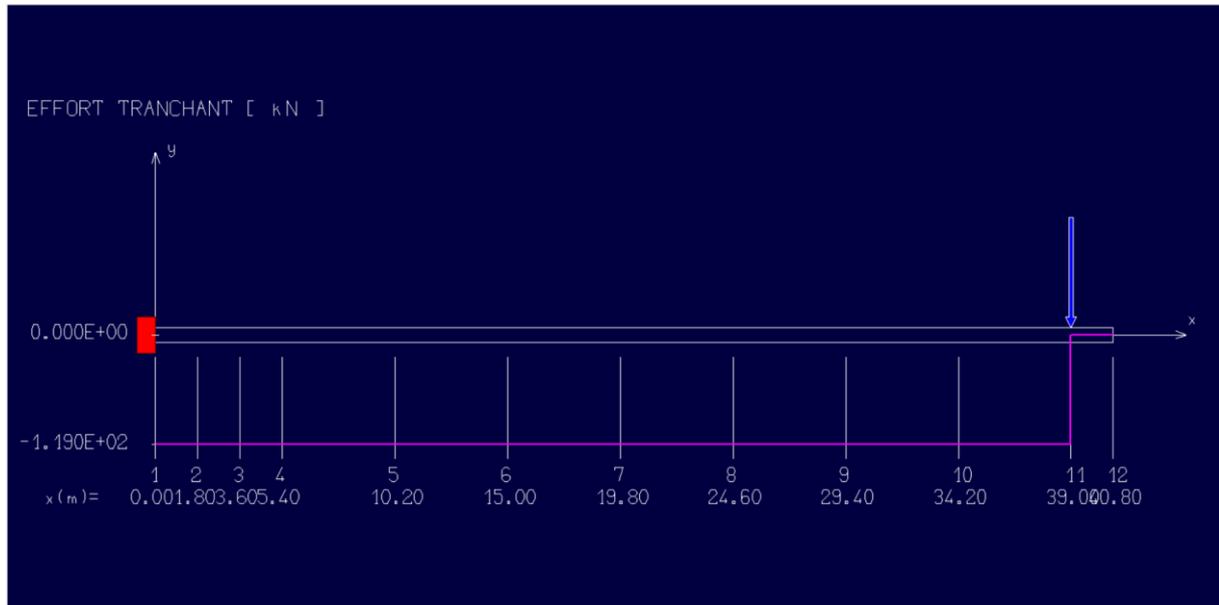


Figure 5-8: Graphique de l'effort tranchant dû à Qpra2

- **Effort du au poids de l'équipage mobile :**

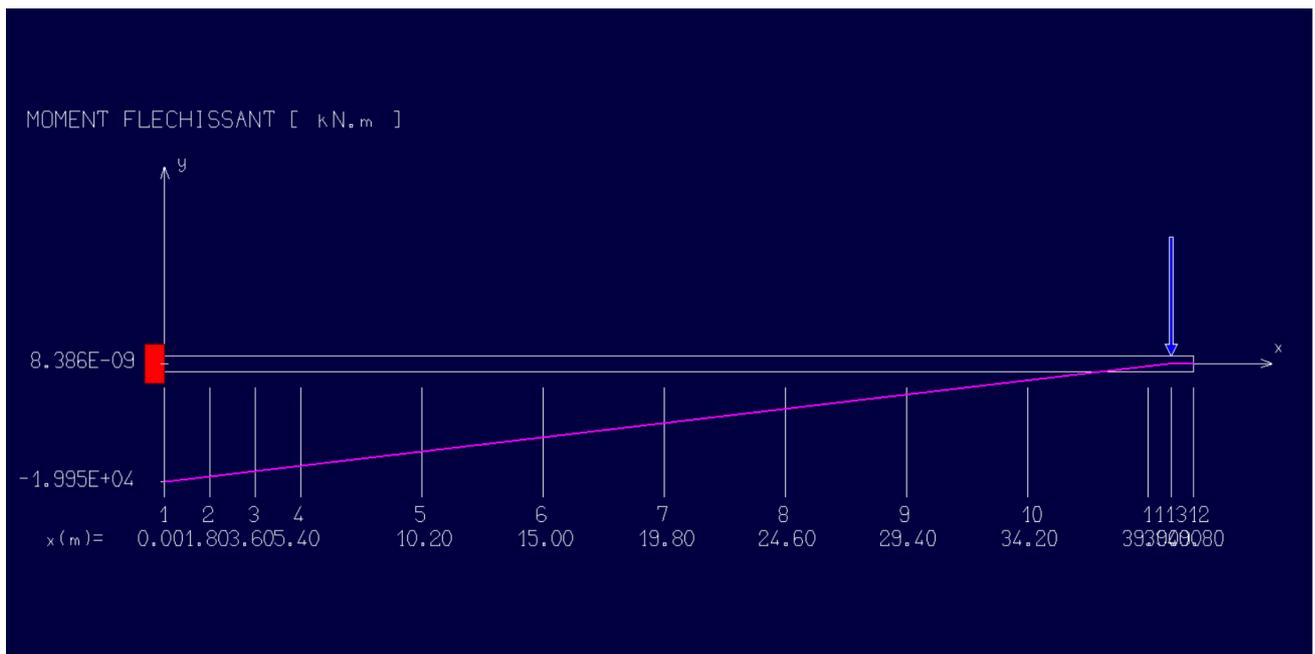


Figure 5-9 : Graphique du moment fléchissant dû à Qprc

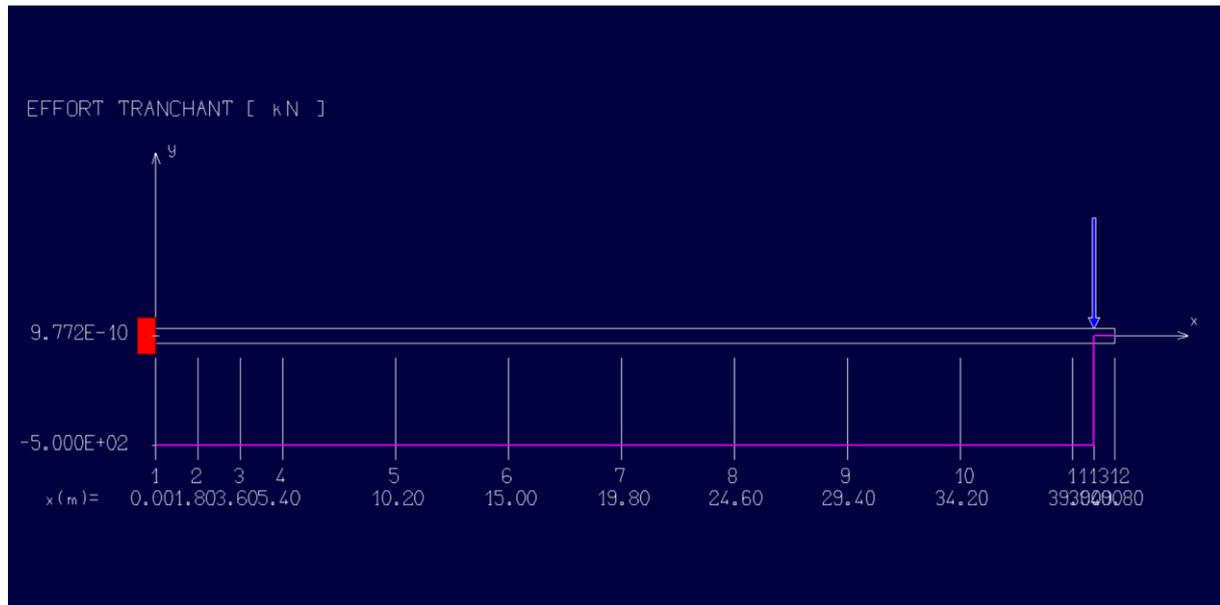


Figure 5-10: Graphique de l'effort tranchant dû à Qprc

## 5.5 Combinaison de charges

Selon SETRA la combinaison à prendre pour la justification de câblage longitudinale : G+Qprc+Qpra1+Qpra2.

La pente longitudinale de notre pont est négligeable. On peut donc considérer que les deux fléaux sont symétriques, alors les efforts qui y sont appliqués sont les mêmes.

Figure 5-11 : Effets de charge sur la console

Section	X(m)	Lf - X(m)	MG(kN.m)	MQpra1(kN.m)	MQpra2(kN.m)	MQprc(kN.m)	Mtot(MN.m)
Sp0	0	40.8	246699	2297	4641	19950	<b>273.587</b>
Sp1	1.8	39	223975	2090	4426	19050	<b>249.541</b>
Sp2	3.6	37.2	204392	1909	4212	18150	<b>228.663</b>
S1	5.4	35.4	185166	1729	3998	17250	<b>208.143</b>
S2	7.8	33	160219	1502	3712	16050	<b>181.483</b>
S3	10.2	30.6	137761	1292	3427	14850	<b>157.330</b>
S4	12.6	28.2	116999	1097	3141	13650	<b>134.887</b>
S5	15	25.8	97932	918	2856	12450	<b>114.156</b>
S6	17.4	23.4	80559	756	2570	11250	<b>95.135</b>
S7	19.8	21	64882	608	2285	10050	<b>77.825</b>
S8	22.2	18.6	50899	477	1999	8850	<b>62.225</b>
S9	24.6	16.2	38611	362	1713	7650	<b>48.336</b>
S10	27	13.8	28018	263	1427	6450	<b>36.158</b>
S11	29.4	11.4	19120	179	1142	5250	<b>25.691</b>
S12	31.8	9	11917	112	856	4050	<b>16.935</b>
S13	34.2	6.6	6408.76	60	571	2850	<b>9.88976</b>
S14	36.6	4.2	2595	24	285	1650	<b>4.554</b>
Sc15	39	1.8	477	4	0	450	<b>0.931</b>
Sc16	40.8	0	0	0	0	0	<b>0</b>

On déduit alors que le moment le plus défavorable pour le fléau  $M=273587\text{kN.m}$  (qui sera essentielle pour la justification de la précontrainte du fléau)

## 5.6 Conclusion

On constate dans ce chapitre la nécessité de l'évaluation des efforts dans les fléaux et leurs répercussions sur le tablier lors de la conception du tablier d'un pont voussoirs construit en encorbellements successifs.

# 6. Chapitre VI : Etude de la précontrainte

## 6.1 Introduction

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages de grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie.

Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable de telle sorte que l'effort de traction excessif dû aux charges et surcharges n'engendre qu'une décompression du béton.

Donc le béton précontraint reste toujours comprimé et ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé.

On distingue deux modes de précontraintes :

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

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension.

### **Précontrainte par post-tension :**

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton. Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

## 6.2 Méthode de câblage

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellement est assurée par deux familles de câbles :

- **Câbles de fléau :**

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction en vue de jouer un double rôle :

- Assurer la résistance aux moments négatifs dus au poids propre des voussoirs, à l'équipage mobile et à la charge de chantier en phase de construction.
- Assurer la stabilité des fléaux pendant la construction.

En service, pour participer avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

- Câbles de continuité :

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés à assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'e

### 6.3 Câbles de fléau

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de construction. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

#### 6.3.1 Calcul de l'effort de précontrainte

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent des contraintes au niveau des fibres supérieures et inférieures. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{\text{sup}} = - \frac{|M|}{I} V_{\text{sup}}.$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{|M|}{I} V_{\text{inf}}.$$

Ce sont des contraintes de traction en fibres supérieures, et des contraintes de compression en fibres inférieures.

L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.

Les contraintes engendrées par l'effet du précontrainte sont écrites comme suit :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{p \text{ sup}} = \frac{P}{A} + \frac{P e V_{\text{sup}}}{I} \quad (\text{Compression})$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{p \text{ inf}} = \frac{P}{A} - \frac{P e V_{\text{inf}}}{I} \quad (\text{Traction}).$$

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer leurs contraintes avec les contraintes dues aux efforts sur la console en cours de construction. Cela donne :

$$\text{Fibres supérieures : } \frac{P}{A} + \frac{P e V_{\text{sup}}}{I} - \frac{|M|}{I} V_{\text{sup}} \geq \overline{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\text{Fibres inférieures : } \frac{P}{A} - \frac{P e V_{\text{inf}}}{I} + \frac{|M|}{I} V_{\text{inf}} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}}$$

Avec : P: effort de précontrainte.

M : moment maximal dû au poids propre et surcharge.

$V_{\text{sup}}$ : distance de CDG de la section à la fibre supérieure.

$V_{inf}$  : distance de CDG de la section à la fibre inférieure.

$e$  : distance de P au CDG de la section.

$A$  : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

A la limite on aura :

$$P = \frac{\bar{\sigma}_{bt} - \frac{M \cdot V_{sup}}{I}}{\frac{1}{A} + \frac{e \cdot V_{sup}}{I}}$$

On peut déterminer ainsi, pour chaque voussoir, le nombre de câbles arrêtés. L'effort assuré par ces câbles sera nécessaire pour soutenir le voussoir  $V_i$ .

Chaque voussoir  $V_i$  doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir  $V_{i+1}$ , avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier et du vent.

Pour calculer l'effort « P », on doit fixer le « e ».

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_{ut}}$$

Avec :  $P_0$  : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T15s peut créer.

### $P_{ut}$

$$P_{ut} = 0.7P_0$$

$$\text{Avec: } P_0 = \sigma_{P_0} \times S$$

$$\text{Où : } \sigma_{P_0} = \text{Min} (0.8 F_{prg}, 0.9 F_{peg}) = \text{Min} (1416, 1425) = 1416 \text{ MPa.}$$

- $F_{prg} = 1770 \text{ Mpa}$  pour un câble de 1 T15 s.
- $F_{peg} = 1583 \text{ Mpa}$  pour un câble de 1 T15 s.

La tension à l'origine est donnée selon le BPEL91 par la formule suivante :

$$\text{Donc } P_0 = 1416 \times 1800 \times 10^{-6} = 2,5488 \text{ MN}$$

$$P_{ut} = 1784.16 \text{ kN}$$

$\bar{\sigma}_{bt}$  :

En adoptant comme résistance du béton des voussoirs  $f_{c28}=40\text{MPa}$

$\bar{\sigma}_{bt} = -(0.7 \cdot f_{tj} - k \cdot f_{cj})$  ; avec  $k=0.02$  ;  $f_{tj}=3\text{Mpa}$  ;  $f_{cj}=40\text{MPa}$

$\bar{\sigma}_{bt} = 1.3\text{MPa}$

$e$  :

On suppose une répartition sur deux lits et donc nous pourrons calculer  $e$  pour un câble moyen

$e = V_{sup} - 2\Phi_g$  avec  $\Phi_g = 0.082$  (diamètre de la gaine de câbles de précontrainte 12T15S)

### 6.3.2 Détermination du nombre de câbles

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement, considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion ; on doit arrêter la moitié du nombre de câbles dans chaque âme.

Tableau 6-1: détermination du nombre de câbles de précontrainte

Section	X(m)	Mt(MN.m)	I(m <sup>4</sup> )	A(m <sup>2</sup> )	e(m)	V <sub>sup</sub> (m)	P(kN)	P <sub>ut</sub>	N	N
Sp0	0	273.587	34.35	16.68	1.858	2.022	102787	1784	<b>57.616</b>	<b>58</b>
Sp1	1.8	249.541	34.35	16.68	1.858	2.022	92643	1784	<b>51.93</b>	<b>52</b>
Sp2	3.6	228.663	34.35	16.68	1.858	2.022	79494	1784	<b>44.55</b>	<b>46</b>
S1	5.4	208.143	34.35	16.68	1.858	2.022	70699	1784	<b>39.63</b>	<b>40</b>
S2	7.8	181.483	24.5	11.77	1.591	1.755	68309	1784	<b>38.29</b>	<b>40</b>
S3	10.2	157.330	24.5	11.77	1.591	1.755	63187	1784	<b>35.41</b>	<b>36</b>
S4	12.6	134.887	24.5	11.77	1.591	1.755	55106	1784	<b>30.88</b>	<b>32</b>
S5	15	114.156	24.5	11.77	1.591	1.755	47641	1784	<b>26.70</b>	<b>28</b>
S6	17.4	95.135	24.5	11.77	1.591	1.755	40791	1784	<b>22.86</b>	<b>24</b>
S7	19.8	77.825	24.5	11.77	1.591	1.755	34558	1784	<b>19.37</b>	<b>20</b>
S8	22.2	62.225	24.5	11.77	1.591	1.755	28941	1784	<b>16.22</b>	<b>18</b>
S9	24.6	48.336	24.5	11.77	1.591	1.755	23940	1784	<b>13.41</b>	<b>14</b>
S10	27	36.158	24.5	11.77	1.591	1.755	19555	1784	<b>10.96</b>	<b>12</b>
S11	29.4	25.691	24.5	11.77	1.591	1.755	15786	1784	<b>8.84</b>	<b>10</b>
S12	31.8	16.935	24.5	11.77	1.591	1.755	12633	1784	<b>7.08</b>	<b>8</b>
S13	34.2	9.88976	24.5	11.77	1.591	1.755	10095	1784	<b>5.65</b>	<b>6</b>
S14	36.6	4.554	24.5	11.77	1.591	1.755	4602	1784	<b>1.58</b>	<b>2</b>
Sc15	39	0.931	24.5	11.77	1.591	1.755	374.64	1784	<b>0.21</b>	<b>2</b>
Sc16	40.8	0	24.5	11.77	1.591	1.755	0	1784	<b>0</b>	<b>0</b>

### 6.3.3 Répartition des câbles de fléau

Tableau 6-2: Répartition des câbles de fléau

Section	X(m)	N	N/ames	Narrêté/ames
Sp0	0	<b>58</b>	29	0
Sp1	1.8	<b>52</b>	26	3
Sp2	3.6	<b>46</b>	23	3
S1	5.4	<b>40</b>	20	3
S2	7.8	<b>40</b>	20	0
S3	10.2	<b>36</b>	18	2
S4	12.6	<b>32</b>	16	2
S5	15	<b>28</b>	14	2
S6	17.4	<b>24</b>	12	2
S7	19.8	<b>20</b>	10	2
S8	22.2	<b>18</b>	9	1
S9	24.6	<b>14</b>	7	2
S10	27	<b>12</b>	6	1
S11	29.4	<b>10</b>	5	1
S12	31.8	<b>8</b>	4	1
S13	34.2	<b>6</b>	3	2
S14	36.6	<b>2</b>	1	1
Sc15	39	<b>2</b>	1	1

La figure suivante représente la répartition des câbles de précontrainte dans le fléau et a été réalisé par l'outil informatique AutoCAD 2021

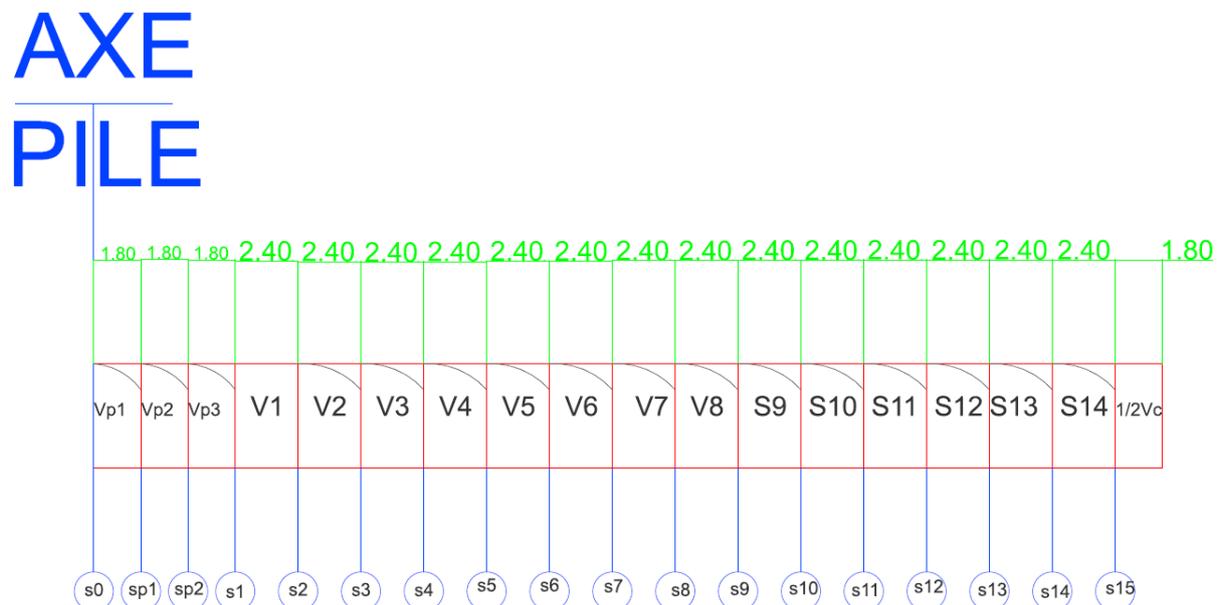


Figure 6-1: Répartition des câbles de fléau

### 6.3.4 Espacement des armatures de précontrainte

Les armatures de précontrainte doivent être disposées dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts, à permettre un bétonnage correct et à éviter un affaiblissement des éléments constitutifs de la structure.

- $e_H$  espacement horizontal des conduits isolés ou des paquets de conduits.
- $e_V$  espacement vertical.

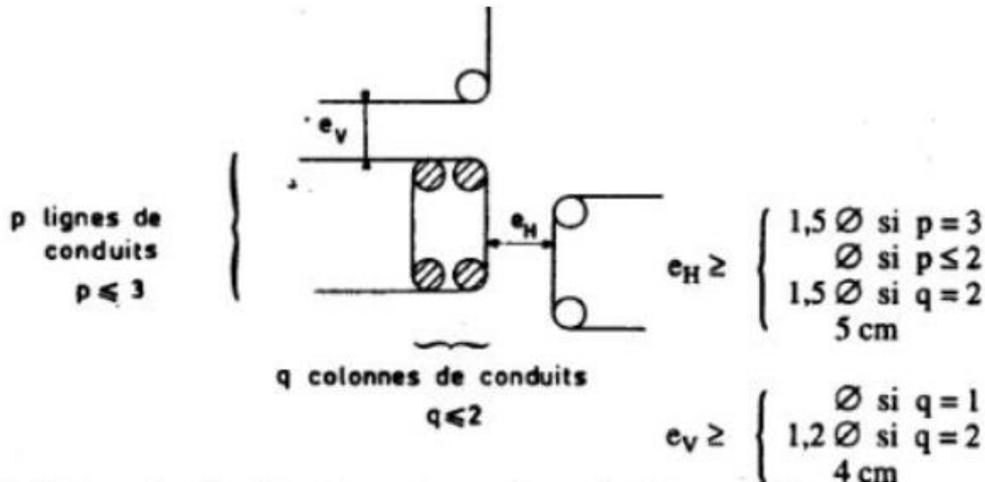


Figure 6-2: Espacement entre les câbles

Pour notre cas :

$$e_h \geq 1.5\varnothing g \rightarrow e_h \geq 1.5 * 10 = 15 \text{ cm}$$

$$e_v \geq 1.2\varnothing g \rightarrow e_v \geq 1.2 * 10 = 12 \text{ cm}$$

Le schéma ci-dessous présente la disposition des câbles de précontrainte dans le vousoir sur pile tout en respectant les exigences du BPEL 1991 ;

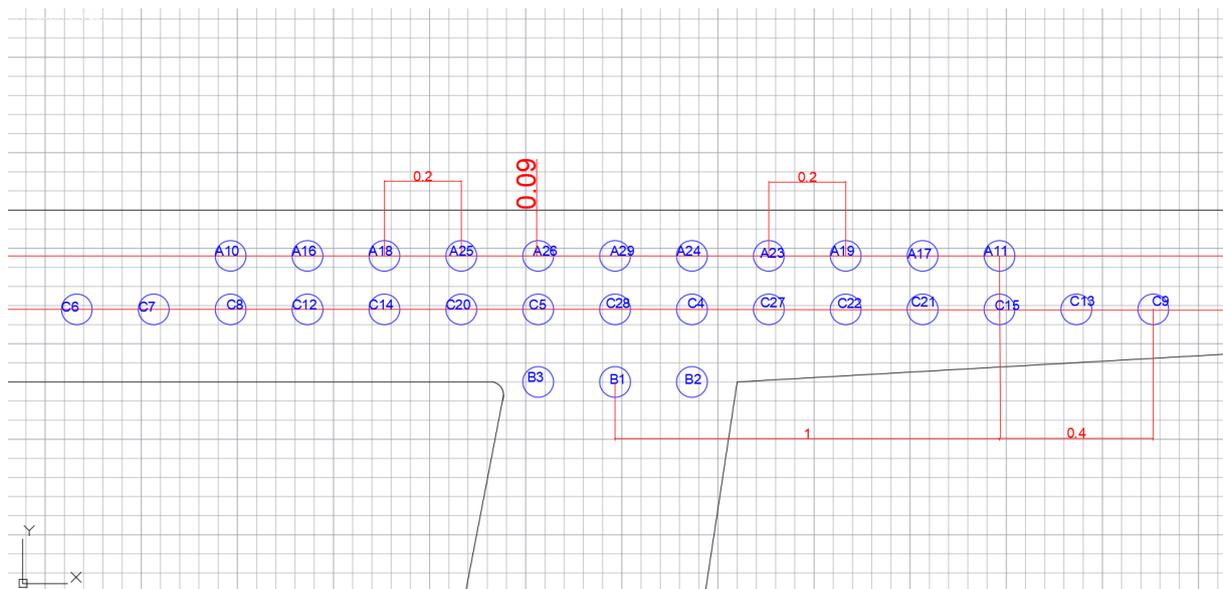


Figure 6-3: disposition des câbles de fléau dans le gousset

### 6.3.5 Tracé des câbles de demi fléau

Les câbles de fléau accrochent tous les voussoirs d'un fléau, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes d'une manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente.

Il est avantageux d'utiliser des unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre, toutefois le nombre de câbles doit être égal dans chaque âme.

#### 6.3.5.1 Etude du tracé en élévation

22

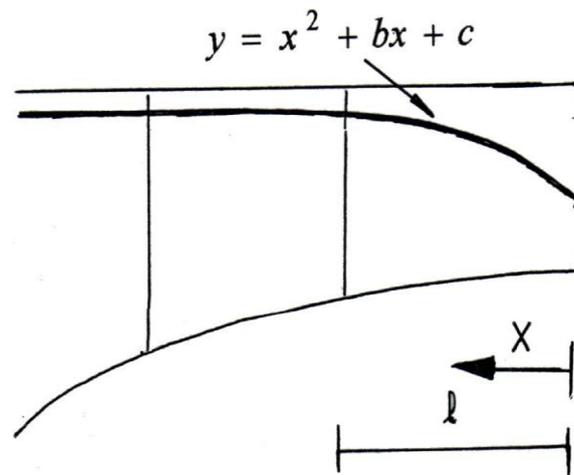


Figure 6-4: Allure des câbles en élévation

Donc tout d'abord, il faut déterminer tous les paramètres nécessaires afin de tracer les câbles.

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0)(x/l)^2$$

$d_0$  : distance à la face supérieure du câble filant.

$d_1$  : distance à la face supérieure du point d'ancrage.

$l$  : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.

- Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression :

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{min}$$

Avec  $R_{min} \geq 6$ , Pour les câbles T15 ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise.

Alors  $R_{min} = 6m$ .

A partir de cette relation, à  $X(i)$  (distance de la section  $S_i$  / a section  $S_0$ ) on va calculer le  $d_1$  de point d'ancrage de chaque câble de voussoir :

$$d_1 \leq \left\{ d_0 + \frac{x^2}{2R_{min}} \right\} = d_{max}$$

$$\tan \alpha = \frac{dy(x)}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2} \quad \text{alors} \quad \alpha = \text{Arctan} \left( 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2} \right)$$

• La déviation verticale d'un câble :  $\tan \alpha = \frac{x^2}{2y}$

- Exemple de calcul (Voussoir Sp1 x=1.8m) :

$$d1 \leq 0.45 + \frac{1.8^2}{2 * 6} = 0.72m$$

Donc le point d'ancrage des câbles lors de la construction sera de 0.8m par rapport à l'hourdis supérieur

$$Rc(x) = \frac{1.8^2}{2(0.72-0.45)} = 6m \text{ la courbure minimale est donc vérifiée}$$

$$\text{A } x=0 \tan \alpha = 0$$

$$\text{A } x=1.8 \tan \alpha = \frac{2(0.72-0.45)}{1.8} = 0.3$$

$$(d_1-d_0)(x/l)^2 = (0.72-0.45)(x/1.8)^2 = 0.083$$

On déduit donc que :

$$Y = 0.45 + 0.083x^2$$

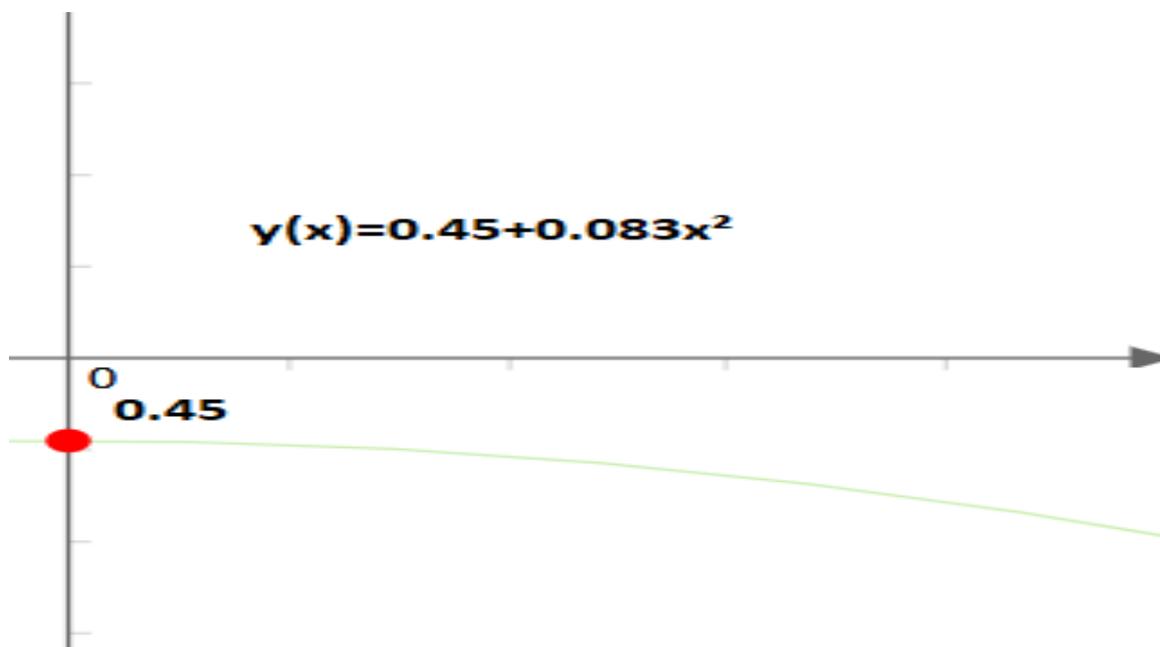


Figure 6-5: courbe de l'équation du tracé

Tableau 6-3: Tracé en élévation des câbles

Vousoir	Numéro de câblé	X(m)	d0	d1	d1(m) construction	tan $\alpha$	a(rad)	Equation de la courbure
Vp0	B1	1.8	0.45	0.72	0.8	0.3	0.291	$0.45+0.083x^2$
	B2	1.8	0.45	0.72	0.8	0.3	0.291	$0.45+0.083x^2$
	B3	1.8	0.45	0.72	0.8	0.3	0.291	$0.45+0.083x^2$
Vp1	C4	1.8	0.27	0.54	0.6	0.3	0.291	$0.27+0.083x^2$
	C5	1.8	0.27	0.54	0.6	0.3	0.291	$0.27+0.083x^2$
	C6	1.8	0.27	0.54	0.6	0.3	0.291	$0.27+0.083x^2$
Vp2	C7	1.8	0.27	0.54	0.6	0.3	0.291	$0.27+0.083x^2$
	C8	1.8	0.27	0.54	0.6	0.3	0.291	$0.27+0.083x^2$
	C9	1.8	0.27	0.54	0.6	0.3	0.291	$0.27+0.083x^2$
Vs2	A10	2.4	0.09	0.57	0.6	0.4	0.38	$0.09+0.083x^2$
	A11	2.4	0.09	0.57	0.6	0.4	0.38	$0.09+0.083x^2$
Vs3	C12	2.4	0.27	0.75	0.8	0.425	0.401	$0.27+0.083x^2$
	C13	2.4	0.27	0.75	0.8	0.425	0.401	$0.27+0.083x^2$
Vs4	C14	2.4	0.27	0.75	0.8	0.425	0.401	$0.27+0.083x^2$
	C15	2.4	0.27	0.75	0.8	0.425	0.401	$0.27+0.083x^2$
Vs5	A16	2.4	0.09	0.57	0.6	0.4	0.38	$0.09+0.083x^2$
	A17	2.4	0.09	0.57	0.6	0.4	0.38	$0.09+0.083x^2$
Vs6	A18	2.4	0.09	0.57	0.6	0.4	0.38	$0.09+0.083x^2$
	A19	2.4	0.09	0.57	0.6	0.4	0.38	$0.09+0.083x^2$
Vs7	C20	2.4	0.27	0.75	0.8	0.425	0.401	$0.27+0.083x^2$
Vs8	C21	2.4	0.27	0.75	0.8	0.425	0.401	$0.27+0.083x^2$
	C22	2.4	0.27	0.75	0.8	0.425	0.401	$0.27+0.083x^2$
Vs9	A23	2.4	0.09	0.57	0.6	0.4	0.38	$0.09+0.083x^2$
Vs10	A24	2.4	0.09	0.57	0.6	0.4	0.38	$0.09+0.083x^2$
Vs11	A25	2.4	0.09	0.57	0.6	0.4	0.38	$0.09+0.083x^2$
Vs12	A26	2.4	0.09	0.57	0.6	0.4	0.38	$0.09+0.083x^2$
Vs13	C27	2.4	0.27	0.75	0.8	0.425	0.401	$0.27+0.083x^2$
	C28	2.4	0.27	0.75	0.8	0.425	0.401	$0.27+0.083x^2$
Vs15	A29	2.4	0.09	0.57	0.6	0.4	0.38	$0.09+0.083x^2$

### 6.3.6 Etude du tracé en plan

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence au début du vousoir jusqu'à l'encrage, mais avec une variation très lente car le câble suit en même temps deux courbures : en plan et en élévation, qui pose des problèmes au niveau de l'exécution, bien que théoriquement il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S » plus au moins prononcé.

Lorsque les courbures augmentent, les pertes de précontraintes sont très importantes, au niveau de l'ancrage, le câble doit être droit sur au moins 40cm du fait que l'encrage se fait dans l'âme.

On a opté pour une telle courbure pour réduire au maximum la composante transversale de l'effort de précontrainte dans le plan.

Le tracé suit une double équation parabolique de la forme :

$$Z = a x^2 + b x + c.$$

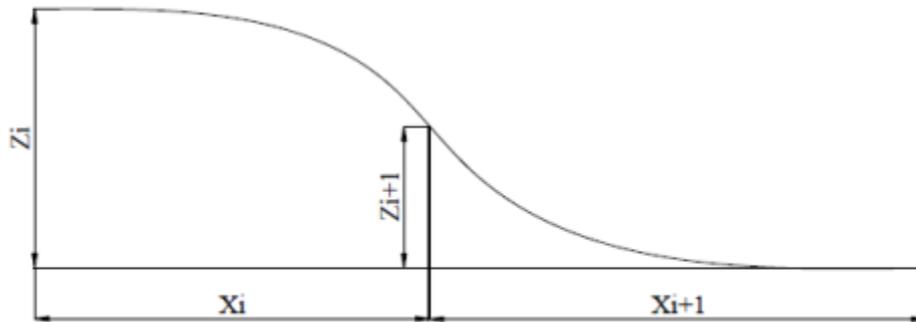


Figure 6-6: Allure des câbles en plan

Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

$$Zx = Zi + (Zi - Zi+1) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Tel que :  $L = \frac{\text{longueur du voussoir}}{2}$

On utilisera pour ce qui suit pour des raisons de simplification :  $A_1 = Zi$ ,  $A_2 = (Zi+1 - Zi)$

Le rayon de courbure :

$$R_i = \frac{x_i^2}{2(z_i - z_{i+1})} \quad \text{et} \quad R_{i+1} = \frac{x_{i+1}^2}{2(z_{i+1} - z_{i+2})}$$

L'inclinaison :

$$\tan \beta_i = \frac{2(z_i - z_{i+1})}{x_i} \quad \text{et} \quad \tan \beta_{i+1} = \frac{2(z_{i+1} - z_{i+2})}{x_{i+1}}$$

$R_i$  : Le Rayon de courbure dans la première section.

$R_{i+1}$  : Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

$\beta_i$  : L'inclinaison dans la section intermédiaire.

$\beta_{i+1}$  : L'inclinaison dans la section d'ancrage.

Tableau 6-4: Tracé en plan des câbles de fléau

Voussoir	Numéro de câblé	L (m)	X <sub>i</sub> (m)	X <sub>i+1</sub> (m)	Z <sub>i</sub> (m)	Z <sub>i+1</sub> (m)	R <sub>i</sub> (m)	R <sub>i+1</sub> (m)	Tan B <sub>i</sub>	Tan B <sub>i+1</sub>	B <sub>i</sub> (rad)	B <sub>i+1</sub> (rad)	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>
Vp0	B1	1.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	B2	1.8	0.9	0.9	0.2	0.1	4.05	4.05	0.22	0.22	0.18	0.18	0.2	0.03
	B3	1.8	0.9	0.9	-0.2	-0.1	-4.05	-4.05	-0.22	-0.22	-0.21	-0.21	-0.2	-0.03
Vp1	C4	1.8	0.9	0.9	0.2	0.1	4.05	4.05	0.22	0.22	0.18	0.18	0.2	0.03
	C5	1.8	0.9	0.9	-0.2	-0.1	-4.05	-4.05	-0.22	-0.22	-0.21	-0.21	-0.2	-0.03
	C6	1.8	0.9	0.9	-1.4	-1.1	-1.35	-1.35	-0.66	-0.66	-0.59	-0.59	-1.4	-0.09
Vp2	C7	1.8	0.9	0.9	-1.2	-0.9	-1.35	-1.35	-0.66	-0.66	-0.59	-0.59	-1.2	-0.09
	C8	1.8	0.9	0.9	-1	-0.7	-1.35	-1.35	-0.66	-0.66	-0.59	-0.59	-1	-0.09
	C9	1.8	0.9	0.9	1.4	1.1	1.35	1.35	0.66	0.66	0.59	0.59	1.4	0.09
Vs2	A10	2.4	1.2	1.2	-1	-0.6	-1.8	-1.8	-0.66	-0.66	-0.59	-0.59	-1	-0.07
	A11	2.4	1.2	1.2	1	0.6	1.8	1.8	0.66	0.66	0.59	0.59	1	0.07
Vs3	C12	2.4	1.2	1.2	-0.8	-0.4	-1.8	-1.8	-0.66	-0.66	-0.59	-0.59	-0.8	-0.07
	C13	2.4	1.2	1.2	1.2	0.8	1.8	1.8	0.66	0.66	0.59	0.59	1.2	0.07
Vs4	C14	2.4	1.2	1.2	-0.6	-0.2	-1.8	-1.8	-0.66	-0.66	-0.59	-0.59	-0.6	-0.07
	C15	2.4	1.2	1.2	1	0.6	1.8	1.8	0.66	0.66	0.59	0.59	1	0.07
Vs5	A16	2.4	1.2	1.2	-0.8	-0.4	-1.8	-1.8	-0.66	-0.66	-0.59	-0.59	-0.8	-0.07
	A17	2.4	1.2	1.2	0.8	0.4	1.8	1.8	0.66	0.66	0.59	0.59	0.8	0.07
Vs6	A18	2.4	1.2	1.2	-0.6	-0.3	-2.4	-2.4	-0.50	-0.50	-0.46	-0.46	-0.6	-0.05
	A19	2.4	1.2	1.2	0.6	0.3	2.4	2.4	0.50	0.50	0.46	0.46	0.6	0.05
Vs7	C20	2.4	1.2	1.2	-0.4	-0.2	-3.6	-3.6	-0.33	-0.33	-0.32	-0.32	-0.4	-0.03
Vs8	C21	2.4	1.2	1.2	0.8	0.4	1.8	1.8	0.66	0.66	0.59	0.59	0.8	0.07
	C22	2.4	1.2	1.2	0.6	0.3	2.4	2.4	0.50	0.50	0.46	0.46	0.6	0.05
Vs9	A23	2.4	1.2	1.2	0.4	0.2	3.6	3.6	0.33	0.33	0.32	0.32	0.4	0.03
Vs10	A24	2.4	1.2	1.2	0.2	0.1	7.2	7.2	0.17	0.17	0.16	0.16	0.2	0.02
Vs11	A25	2.4	1.2	1.2	-0.4	-0.2	-3.6	-3.6	-0.33	-0.33	-0.22	-0.22	-0.4	-0.03
Vs12	A26	2.4	1.2	1.2	-0.2	-0.1	-7.2	-7.2	-0.17	-0.17	-0.16	-0.16	-0.2	-0.02
Vs13	C27	2.4	1.2	1.2	0.4	0.2	3.6	3.6	0.33	0.33	0.22	0.22	0.4	0.03
	C28	2.4	1.2	1.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vs15	A29	2.4	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

## 6.4 Câbles de Continuité

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles appelés aussi « câbles éclisses » sont intérieurs au béton dans la partie basse du tablier (l'hourdis inférieur) et, qui sont ancrés dans des bossages faisant saillis au-dessus de ce dernier. Ces câbles se trouvent au droit des clavages que ce soit en rive ou en travée intermédiaire pour reprendre les moments positifs dus aux surcharges d'exploitations. Ils permettent également d'établir progressivement la continuité (d'où l'appellation précontrainte de continuité) de l'ouvrage et le rendre ainsi hyperstatique

### 6.4.1 Modélisation de l'ouvrage

La modélisation a été faite à l'aide du logiciel **SAP2000**.

#### 6.4.1.1 Présentation du logiciel

SAP2000 est un logiciel de calcul des efforts internes, édité par Computers & Structures Inc. Dans SAP2000, les trois premières lettres signifient Structural Analysis Program (programme d'analyse structurelle).

Ce logiciel, qui en est à sa dix-huitième édition, est fréquemment utilisé par les ingénieurs civils lors de la conception et l'analyse de ponts, d'édifices et de barrages, etc.

Le logiciel est utilisé pour les structures en béton armé, charpente métallique ou autres matériaux de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.... Le logiciel traite plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...). De plus, il dispose de plusieurs réglages pour les différentes vérifications : Eurocode, règlements américains et autres.

#### 6.4.1.2 Etapes de la modélisation

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage et de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- La définition des conditions d'appuis.
- Le choix de la méthodologie de calcul.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- La vérification des résultats.
- Le lancement des calculs.
- L'interprétation des résultats

Les appuis sont considérés comme des encastremets au niveau des piles, et des appuis doubles sur les culées.

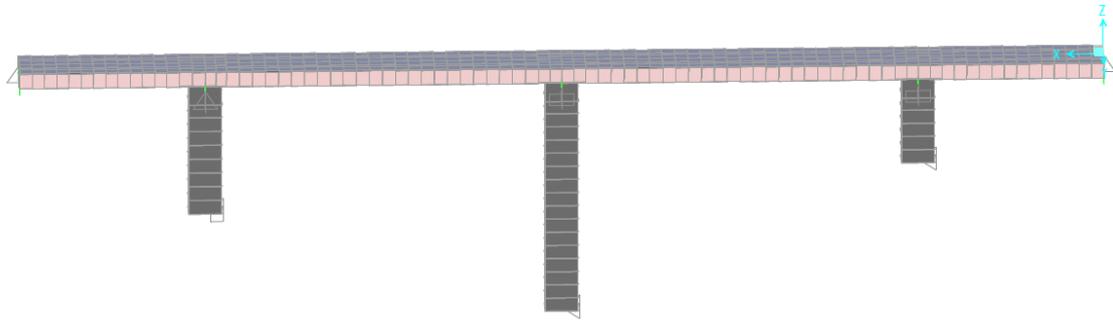


Figure 6-7: modèle du pont

#### 6.4.1.3 Combinaisons de Charges

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature.

D'après le « Fascicule N°61 Titre 2 », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

- **Poids propre (PP)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- **Complément du poids propre (CCP)**: Charge uniforme répartie le long du tablier égale à 42.1kN/m. (voir chapitre IV,)
- **Charge A**
- **Surcharge Bc**
- **Surcharge militaires Mc120**
- **Convoi exceptionnel D240**

Les combinaisons d'actions à prendre en compte pour notre ouvrage sont données dans le tableau suivant :

Tableau 6-5 : Combinaisons de charges à l'ELS à considérer selon le RCPR

Etat limite	Combinaisons
ELS Combinaisons accidentelles	$G + 1.2A + 0.5 \Delta\theta$
	$G + 1.2Bc + 0.5 \Delta\theta$
	$G + Mc120 + 0.5 \Delta\theta$
	$G + D240 + 0.5 \Delta\theta$
	$G + \Delta\theta$
	$G + W$

#### 6.4.1.4 Résultats

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant.

Le cas le plus défavorable est atteint par la combinaison **G+ Mc120+0.5 Δθ** pour un moment Max a la section de clavage.

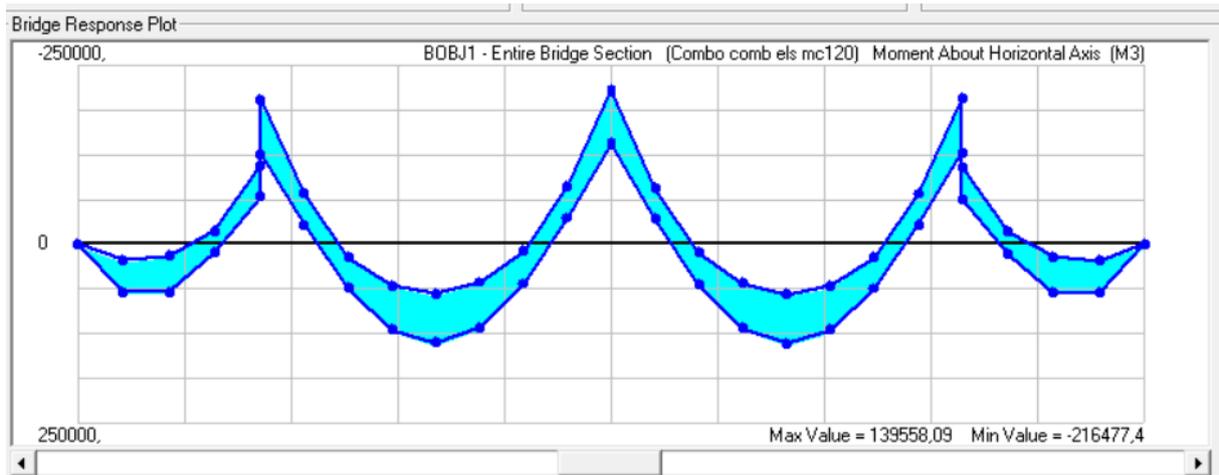


Figure 6-8 : moments résultants sous la combinaison  $G+ Mc120+0.5 \Delta\vartheta$

Tableau 6-6: Les résultats des moments sous la combinaison  $G+ Mc120+0.5 \Delta\vartheta$

Section	Mz	
	Travée intermédiaire	Travée de rive
Sp0	-216477,4	-203858,9
Sp1	-190359,4	-93167,2
Sp2	-166508	-77718,5
Sv1	-141331,9	-57120,3
Sv2	-110855,4	-2466,24
Sv3	-79053	14649,34
Sv4	-14075,58	26928,22
Sv5	7571,3674	39207,1
Sv6	29218,31	51485,97
Sv7	50865,27	61718,37
Sv8	67151,08	68300,58
Sv9	81445,62	68190,43
Sv10	95740,15	68080,27
Sv11	110034,69	67970,12
Sv12	120041,43	65012,22
Sv13	125188,68	49714,07
Sv14	130339,93	34415,93
Sv15	135483,18	22942,32
Sv16	139958,09	11468,72
Sv17		0

### 6.4.2 Détermination des câbles de continuité

Les câbles de continuité inférieurs des travées intermédiaires doivent reprendre les moments positifs suivants :

- Mmax : Moment maximum donné dans le tableau ;
- Mfluage : Les moments dus au fluage du béton sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante :

$$M_{fluage} = \frac{I}{V} * \sigma^*$$

Avec :

I : inertie du voussoir de clavage.

V : distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure du voussoir concerné.

$\sigma^*$  : a une valeur de 1Mpa pour les voussoirs préfabriqués et 1.5Mpa pour les voussoirs coulés en place qui est le cas de notre ouvrage :

$$\sigma^* = 1.5\text{Mpa}$$

Donc par approximation la formule finale est :

$$M_{fluage} = \frac{I}{V} * \sigma^* = \frac{I}{V} * 1500 \text{ KN.m}$$

Dans les travées de rive, le moment correspondant au fluage sera déterminé en interpolant linéairement entre  $M_{fluage}=0$  sur culée et  $M_{fluage}=24478.2\text{kn/m}$  sur pile tel que :

$$M_{fluage} = M_{fluage} - \text{pile} \left(1 - \frac{X}{L}\right)$$

Tableau 6-7: Moments totaux de calcul des câbles de continuité

Section	X(m)	Travée intermédiaire			Travée de rive		
		M <sub>z</sub> (kN,m)	M <sub>fluage</sub> (kN,m)	M <sub>total</sub> (kN,m)	M <sub>z</sub> (kN,m)	M <sub>fluage</sub> (kN,m)	M <sub>total</sub> (kN,m)
Sp0	0	-216477,4	24478.2	-191999,2	-203858,9	24478.2	-179380,7
Sp1	1.8	-190359,4	24478.2	-165881,2	-93167,2	23443.9	-69723,3
Sp2	3.6	-166508	24478.2	-142029,8	-77718,5	22409.61	-55308,89
Sv1	5.4	-141331,9	24478.2	-116853,7	-57120,3	21375.32	-35744,98
Sv2	7.8	-110855,4	15473.7	-95381,7	-2466,24	19996.27	17530,03
Sv3	10.2	-79053	15473.7	-63579,3	14649,34	18617.22	33266,56
Sv4	12.6	-14075,58	15473.7	1398,12	26928,22	17238.16	44166,38
Sv5	15	7571,3674	15473.7	23045,0674	39207,1	15859.11	55066,21
Sv6	17.4	29218,31	15473.7	44692,01	51485,97	14480.06	65966,03
Sv7	19.8	50865,27	15473.7	66338,97	61718,37	13101.01	74819,38
Sv8	22.2	67151,08	15473.7	82624,78	68300,58	11721.95	80022,53
Sv9	24.6	81445,62	15473.7	96919,32	68190,43	10342.90	78533,33
Sv10	27	95740,15	15473.7	111213,85	68080,27	8963.84	77044,11
Sv11	29.4	110034,69	15473.7	125508,39	67970,12	7584.79	75554,91
Sv12	31.8	120041,43	15473.7	135515,13	65012,22	6205.74	71217,96
Sv13	34.2	125188,68	15473.7	140662,38	49714,07	4826.68	54540,75
Sv14	36.6	130339,93	15473.7	145813,63	34415,93	3447.63	37863,56
Sv15	39	135483,18	15473.7	150956,88	22942,32	2068.58	25010,9
Sv16	40.8	139958,09	15473.7	155431,79	11468,72	1034.29	12503,01
Sv17	42.6				0	0	0

#### 6.4.2.1 Détermination de nombre de câbles

On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité.

L'effort de précontrainte sera calculé à partir du moment max déterminé. Le nombre de câbles est déterminé avec les moments positifs M<sub>total</sub>.

Le calcul des contraintes en situation d'exploitation normale est effectué sur la section non fissurée (Classe I) :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e \cdot v_{inf}}{I} + \frac{Mv_{inf}}{I} \geq 0$$

D'où :

$$P \geq \frac{\frac{Mv_{inf}}{I}}{\frac{1}{A} + \frac{e \cdot v_{inf}}{I}}$$

On prend un enrobage moyen de 20cm car les câbles sont situés dans le hourdis inférieur donc on prendra une excentricité équivalente à :

$$e = v_{inf} - 0.2 \text{ m}$$

On utilise des câbles 12T15S, ces câbles sont tendus et subissent des pertes estimées à 30%. Donc force utile  $P_{ut}$  peut donc être estimée à :

$$P_{ut} = (1 - 0.3) \times P_0 = 0.7 \times 2540.88 \text{ (Calculé précédemment)}$$

$$P_{ut} = 1784.16 \text{ kN}$$

**Exemple de calcul :** détermination du nombre de câbles nécessaire pour le voussoir de clavage (travée centrale).

$$\text{Section } S_c : \quad v_{inf} = 2.375 \text{ m}; \quad d = 0,2 \text{ m}; \quad e = v_{inf} - d = 2.175 \text{ m}$$

$$A = 11.77 \text{ m}^2; \quad I_c = 24.5 \text{ m}^4; \quad M_c = 155431,79 \text{ kN.m}$$

$$P = \frac{\frac{M v_{inf}}{I}}{\frac{1}{A_c} + \frac{e v_{inf}}{I}} = \frac{\frac{155431,79 \times 2.375}{24.5}}{\frac{1}{11.77} + \frac{2.175 \times 2.375}{24.5}} = 50937,065 \text{ kN}$$

$$n \geq \frac{P}{0.7 P_0} = \frac{50937.065}{1784} = 28.55 \quad \rightarrow \quad \boxed{n = 30 \text{ câbles}}$$

Le nombre de câbles nécessaires à chaque voussoir est représenté dans les tableaux suivants :

- Travée intermédiaire :

Tableau 6-8 : Nombre de câbles de continuité pour chaque voussoir pour les travées intermédiaires

Voussoir	S	X(m)	V(m)	e(m)	A(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	M <sub>total</sub> (kN.m)	P(kN)	N	N <sub>construction</sub>
Vp1	Sp0	0	2.108	1.908	16.68	34.35	-191999,2	-66552,6383	-37,30	/
Vp2	Sp1	1.8	2.108	1.908	16.68	34.35	-165881,2	-57499,362	-32,23	/
Vp3	Sp2	3.6	2.108	1.908	16.68	34.35	-142029,8	-49231,7567	-27,59	/
Vs1	Sv1	5.4	2.108	1.908	16.68	34.35	-116853,7	-40504,971	-22,70	/
Vs2	Sv2	7.8	2.375	2.175	11.77	24,5	-95381,7	-31257,8518	-17,52	/
Vs3	Sv3	10.2	2.375	2.175	11.77	24,5	-63579,3	-20835,7823	-11,68	/
Vs4	Sv4	12.6	2.375	2.175	11.77	24,5	1398,12	458,18252	0,26	2
Vs5	Sv5	15	2.375	2.175	11.77	24,5	23045,0674	7552,17511	4,23	6
Vs6	Sv6	17.4	2.375	2.175	11.77	24,5	44692,01	14646,1661	8,21	10
Vs7	Sv7	19.8	2.375	2.175	11.77	24,5	66338,97	21740,1628	12,19	14
Vs8	Sv8	22.2	2.375	2.175	11.77	24,5	82624,78	27077,2394	15,18	16
Vs9	Sv9	24.6	2.375	2.175	11.77	24,5	96919,32	31761,7503	17,80	18
Vs10	Sv10	27	2.375	2.175	11.77	24,5	111213,85	36446,2579	20,43	22
Vs11	Sv11	29.4	2.375	2.175	11.77	24,5	125508,39	41130,7688	23,05	24
Vs12	Sv12	31.8	2.375	2.175	11.77	24,5	135515,13	44410,1106	24,89	26
Vs13	Sv13	34.2	2.375	2.175	11.77	24,5	140662,38	46096,9329	25,84	26
Vs14	Sv14	36.6	2.375	2.175	11.77	24,5	145813,63	47785,066	26,78	28
1/2Vsc	Sc15	39	2.375	2.175	11.77	24,5	150956,88	49470,5775	27,73	28
1Vsc	Sc16	40.8	2.375	2.175	11.77	24,5	155431,79	50937,065	28,55	30

- Travée de rive :

Tableau 6-9: Nombre de câbles de continuité pour chaque voussoir pour les travées de rive

Voussoir	S	X(m)	V(m)	e(m)	A(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	M <sub>total</sub> (kN.m)	P(kN)	N	N <sub>construction</sub>
Vp1	Sp0	0	2.108	1.908	16.68	34.35	-179380,7	-62178,6905	-34,85	/
Vp2	Sp1	1.8	2.108	1.908	16.68	34.35	-69723,3	-24168,1713	-13,55	/
Vp3	Sp2	3.6	2.108	1.908	16.68	34.35	-55308,89	-19171,7077	-10,75	/
Vs1	Sv1	5.4	2.108	1.908	16.68	34.35	-35744,98	-12390,2741	-6,94	/
Vs2	Sv2	7.8	2.375	2.175	11.77	24,5	17530,03	5744,824	3,22	4
Vs3	Sv3	10.2	2.375	2.175	11.77	24,5	33266,56	10901,8942	6,11	8
Vs4	Sv4	12.6	2.375	2.175	11.77	24,5	44166,38	14473,9102	8,11	10
Vs5	Sv5	15	2.375	2.175	11.77	24,5	55066,21	18045,9295	10,11	12
Vs6	Sv6	17.4	2.375	2.175	11.77	24,5	65966,03	21617,9454	12,12	14
Vs7	Sv7	19.8	2.375	2.175	11.77	24,5	74819,38	24519,306	13,74	14
Vs8	Sv8	22.2	2.375	2.175	11.77	24,5	80022,53	26224,4475	14,70	16
Vs9	Sv9	24.6	2.375	2.175	11.77	24,5	78533,33	25736,4168	14,42	16
Vs10	Sv10	27	2.375	2.175	11.77	24,5	77044,11	25248,3796	14,15	16
Vs11	Sv11	29.4	2.375	2.175	11.77	24,5	75554,91	24760,349	13,88	14
Vs12	Sv12	31.8	2.375	2.175	11.77	24,5	71217,96	23339,0728	13,08	14
Vs13	Sv13	34.2	2.375	2.175	11.77	24,5	54540,75	17873,7292	10,02	12
Vs14	Sv14	36.6	2.375	2.175	11.77	24,5	37863,56	12408,3922	6,95	8
1/2Vsc	Sc15	39	2.375	2.175	11.77	24,5	25010,9	8196,4046	4,59	6
Vss1	Sc16	40.8	2.375	2.175	11.77	24,5	12503,01	4097,40268	2,30	4
Vss2	Sc17	42.6	2.375	2.175	11.77	24,5	0	0	0,000	0

### 6.4.2.2 Répartition des câbles

La répartition des câbles de continuité inférieurs dans les différentes travées sera donnée dans les tableaux suivants et sera représenté graphiquement à l'aide de l'outil informatique AutoCAD2021 :

- Travée intermédiaire :

Tableau 6-10: Répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées intermédiaires

Section	X(m)	N <sub>construction</sub>	N/ames	N <sub>arrêté/ames</sub>
Sp1	0	/	/	/
Sp2	1.8	/	/	/
Sp3	3.6	/	/	/
Sv1	5.4	/	/	/
Sv2	7.8	/	/	/
Sv3	10.2	/	/	/
Sv4	12.6	2	1	2
Sv5	15	6	3	2
Sv6	17.4	10	5	2
Sv7	19.8	14	7	1
Sv8	22.2	16	8	1
Sv9	24.6	18	9	2
Sv10	27	22	11	1
Sv11	29.4	24	12	1
Sv12	31.8	26	13	0
Sv13	34.2	26	13	1
Sv14	36.6	28	14	0
Sv15	39	28	14	1
Sv16	40.8	30	15	0

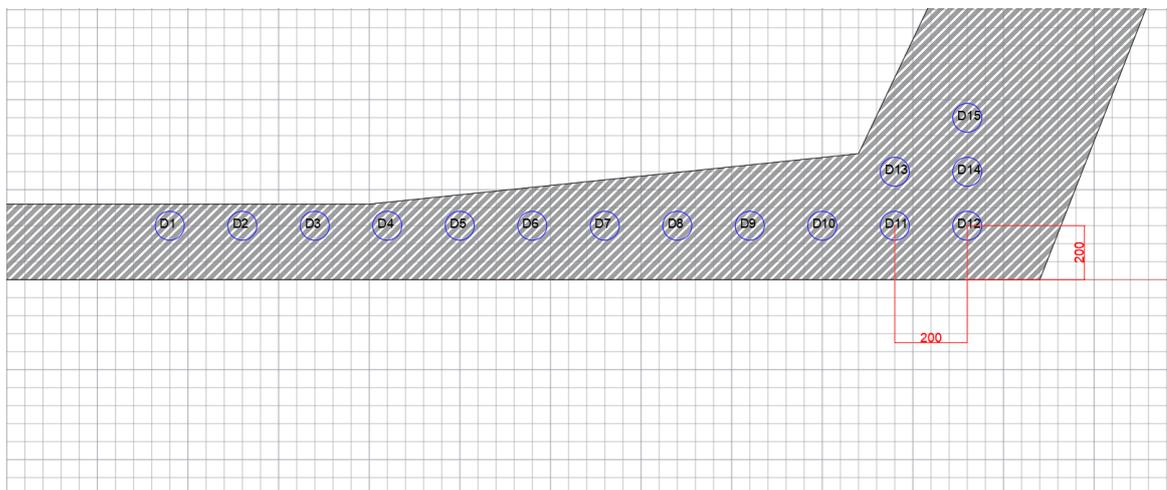


Figure 6-9: Disposition des câbles de continuité dans les travées intermédiaires

# AXE PILE

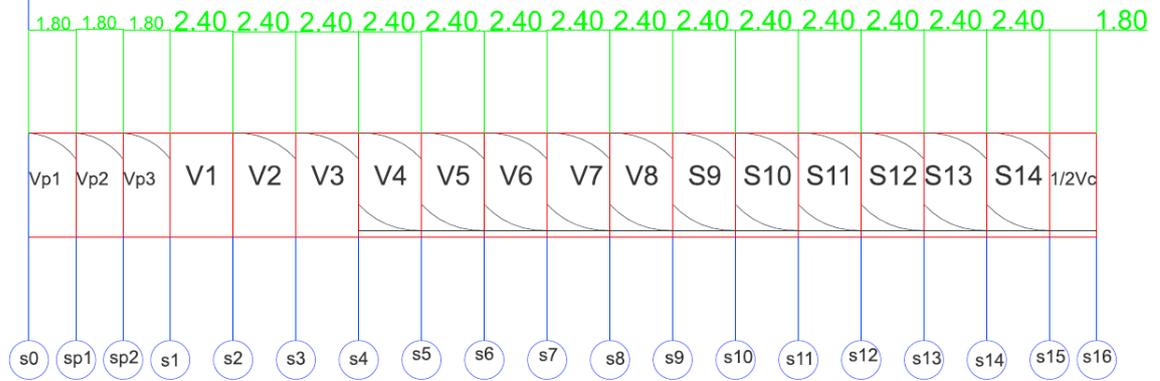


Figure 6-10: Coupe longitudinale de la disposition des câbles de continuité d'une mi-travée intermédiaire

• Travée de rive :

Tableau 6-11 : Répartition des câbles de continuité inférieurs dans la travée de rive

Vousoir	Section	N <sub>construction</sub>	N/ame	N <sub>arreté/ame</sub>
Vp1	Sp0	/	0	0
Vp2	Sp1	/	0	0
Vp3	Sp2	/	0	0
Vs1	Sv1	/	0	0
Vs2	Sv2	4	2	2
Vs3	Sv3	8	4	2
Vs4	Sv4	10	5	1
Vs5	Sv5	12	6	1
Vs6	Sv6	14	7	1
Vs7	Sv7	14	7	0
Vs8	Sv8	16	8	1
Vs9	Sv9	16	8	0
Vs10	Sv10	16	8	0
Vs11	Sv11	14	7	1
Vs12	Sv12	14	7	0
Vs13	Sv13	12	6	1
Vs14	Sv14	8	4	2
1/2Vsc	Sc15	6	3	1
Vss1	Sc16	4	2	1
Vss2	Sc17	0	0	2

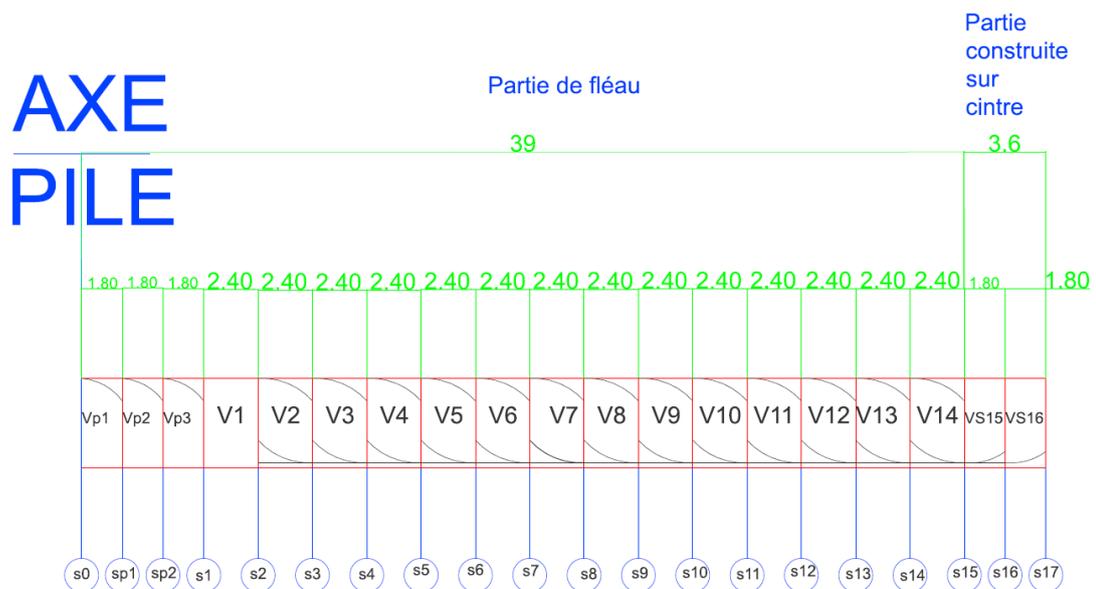


Figure 6-11: Répartition des câbles de continuité dans les travées de rive

## 6.5 Les pertes de précontrainte

Les contraintes (ou forces) de précontrainte appliquées à une structure sont variables selon les diverses sections et en fonction du temps. Ces variations qui vont généralement dans le sens d'une réduction des forces sont appelées pertes de précontrainte. (Pertes de charge)

On les classe en deux familles :

**Les pertes instantanées** : qui se produisent dans un temps relativement court au moment de la mise en tension des câbles de précontrainte. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre. Elles sont dues à :

- Frottement du câble dans sa gaine.
- Tassement des organes d'ancrage (ou recul d'ancrage).
- Non simultanéité des mises en tension des différents câbles.

**Les pertes différées** : qui se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes. Elles sont dues :

- Retrait et fluage du béton.
- Relaxation des aciers.

### 6.5.1 Les Pertes instantanées

#### 6.5.1.1 Perte par Frottement du câble dans sa gaine

Elle se produit par frottement du câble sur la gaine lors de la mise en tension de celui-ci dans les zones où il y a contact entre ces éléments c.à.d. dans les parties courbes et aux points où le tracé présente des irrégularités.

On doit aussi tenir compte des déviations parasites, dans les zones où la gaine est rectiligne, il n'y a, en théorie, aucun contact entre le câble et sa gaine, donc aucun frottement.

En pratique, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, elle présente des festonnages plus ou moins marqués selon la qualité de l'exécution.

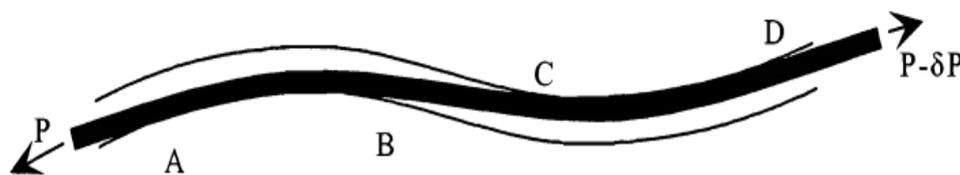


Figure 6-12 : Position relative du câble et de la gaine

:

La tension  $P$  d'un câble en un point quelconque de son tracé s'exprime finalement en fonction de la tension à l'ancrage par la formule :

$$P(x) = P_0 \cdot e^{-f \cdot \theta(x) - \Phi \cdot x}$$

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} \cdot e^{-f \cdot \theta(x) - \Phi \cdot x}$$

$$\Delta\sigma_i(x) = \sigma_0 * (f * \theta(x) - \varphi * x)$$

Avec :

$\sigma_0$  : tension à l'origine,  $\sigma_0 = 1424.7$  MPa

$f$  : Coefficient de frottement de courbure, dans notre cas  $f = 0,2$  rd<sup>-1</sup>.

$\varphi$  : Coefficient de frottement droit, dans notre cas  $\varphi = 0,003$ m<sup>-1</sup>.

$\theta$  : La variation angulaire du câble à l'abscisse  $x$ .

- $\theta = \sqrt{(\tan(\alpha))^2 + \tan(\beta)^2}$  Lorsque les déviations sont simultanées.
- $\theta = \alpha + \beta$ , lorsque les déviations ne sont pas simultanées.

$x$  : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

Les pertes de tension par frottement (MPa) dans les différentes sections sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-12: pertes de tension par frottement des câbles de fléau

N°câble	Sp0	Sp1	Sp2	Sv2	Sv3	Sv4	Sv5	Sv6	Sv7	Sv8	Sv9	Sv10	Sv11	Sv12	Sv13	Sv14	Sc15
B1	82,63																
B2	133,92																
B3	142,48																
C4	133,92	126,37															
C5	142,48	134,78															
C6	250,74	243,05															
C7	250,74	243,05	235,36														
C8	250,74	243,05	235,36														
C9	250,74	243,05	235,36														
A10	276,22	268,52	260,83	253,14													
A11	276,22	268,52	260,83	253,14													
C12	282,1	274,4	266,71	259,02	238,5												
C13	282,1	274,4	266,71	259,02	238,5												
C14	282,1	274,4	266,71	259,02	238,5	228,24											
C15	282,1	274,4	266,71	259,02	238,5	228,24											
A16	276,4	268,7	261,01	253,32	232,8	222,54	212,28										
A17	276,4	268,7	261,01	253,32	232,8	222,54	212,28										
A18	239,34	231,65	242,48	216,26	195,75	185,49	175,23	164,98									
A19	239,34	231,65	242,48	216,26	195,75	185,49	175,23	164,98									
C20	205,16	197,47	189,77	182,08	161,56	151,3	141,05	130,79	120,53								
C21	282,1	274,4	266,71	259,02	238,5	228,24	217,98	207,73	197,47	187,21							
C22	245,04	237,35	229,66	221,96	201,45	191,19	180,93	170,67	160,42	150,16							
A23	199,46	191,76	184,07	176,38	155,86	145,60	135,35	125,09	114,83	104,57	94,32						
A24	153,87	146,17	138,48	130,79	110,27	100,01	89,76	79,50	69,24	58,98	48,72	38,47					
A25	170,96	163,27	155,58	147,88	127,37	117,11	106,85	96,59	86,34	76,08	65,82	45,31	35,05				
A26	153,87	146,17	138,48	130,79	110,27	100,01	89,76	79,50	69,24	58,98	48,72	38,47	28,21	17,95			
C27	176,66	168,97	161,28	153,58	133,07	122,81	112,55	102,29	92,04	81,78	71,52	61,26	51,00	40,75	30,49		
C28	170,96	163,27	155,58	147,88	127,37	117,11	106,85	96,59	86,34	76,08	65,82	55,56	45,31	35,05	24,79		
A29	166,69	159,00	151,30	143,61	123,09	112,84	102,58	92,32	82,06	71,80	61,55	51,29	41,03	30,77	20,52	10,26	0
$\Sigma \Delta \sigma_{f/ame}$	6275,48	5716,52	5072,47	4175,49	3299,91	2658,76	2058,68	1511,03	1078,5	865,64	456,47	290,36	200,6	124,52	75,8	10,26	0
$\Delta \sigma_f$	12550,96	11433,04	10144,94	8350,98	6599,82	5317,52	4117,36	3022,06	2157,1	1731,28	912,94	580,72	401,2	249,04	151,6	20,52	0

### 6.5.1.2 Perte de tension par glissement d'ancrage

Après mise en tension on vient bloquer les ancrages. Le jeu existant dans l'ancrage permet un léger glissement avant blocage définitif. Ce léger glissement est la déformation propre des pièces d'ancrage, lorsque l'effort appliqué par le vérin leur est transféré entraînant un raccourcissement du câble donc une perte de tension.

Le déplacement  $g$  du câble vers l'intérieur de la gaine est gêné par les forces de frottement avec celle-ci. A une distance  $\lambda$ , la somme des efforts de frottement équilibre la perte de tension due au glissement du câble et il n'y a plus de déplacement de l'armature par rapport à sa gaine. Le tassement d'ancrage ne produit pas de perte de tension au-delà de la section située à l'abscisse  $\lambda$ .

La figure suivante représente le diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature, « effet de recul d'ancrage » :

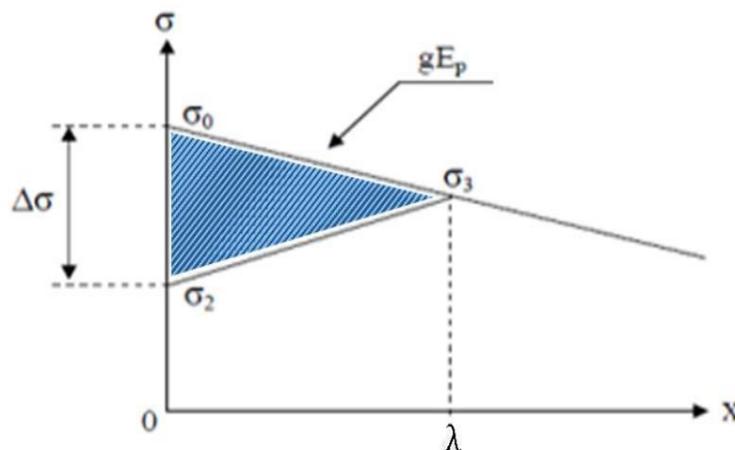


Figure VI-9 : Diagramme d'effet du recul d'ancrage

- $E_p$  : module d'élasticité des câbles de précontrainte,  $E_p = 195\ 000$  MPa ;
- $\lambda$  = longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage
- $L$  : longueur horizontale du câble ;
- $g$  : glissement à l'ancrage  $g = - \int_0^\lambda \frac{\Delta\sigma}{E_p} dx$ , pour notre cas on le prend  $g = 5$  mm ;
- $\sigma_0$  : Tension à l'origine = 1424.7 MPa.
- $\sigma_2$  : contrainte après recul d'ancrage.
- $\Delta\sigma_0$  : la perte de tension.

La longueur d'influence du glissement  $g$  est donnée par la formule suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_0 \cdot \psi}} \quad \text{avec} \quad \psi = f * \theta L + \varphi$$

Les pertes de tension à l'ancrage sont données par les formules suivantes pour chaque section :

$$\begin{cases} x < \lambda : & \Delta\sigma(x) = \Delta\sigma_0 \frac{(\lambda-x)}{\lambda} \\ x \geq \lambda : & \Delta\sigma(x) = 0 \end{cases} \quad \text{avec} \quad \Delta\sigma_0 = 2 * \sigma_0 * \psi * \lambda$$

Les paramètres de calcul des pertes de tension dues au recul d'ancrage des câbles de fléau sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 6-13: paramètres de calcul des pertes de tension dues au recul d'ancrage

Voussoir	Section	Câble	L(m)	$\alpha$ (rad)	$\psi = f * \theta L + \varphi$	$\lambda$ (m)
Vp0	Sp1	B1	1,8	0.291	0,0353	13,92
		B2	1,8	0.291	0,0553	11,12
		B3	1,8	0.291	0,0587	10,80
Vp1	Sp2	C4	3,6	0.291	0,0292	15,32
		C5	3,6	0.291	0,0308	14,90
		C6	3,6	0.291	0,0519	11,48
Vp2	S1	C7	5,4	0.291	0,0356	13,86
		C8	5,4	0.291	0,0356	13,86
		C9	5,4	0.291	0,0356	13,86
Vs2	S3	A10	10,2	0.38	0,0220	17,63
		A11	10,2	0.38	0,0220	17,63
Vs3	S4	C12	12,6	0.401	0,0187	19,11
		C13	12,6	0.401	0,0187	19,11
Vs4	S5	C14	15	0.401	0,0162	20,54
		C15	15	0.401	0,0162	20,54
Vs5	S6	A16	17,4	0.38	0,0141	21,99
		A17	17,4	0.38	0,0141	21,99
Vs6	S7	A18	19,8	0.38	0,0115	24,41
		A19	19,8	0.38	0,0115	24,41
Vs7	S8	C20	22,2	0.401	0,0095	26,85
Vs8	S9	C21	24,6	0.401	0,0111	24,88
		C22	24,6	0.401	0,0100	26,16
Vs9	S10	A23	27	0.38	0,0082	28,92
Vs10	S11	A24	29,4	0.38	0,0067	32,02
Vs11	S12	A25	31,8	0.38	0,0068	31,79
Vs12	S13	A26	34,2	0.38	0,0062	33,34
Vs13	S14	C27	36,6	0.401	0,0064	32,72
		C28	36,6	0.401	0,0052	36,31
Vs15	S15	A29	39	0.38	0,0049	37,19

Tableau 6-14 : pertes du au recul d'ancrage

N°câble	Sp0	Sp1	Sp2	Sv2	Sv3	Sv4	Sv5	Sv6	Sv7	Sv8	Sv9	Sv10	Sv11	Sv12	Sv13	Sv14	Sc15
B1	140,13	122,01	103,89	85,77	37,45	13,29											
B2	175,22	146,86	118,49	90,13	14,50												
B3	180,64	150,53	120,43	90,32	10,04												
C4	127,47	112,49	97,51	82,54	42,60	22,63	2,66										
C5	130,77	114,97	99,17	83,37	41,25	20,19											
C6	169,77	143,15	116,53	89,91	18,93												
C7	140,59	122,34	104,08	85,82	37,13	12,78											
C8	140,59	122,34	104,08	85,82	37,13	12,78											
C9	140,59	122,34	104,08	85,82	37,13	12,78											
A10	110,52	99,23	87,95	76,67	46,58	31,53	16,49	1,44									
A11	110,52	99,23	87,95	76,67	46,58	31,53	16,49	1,44									
C12	101,83	92,23	82,64	73,05	47,48	34,69	21,90	9,11									
C13	101,83	92,23	82,64	73,05	47,48	34,69	21,90	9,11									
C14	94,82	86,51	78,20	69,89	47,73	36,65	25,57	14,50	3,42								
C15	94,82	86,51	78,20	69,89	47,73	36,65	25,57	14,50	3,42								
A16	88,35	81,12	73,88	66,65	47,37	37,73	28,08	18,44	8,80								
A17	88,35	81,12	73,88	66,65	47,37	37,73	28,08	18,44	8,80								
A18	79,99	74,09	68,19	62,29	46,56	38,70	30,83	22,97	15,11	7,24							
A19	79,99	74,09	68,19	62,29	46,56	38,70	30,83	22,97	15,11	7,24							
C20	72,68	67,81	62,94	58,06	45,07	38,57	32,08	25,58	19,08	12,59							
C21	78,69	73,00	67,30	61,61	46,43	38,84	31,25	23,66	16,07	8,48	0,89						
C22	74,54	69,41	64,28	59,15	45,48	38,64	31,80	24,96	18,12	11,28	4,45						
A23	67,57	63,37	59,16	54,95	43,74	38,13	32,52	26,92	21,31	15,70	10,09	4,49					
A24	61,13	57,69	54,26	50,82	41,66	37,07	32,49	27,91	23,33	18,75	14,17	9,58	5,00				
A25	51,60	48,67	45,75	42,83	35,04	31,15	27,25	23,36	19,46	15,56	11,67	7,77	3,88				
A26	58,90	55,72	52,54	49,36	40,88	36,64	32,40	28,16	23,92	19,68	15,44	11,20	6,96	2,72			
C27	59,67	56,39	53,10	49,82	41,07	36,69	32,31	27,94	23,56	19,18	14,81	10,43	6,05	1,68			
C28	53,80	51,13	48,47	45,80	38,69	35,13	31,57	28,02	24,46	20,91	17,35	13,79	10,24	6,68	3,13		
A29	51,93	49,41	46,90	44,39	37,68	34,33	30,98	27,63	24,28	20,93	17,58	14,23	10,88	7,53	4,17	0,82	
$\Sigma \Delta \sigma_{g/ame}$	2927,3	2615,99	2304,68	1993,39	1163,34	818,24	563,05	397,06	268,25	177,54	106,45	57,26	42,93	18,61	7,3	0,82	0
$\Delta \sigma_g$	5854,6	5231,98	4609,36	3986,78	2326,68	1636,48	1126,1	794,12	536,5	355,08	212,9	114,52	85,86	37,22	14,6	1,64	0

### 6.5.1.3 Perte de la non- simultanéité de la mise en tension

Le fait de ne pas tendre en même temps tous les câbles d'une même poutre provoque une perte de tension. En effet, une fois le premier câble tendu et ancré, la mise en tension du deuxième câble provoque un raccourcissement du béton. Le premier câble mis en tension subit la même déformation, ce qui provoque une baisse de sa tension. Si la poutre comporte (n) câbles, le premier câble subit l'effet des (n-1) câbles suivants et ainsi de suite. Seul le dernier câble ne subit pas ce type de perte

La valeur moyenne des pertes dues à la non simultanéité de la mise en tension par câble s'exprime par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{ns}(x) = \frac{n-1}{2*n} * Ep * \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}}$$

En pratique, on utilise souvent la formule ci-dessous, en remplaçant  $\frac{n-1}{n}$  par 1. Cette formulation est évidemment approchée, elle revient à évaluer la perte par excès.

Bien que relativement grossier, cette approximation n'a que peu d'importance dans la pratique car  $\Delta\sigma_{ns}$  est toujours petit.

On aura donc :

$$\Delta\sigma_s(x) = \frac{1}{2} * Ep * \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}} \quad \text{Avec : } \frac{Ep}{E_{bi}} = \frac{190000}{37600} = 5$$

- $E_p$  : module d'élasticité des câbles de précontrainte,  $E_p = 190\,000$  MPa ;
- $E_{bi}$  : module de déformation instantané du béton ;
- $\sigma_b$  : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des n câbles.

La contrainte dans le béton, au niveau des câbles, vaut :

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

M : moment sous poids propre.

P : force de précontrainte prenant en compte toutes les pertes de précontrainte.

e : excentricité moyenne des câbles par rapport au centre de gravité.

I : moment d'inertie de la section.

Les pertes dues à la non simultanéité des mises en tension dans les différentes sections sont données dans le tableau ci-après :

Tableau 6-15 : Pertes dues à la non simultan  t   de la mise en tension

Voussoir	Section	Nb	$\Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g$ (Mpa)	M (MN.m)	P- $\Delta$ P (MN)	e (encrage)	$\Delta\sigma_s$ (Mpa)	$\Delta\sigma_s$ %
Vp1	Sp0	58	18405,56	273.587	121,19	1,80	377,04	0,27
Vp2	Sp1	52	16665,02	249.541	109,31	1,50	285,52	0,23
Vp3	Sp2	46	14754,3	228.663	94,25	1,50	244,78	0,22
Vs2	Sv2	40	12337,76	181.483	80,65	1,3	265,41	0,29
Vs3	Sv3	36	8926,5	157.330	72,11	1,3	244,66	0,30
Vs4	Sv4	32	6954	134.887	62,06	1,2	200,92	0,29
Vs5	Sv5	28	5243,46	114.156	52,88	1,2	173,23	0,30
Vs6	Sv6	24	3816,18	95.135	44,61	1,2	147,91	0,31
Vs7	Sv7	20	2693,6	77.825	37,25	1,3	133,04	0,33
Vs8	Sv8	18	2086,36	62.225	31,03	1,3	111,39	0,34
Vs9	Sv9	14	1125,84	48.336	25,07	1,2	86,17	0,33
Vs10	Sv10	12	695,24	36.158	20,25	1,2	70,28	0,34
Vs11	Sv11	10	487,06	25.691	16,27	1,2	56,73	0,34
Vs12	Sv12	8	286,26	16.935	12,92	1,3	48,51	0,37
Vs13	Sv13	6	166,2	9.88976	10,26	1,2	36,26	0,35
Vs14	Sv14	2	22,16	4.554	4,62	1,2	16,50	0,36
1/2Vsc	Sc15	2	0	0.931	0,37	1,3	7,24	1,93

#### 6.5.1.4 Totale des pertes instantanées

Donc les pertes instantanées sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_s$$

Les valeurs dans les différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Tableau 6-16 : pertes instantanées des câbles de fléau

Voussoir	Section	Nb	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Sigma\Delta\sigma_{inst}$	$\Sigma\%$
Vp1	Sp0	58	377,04	5854,6	12550,96	18782,60	13,45
Vp2	Sp1	52	285,52	5231,98	11433,04	16950,54	13,46
Vp3	Sp2	46	244,78	4609,36	10144,94	14999,08	13,76
Vs2	Sv2	40	265,41	3986,78	8350,98	12603,17	13,55
Vs3	Sv3	36	244,66	2326,68	6599,82	9171,16	11,32
Vs4	Sv4	32	200,92	1636,48	5317,52	7154,92	10,37
Vs5	Sv5	28	173,23	1126,1	4117,36	5416,69	9,32
Vs6	Sv6	24	147,91	794,12	3022,06	3964,09	8,19
Vs7	Sv7	20	133,04	536,5	2157,1	2826,64	7,08
Vs8	Sv8	18	111,39	355,08	1731,28	2197,75	6,64
Vs9	Sv9	14	86,17	212,9	912,94	1212,01	4,63
Vs10	Sv10	12	70,28	114,52	580,72	765,52	3,65
Vs11	Sv11	10	56,73	85,86	401,2	543,79	3,24
Vs12	Sv12	8		37,22	249,04		
			48,51			334,77	2,54
Vs13	Sv13	6	36,26	14,6	151,6	202,46	1,94
Vs14	Sv14	2	16,50	1,64	20,52	38,66	0,83
1/2Vsc	Sc15	2	7,24	0	0	7,24	1,93

## 6.5.2 Les pertes différées

### 6.5.2.1 Pertes dues au retrait de béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Si  $t_0$  est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :  $\varepsilon_r (1 - r(t_0))$

Avec :

$\varepsilon_r$  : Retrait final du béton,  $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$  pour un climat humide comme celui de notre ouvrage.

$r(t)$  : Loi d'évaluation du retrait en fonction du temps.

La perte finale de tension par retrait est donc :

$$\Delta\sigma_r(t) = E_p \varepsilon_r (1 - r(t_0))$$

Très souvent, on peut négliger  $r(t_0)$  devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r(t) = E_p \varepsilon_r.$$

$$\Delta\sigma_r(t) = 2.10^{-4} \times 1.9.10^5 = 38 \text{ MPa}$$

Tableau 6-17 : pertes dues au retrait du béton

Vousoir	Section	Nb	$\Delta\sigma$ (Mpa)	(%)
Vp1	Sp0	58	2204	1,58
Vp2	Sp1	52	1976	1,57
Vp3	Sp2	46	1748	1,60
Vs2	Sv2	40	1520	1,63
Vs3	Sv3	36	1368	1,69
Vs4	Sv4	32	1216	1,76
Vs5	Sv5	28	1064	1,83
Vs6	Sv6	24	912	1,88
Vs7	Sv7	20	760	1,90
Vs8	Sv8	18	684	2,07
Vs9	Sv9	14	532	2,03
Vs10	Sv10	12	456	2,18
Vs11	Sv11	10	380	2,27
Vs12	Sv12	8	304	2,30
Vs13	Sv13	6	228	2,19
Vs14	Sv14	2	76	1,64
1/2Vsc	Sc15	2	76	0.76

#### 6.5.2.2 Perte dues au fluage de béton

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante.

Les pertes de précontraintes dues au fluage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{bj}} (\sigma_M + \sigma_B)$$

$\sigma_M$  : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen.

$\sigma_b$  : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

D'après les règlements B.P.E.L., on estime que  $\sigma_M = 1.5 \sigma_b$

Donc :

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

Avec :

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

Tel que :

M : moment sous poids propre.

P : force de précontrainte prenant en compte toutes les pertes de précontrainte.

e : excentricité moyenne des câbles par rapport au centre de gravité.

I : moment d'inertie de la section.

Tableau 6-18 : pertes dues au fluage du béton

Voussoir	Section	Nb	$\Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g$ (Mpa)	M (MN.m)	P- $\Delta$ P (MN)	e (encrage)	$\Delta\sigma_{fl}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
Vp1	Sp0	58	18405,56	273.587	118,99	1,80	1868,67	2,57
Vp2	Sp1	52	16665,02	249.541	107,33	1,50	1412,82	2,16
Vp3	Sp2	46	14754,3	228.663	92,50	1,50	1210,79	2,14
Vs2	Sv2	40	12337,76	181.483	79,13	1,3	1310,92	1,91
Vs3	Sv3	36	8926,5	157.330	70,75	1,3	1208,76	1,97
Vs4	Sv4	32	6954	134.887	60,84	1,2	991,69	1,88
Vs5	Sv5	28	5243,46	114.156	51,82	1,2	854,85	1,90
Vs6	Sv6	24	3816,18	95.135	43,70	1,2	729,88	1,93
Vs7	Sv7	20	2693,6	77.825	36,49	1,3	657,14	2,08
Vs8	Sv8	18	2086,36	62.225	30,34	1,3	549,68	2,09
Vs9	Sv9	14	1125,84	48.336	24,53	1,2	425,21	2,00
Vs10	Sv10	12	695,24	36.158	19,79	1,2	346,57	2,01
Vs11	Sv11	10	487,06	25.691	15,89	1,2	279,62	2,02
Vs12	Sv12	8	286,26	16.935	12,62	1,3	239,31	2,18
Vs13	Sv13	6	166,2	9.88976	10,03	1,2	178,90	2,05
Vs14	Sv14	2	22,16	4.554	4,55	1,2	81,67	2,08
1/2Vsc	Sc15	2	0	0.931	0,30	1,3	35,41	1,11

### 6.5.2.3 Perte dues à la relaxation des armatures

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimé par  $\Phi_{1000} = 2,5\%$  pour des aciers T.B.R. (Très Basse Relaxation).

L'évaluation de la relaxation finale d'une armature tendue à sa tension initiale est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} * \rho_{1000} * (\mu - \mu_0) * \sigma_{pi}(x)$$

$$\rho_{1000} = 2.5\%$$

$$\mu_0 = 0.43 \text{ pour les aciers T.B.R 12T15S.}$$

$$\mu = \sigma_{pi}(x) / f_{prg}$$

$f_{prg}$  : Contrainte de rupture garantie ( $f_{prg}=1770$  MPa).

$\sigma_{pi}$  : La contrainte dans le câble après pertes instantanées.

Tableau 6-19: pertes dues à la relaxation des armatures

Voussoir	Section	$\Delta\sigma_i$ (MPa)	$\sigma_{pi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	(%)
Vp1	Sp0	18782,60	72657,4101	4426,95	3,17
Vp2	Sp1	16950,54	65532,3861	3597,13	2,86
Vp3	Sp2	14999,08	56503,777	2669,21	2,45
Vs2	Sv2	12603,17	68518,9125	3934,48	4,23
Vs3	Sv3	9171,16	61268,904	3141,73	3,88
Vs4	Sv4	7154,92	52727,2727	2322,06	3,36
Vs5	Sv5	5416,69	44931,5718	1681,91	2,89
Vs6	Sv6	3964,09	37899,0484	1192,79	2,46
Vs7	Sv7	2826,64	31649,6177	828,48	2,07
Vs8	Sv8	2197,75	26361,3934	571,91	1,73
Vs9	Sv9	1212,01	21296,3806	370,62	1,42
Vs10	Sv10	765,52	17204,9618	239,76	1,14
Vs11	Sv11	543,79	13825,8794	153,08	0,91
Vs12	Sv12	334,77	10976,4316	95,02	0,72
Vs13	Sv13	202,46	8718,09686	58,79	0,56
Vs14	Sv14	38,66	3928,76805	10,55	0,23
1/2Vsc	Sc15	7,24	318,300765	0,12	0,03

#### 6.5.2.4 Calcul des pertes totales

La somme des pertes instantanées est de :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_s$$

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

Donc les pertes totales sont de :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$$

Tableau 6-20: Pertes totales de précontraintes

Voussoir	Section	N réel	$\Delta\sigma_s$ (Mpa)	$\Delta\sigma_g$ (Mpa)	$\Delta\sigma_f$ (Mpa)	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (Mpa)	$5/6 \Delta\sigma_{rel}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_T$	%
Vp1	Sp0	<b>58</b>	377,04	5854,6	12550,96	2204	1868,67	3689,13	26544,4	19,01
Vp2	Sp1	<b>52</b>	285,52	5231,98	11433,04	1976	1412,82	2997,61	23336,97	18,53
Vp3	Sp2	<b>46</b>	244,78	4609,36	10144,94	1748	1210,79	2224,34	20182,21	18,52
Vs2	Sv2	<b>40</b>	265,41	3986,78	8350,98	1520	1310,92	3278,73	18712,82	20,12
Vs3	Sv3	<b>36</b>	244,66	2326,68	6599,82	1368	1208,76	2618,11	14366,03	17,73
Vs4	Sv4	<b>32</b>	200,92	1636,48	5317,52	1216	991,69	1935,05	11297,66	16,37
Vs5	Sv5	<b>28</b>	173,23	1126,1	4117,36	1064	854,85	1401,59	8737,13	15,03
Vs6	Sv6	<b>24</b>	147,91	794,12	3022,06	912	729,88	993,99	6599,96	13,63
Vs7	Sv7	<b>20</b>	133,04	536,5	2157,1	760	657,14	690,40	4934,18	12,35
Vs8	Sv8	<b>18</b>	111,39	355,08	1731,28	684	549,68	476,59	3908,02	11,80
Vs9	Sv9	<b>14</b>	86,17	212,9	912,94	532	425,21	308,85	2478,07	9,46
Vs10	Sv10	<b>12</b>	70,28	114,52	580,72	456	346,57	199,80	1767,89	8,44
Vs11	Sv11	<b>10</b>	56,73	85,86	401,2	380	279,62	127,57	1330,98	7,94
Vs12	Sv12	<b>8</b>	48,51	37,22	249,04	304	239,31	79,18	957,26	7,25
Vs13	Sv13	<b>6</b>	36,26	14,6	151,6	228	178,90	48,99	658,35	6,31
Vs14	Sv14	<b>2</b>	16,50	1,64	20,52	76	81,67	8,79	205,12	4,41
1/2Vsc	Sc15	<b>2</b>	7,24	0	0	76	35,41	0,10	118,75	3,17

On remarque que la plus grosse perte de précontrainte aura lieu au niveau du voussoir Vs2 et elle est égale à 20,12% ce qui inférieure au 30% de notre hypothèse de calcul

Donc, on gardera le nombre de câbles précédent **29 câbles 12T15s**.

## 6.6 Vérification des contraintes normales

L'application des efforts de la précontrainte, associés aux moments dus au poids propre et aux surcharges extérieures engendrent des contraintes de compression et de traction dans les fibres extrêmes. Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte.

Donc pour reprendre la traction on doit avoir :

$$\frac{P}{S} + \frac{P.e.}{I} v' - \frac{M}{I} v' \geq \sigma'_{bt}$$

Sans toutefois que les contraintes de compression ne soient dépassées :

$$\frac{P}{S} - \frac{P.e.}{I} v + \frac{M}{I} v \leq \sigma'_{bc}$$

$\sigma'_{bt}$ : Contrainte admissible de compression.

$\sigma'_{bc}$ : Contrainte admissible de traction.

## 6.6.1 En construction

## 6.6.1.1 Fibre supérieure

Tableau 6-21: vérification des contraintes supérieurs du demi fléau

Voussoir	Section	Nbre Câbles	P (MN)	$\Delta\sigma$ (MPa)	$\Delta P$ (MN)	P- $\Delta P$ (MN)	M <sub>Total</sub> (MN.m)	P/A (MPa)	$\frac{M * V_{sup}}{I}$ (MPa)	$\frac{P.e.V_{sup}}{I}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)
Vp1	Sp0	<b>58</b>	139,60	26544,4	44,28	95,32	273.587	<b>5,71</b>	16,10	10,22	<b>-0,17</b>
Vp2	Sp1	<b>52</b>	125,97	23336,97	38,93	87,05	249.541	<b>5,22</b>	14,69	9,34	<b>-0,13</b>
Vp3	Sp2	<b>46</b>	109,00	20182,21	33,66	75,34	228.663	<b>4,52</b>	13,46	8,08	<b>-0,86</b>
Vs2	Sv2	<b>40</b>	92,98	18712,82	31,21	61,77	181.483	<b>3,70</b>	10,68	6,63	<b>-0,35</b>
Vs3	Sv3	<b>36</b>	81,04	14366,03	16,91	64,13	157.330	<b>5,45</b>	11,3	7,14	<b>1,29</b>
Vs4	Sv4	<b>32</b>	69,01	11297,66	13,30	55,72	134.887	<b>4,73</b>	9,66	6,21	<b>1,28</b>
Vs5	Sv5	<b>28</b>	58,13	8737,13	10,28	47,84	114.156	<b>4,06</b>	8,18	5,33	<b>1,21</b>
Vs6	Sv6	<b>24</b>	48,42	6599,96	7,77	40,66	95.135	<b>3,45</b>	6,81	4,53	<b>1,17</b>
Vs7	Sv7	<b>20</b>	39,95	4934,18	5,81	34,14	77.825	<b>2,90</b>	5,57	3,80	<b>1,13</b>
Vs8	Sv8	<b>18</b>	33,11	3908,02	4,60	28,51	62.225	<b>2,42</b>	4,46	3,18	<b>1,14</b>
Vs9	Sv9	<b>14</b>	26,19	2478,07	2,92	23,27	48.336	<b>1,98</b>	3,46	2,59	<b>1,11</b>
Vs10	Sv10	<b>12</b>	20,95	1767,89	2,08	18,86	36.158	<b>1,60</b>	2,59	2,10	<b>1,11</b>
Vs11	Sv11	<b>10</b>	16,76	1330,98	1,57	15,19	25.691	<b>1,29</b>	1,84	1,69	<b>1,14</b>
Vs12	Sv12	<b>8</b>	13,21	957,26	1,13	12,08	16.935	<b>1,03</b>	1,21	1,35	<b>1,17</b>
Vs13	Sv13	<b>6</b>	10,43	658,35	0,77	9,65	9.88976	<b>0,82</b>	0,71	1,08	<b>1,19</b>
Vs14	Sv14	<b>2</b>	4,65	205,12	0,24	4,40	4.554	<b>0,37</b>	0,33	0,49	<b>0,53</b>
1/2Vsc	Sc15	<b>2</b>	0,37	118,75	0,14	0,23	0.931	<b>0,02</b>	0,07	0,03	<b>-0,02</b>

6.6.1.2 *Fibre inférieure*

Tableau 6-22: Vérification des contraintes inférieures au demi fléau

Voussoir	Section	Nbre Câbles	P (MN)	$\Delta\sigma$ (MPa)	$\Delta P$ (MN)	P- $\Delta P$ (MN)	M <sub>Total</sub> (MN.m)	P/A (MPa)	$\frac{M * V_{inf}}{I}$ (MPa)	$\frac{P.e.V_{inf}}{I}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)
Vp1	Sp0	<b>58</b>	139,60	26544,4	44,28	95,32	273.587	5,71	16,79	11,16	11,34
Vp2	Sp1	<b>52</b>	125,97	23336,97	38,93	87,05	249.541	5,22	15,31	10,19	10,34
Vp3	Sp2	<b>46</b>	109,00	20182,21	33,66	75,34	228.663	4,52	14,03	8,82	9,73
Vs2	Sv2	<b>40</b>	92,98	18712,82	31,21	61,77	181.483	3,70	11,14	7,23	7,61
Vs3	Sv3	<b>36</b>	81,04	14366,03	16,91	64,13	157.330	5,45	15,25	13,52	7,18
Vs4	Sv4	<b>32</b>	69,01	11297,66	13,30	55,72	134.887	4,73	13,08	11,75	6,06
Vs5	Sv5	<b>28</b>	58,13	8737,13	10,28	47,84	114.156	4,06	11,07	10,09	5,04
Vs6	Sv6	<b>24</b>	48,42	6599,96	7,77	40,66	95.135	3,45	9,22	8,57	4,1
Vs7	Sv7	<b>20</b>	39,95	4934,18	5,81	34,14	77.825	2,90	7,54	7,20	3,24
Vs8	Sv8	<b>18</b>	33,11	3908,02	4,60	28,51	62.225	2,42	6,03	6,01	2,44
Vs9	Sv9	<b>14</b>	26,19	2478,07	2,92	23,27	48.336	1,98	4,69	4,91	1,76
Vs10	Sv10	<b>12</b>	20,95	1767,89	2,08	18,86	36.158	1,60	3,51	3,98	1,13
Vs11	Sv11	<b>10</b>	16,76	1330,98	1,57	15,19	25.691	1,29	2,49	3,20	0,58
Vs12	Sv12	<b>8</b>	13,21	957,26	1,13	12,08	16.935	1,03	1,64	2,55	0,12
Vs13	Sv13	<b>6</b>	10,43	658,35	0,77	9,65	9.88976	0,82	0,96	2,04	-0,26
Vs14	Sv14	<b>2</b>	4,65	205,12	0,24	4,40	4.554	0,37	0,44	0,93	-0,12
1/2Vsc	Sc15	<b>2</b>	0,37	118,75	0,14	0,23	0.931	0,02	0,09	0,05	0,06

## 6.6.2 En service (en charge)

Voussoir	Section	M (MN.m)	Nbre Câbles De	N câbles de cont	Précte de Fléau (MN)	Précte de Cont (MN)	S(m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	Vinf (m)	Vsup (m)	ef (m)	ec (m)	σsup (MPa)	σInf (MPa)
Vp1	Sp0	-192,00	58	/	95,32	0,00	16,68	34,35	2,108	2,022	1,908	1,80	6,92	5,09
Vp2	Sp1	-165,88	52	/	87,05	0,00	16,68	34,35	2,108	2,022	1,908	1,50	7,30	5,23
Vp3	Sp2	-142,03	46	/	75,34	0,00	16,68	34,35	2,108	2,022	1,908	1,50	6,23	4,62
Vs2	Sv2	-116,85	40	/	61,77	0,00	16,68	24,5	2,375	2,022	1,908	1,3	5,85	3,77
Vs3	Sv3	-95,38	36	/	64,13	0,00	11,77	24,5	2,375	1,755	2,175	1,3	6,31	9,72
Vs4	Sv4	-63,58	32	/	55,72	0,46	11,77	24,5	2,375	1,755	2,175	1,2	4,50	10,45
Vs5	Sv5	1,40	28	2	47,84	7,55	11,77	24,5	2,375	1,755	2,175	1,2	0,05	16,25
Vs6	Sv6	23,05	24	6	40,66	14,65	11,77	24,5	2,375	1,755	2,175	1,2	1,60	14,13
Vs7	Sv7	44,69	20	10	34,14	21,74	11,77	24,5	2,375	1,755	2,175	1,3	2,75	12,20
Vs8	Sv8	66,34	18	14	28,51	27,08	11,77	24,5	2,375	1,755	2,175	1,3	4,30	10,01
Vs9	Sv9	82,62	14	16	23,27	31,76	11,77	24,5	2,375	1,755	2,175	1,2	5,86	8,27
Vs10	Sv10	96,92	12	18	18,86	36,45	11,77	24,5	2,375	1,755	2,175	1,2	6,89	6,97
Vs11	Sv11	111,21	10	22	15,19	41,13	11,77	24,5	2,375	1,755	2,175	1,2	7,91	5,88
Vs12	Sv12	125,51	8	24	12,08	44,41	11,77	24,5	2,375	1,755	2,175	1,3	8,53	4,54
Vs13	Sv13	135,52	6	26	9,65	46,10	11,77	24,5	2,375	1,755	2,175	1,2	9,65	3,35
Vs14	Sv14	140,66	2	26	4,40	47,79	11,77	24,5	2,375	1,755	2,175	1,2	10,02	1,80
Vs15	Sc15	145,81	2	28	0,23	49,47	11,77	24,5	2,375	1,755	2,175	1,3	10,04	0,57
Vs16	Sc16	150,96	0	28	0	50,94	16,68	34,35	2,108	2,022	2,175	1,80	7,95	-0,40

D'après les valeurs des contraintes dans les trois tableaux précédents, on constate que les valeurs des contraintes aux fibres extrêmes restent toujours inférieures aux valeurs des contraintes admissibles

(Toutes les contraintes de traction tendent vers 0, et  $\sigma_{\max} = 16.25 \text{ MPa} < \sigma'_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 24 \text{ MPa}$ ).

## 6.7 Conclusion

L'étude de la précontrainte est une étude indispensable dans un pont voussoirs construit en encorbellement successif. Les différents types de câbles sont déterminés en fonction des moments à équilibrer. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles de fléau dans chaque voussoir. Et avec le même principe à partir des moments à mi-travée on a déterminé le besoin des câbles de continuités, avant de faire une vérification des contraintes au droit des joints, afin de déterminer les sections qui nécessitent des armatures passives pour compenser la traction dans le béton.

# 7. Chapitre VII : étude transversale

## 7.1 Introduction

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la section tubulaire (caisson), du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieur et inférieur.

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur les sections courantes vu que notre ouvrage est à hauteur constante. Ceci permet de prendre en compte le comportement du voussoir courant en flexion transversale.

## 7.2 Zones de justification

Dans la section du tablier, les principales sections à justifier sont les suivantes :

- Hourdis supérieur : à la racine de l'encorbellement, au droit du gousset coté inférieur et au centre de la dalle ;
- Dans les âmes : au niveau du centre de gravité et aux extrémités supérieurs et inférieurs ;
- Hourdis inférieur : à la racine du gousset principalement.

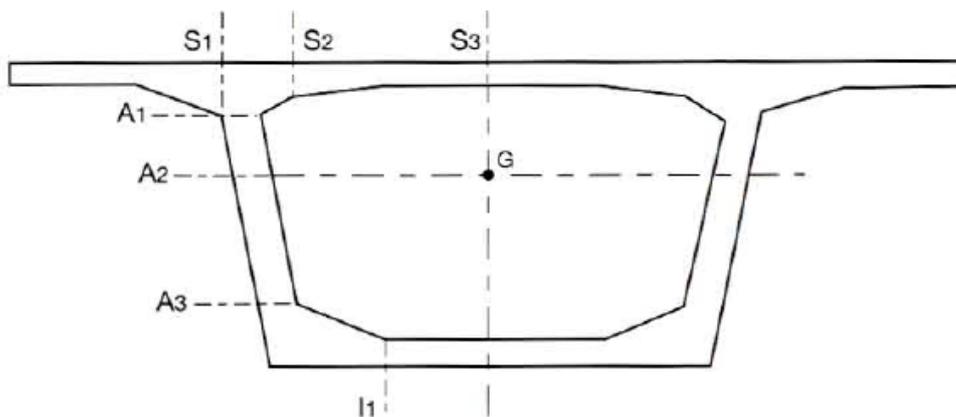


Figure 7-1: Section transversale et zones de justification

## 7.3 Justification des sections

En l'absence de précontrainte transversale, la justification des pièces et la détermination du ferrailage s'effectuent selon les indications du **BAEL 91 révisé 99**, en considérant généralement la fissuration comme préjudiciable.

### 7.3.1 Présentation du logiciel

Le système **Robot Structural Analysis** est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure suivant les différentes normes internationales existantes.

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

Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, éléments volumiques... Il permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques)

**Robot Structural Analysis** permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

### 7.3.2 Modélisation

La modélisation est effectuée par le logiciel **Robot Structural Analysis**, le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis doubles à l'extrémité de chaque âme.

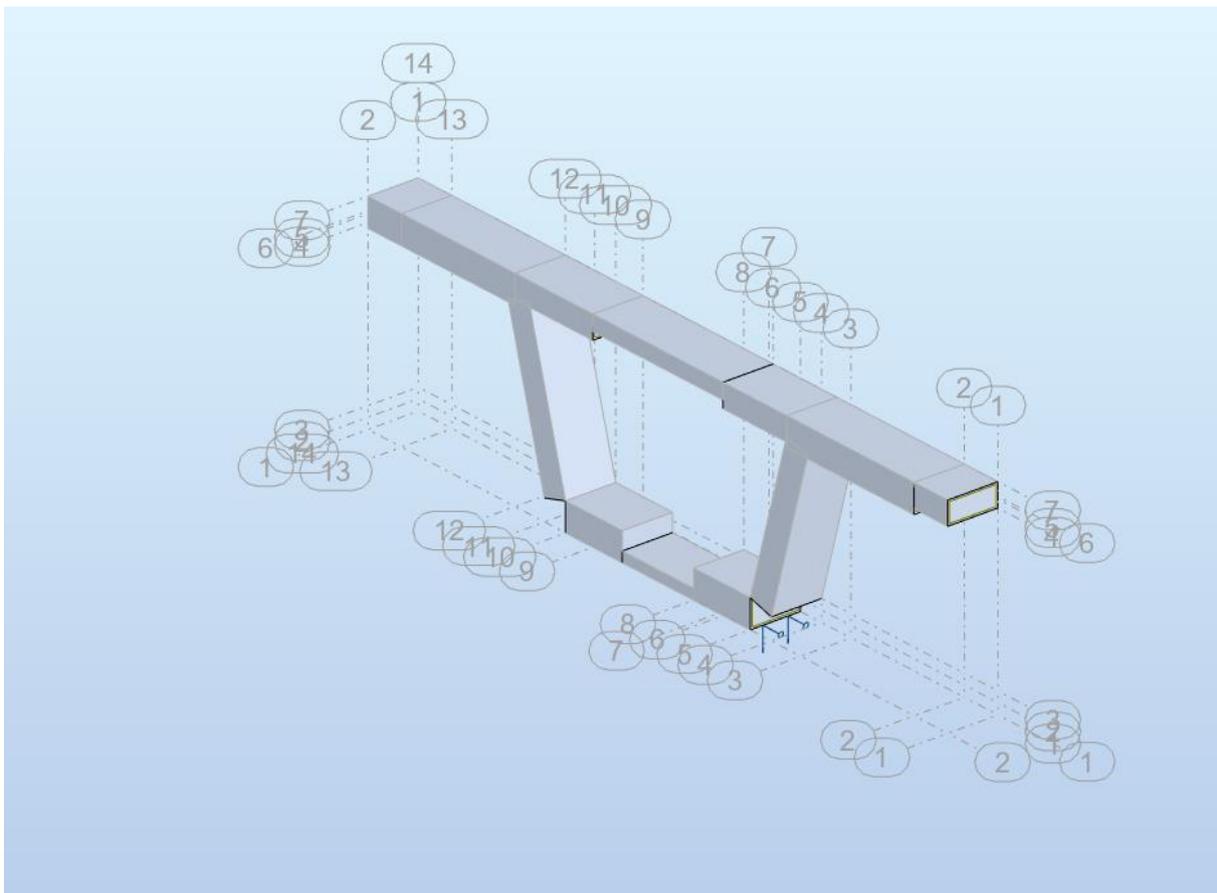


Figure 7-2: Vue 3D du voussoir courant modélisé par Robot structural analysis

### 7.3.3 Charges appliquées aux voussoirs

#### 7.3.3.1 Charges permanentes

Tableau 7-1: Valeurs des charges permanentes

Charges	Valeur et zone d'application
Poids Propre	Prise automatiquement par le logiciel.
Revêtement	<b>2.02 KN/m<sup>2</sup></b> Appliquée sur un rectangle de 12,2m × 1m de la zone roulable.
Corniche et trottoir	<b>18.675 KN/ m</b> Appliquée sur les deux extrémités.
Barrières de sécurité	<b>1,3 KN/m</b> Appliquée sur les deux extrémités.
Garde de corps	<b>2 KN/m</b> Appliquée sur les deux extrémités.

#### 1.1.1.1 Charges dues au trafic

Les valeurs des surcharges d'exploitation ainsi que leurs zones d'applications sont données dans le tableau suivant :

Tableau 7-2: Valeurs des charges dues au trafic

Charges	Valeurs et zones d'applications
Al	<b>7.67 KN/m<sup>2</sup></b> Appliquée sur un rectangle de 12,2m × 1m de la zone roulable.
Bc	<b>60 KN</b> Appliquée transversalement pour chaque roue des deux camions.
Mc120	<b>90.16 KN</b> Répartie sur un carré de 1m × 1m pour chaque chenille.
D240	<b>40.32 KN/m<sup>2</sup></b> Répartie sur un rectangle de 3.2m × 1m.

### 7.3.4 Combinaisons et efforts

Le voussoir doit être ferrillé sous les efforts les plus défavorables, le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons à considérer.

*Tableau 7-3: Combinaisons de charges à prendre en compte*

Cas de charge	Combinaison
<b>ELU AI</b>	1.35G+1.6AI
<b>ELU Bc</b>	1.35G+1.6Bc
<b>ELU Mc120</b>	1.35G+1.35Mc120
<b>ELU D240</b>	1.35G+1.35D240
<b>ELS AI</b>	G+1.2A
<b>ELS Bc</b>	G+1.2Bc
<b>ELS Mc120</b>	G+Mc120
<b>ELS D240</b>	G+D240

**Remarque :** Le gradient thermique n'a pas été pris en compte car il n'amène réellement des contraintes que dans le cas des caissons à âmes multiples (3 ou plus). Il n'est généralement pas nécessaire de le considérer dans le cas des ouvrages à deux âmes.

### 7.4 Résultats de l'analyse :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts normaux. Nous considérons les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

7.4.1 Moment Fléchissant :

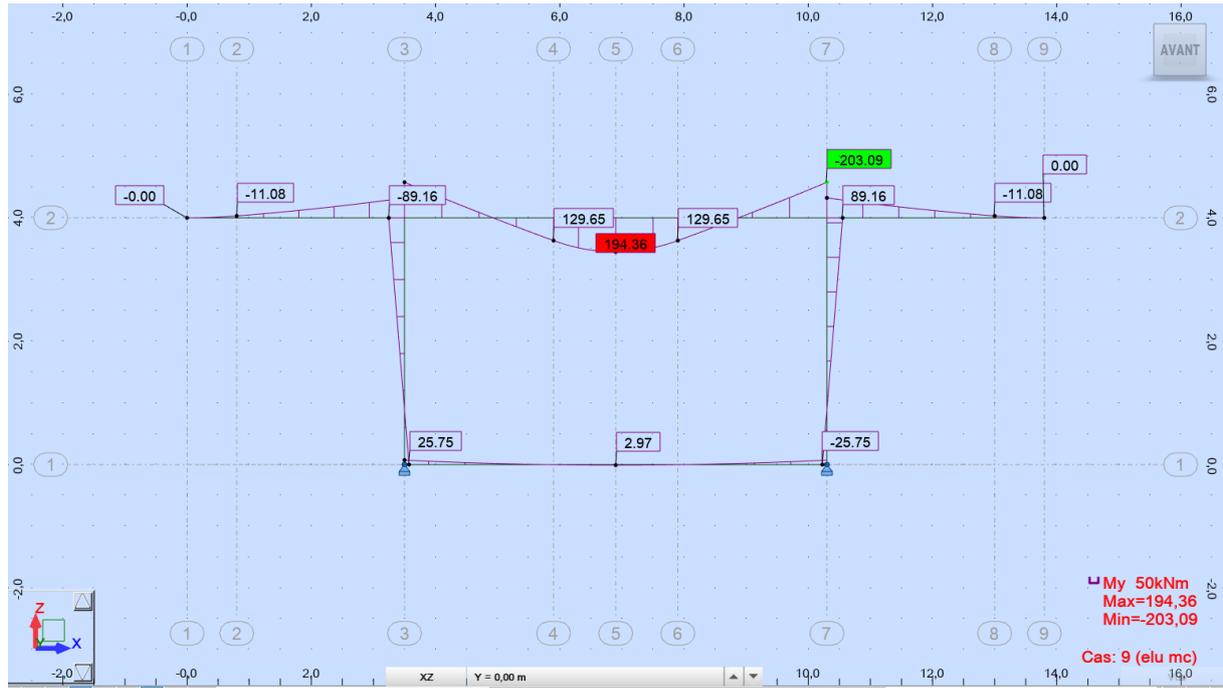


Figure 7-3: Moment fléchissant à l'ELU

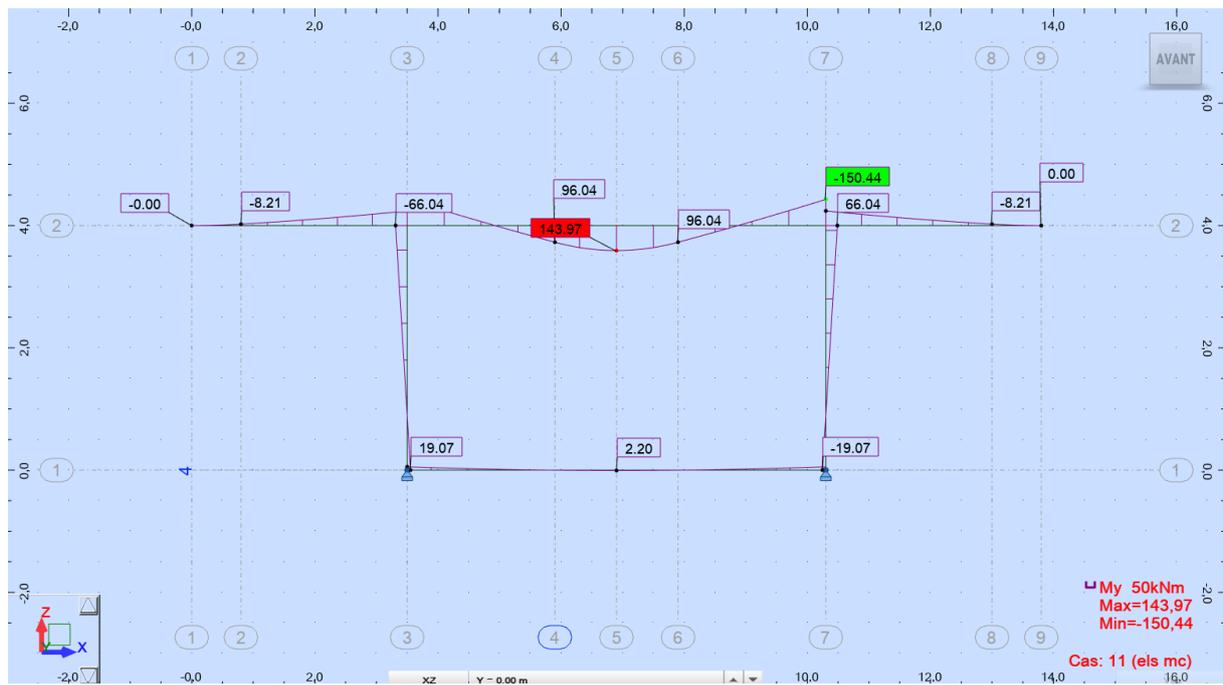


Figure 7-4 : Moment fléchissant à l'ELS

7.4.2 Effort tranchant :

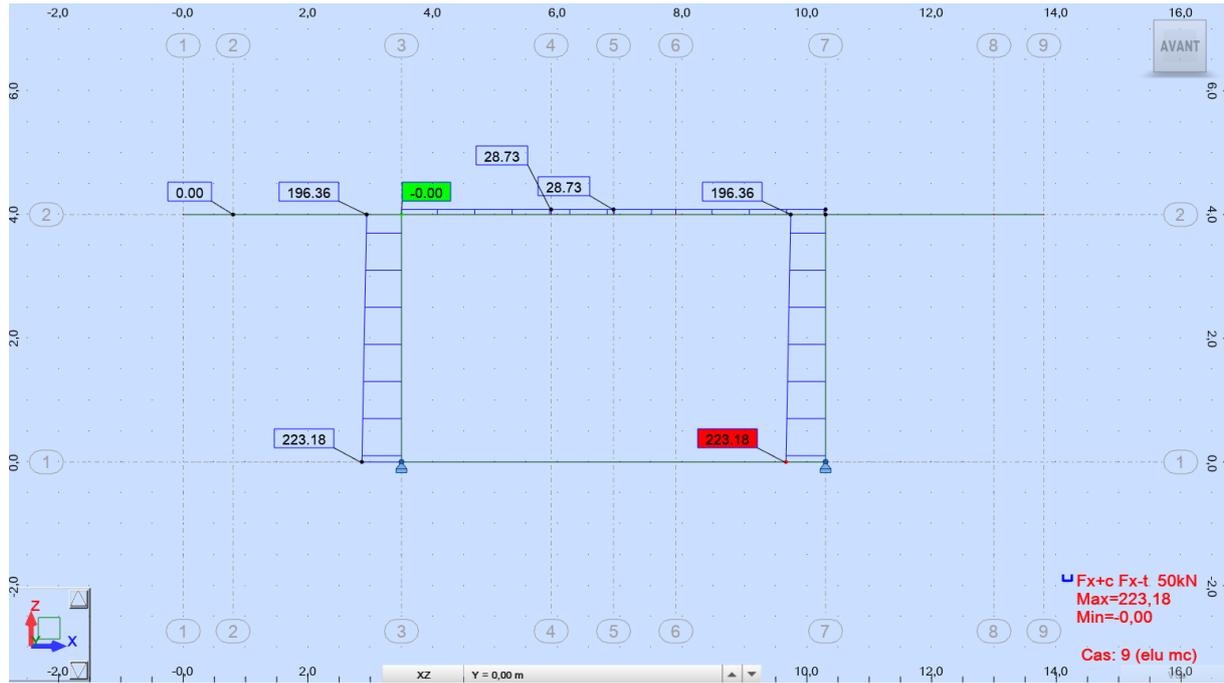


Figure 7-5 : Effort normal à l'ELU

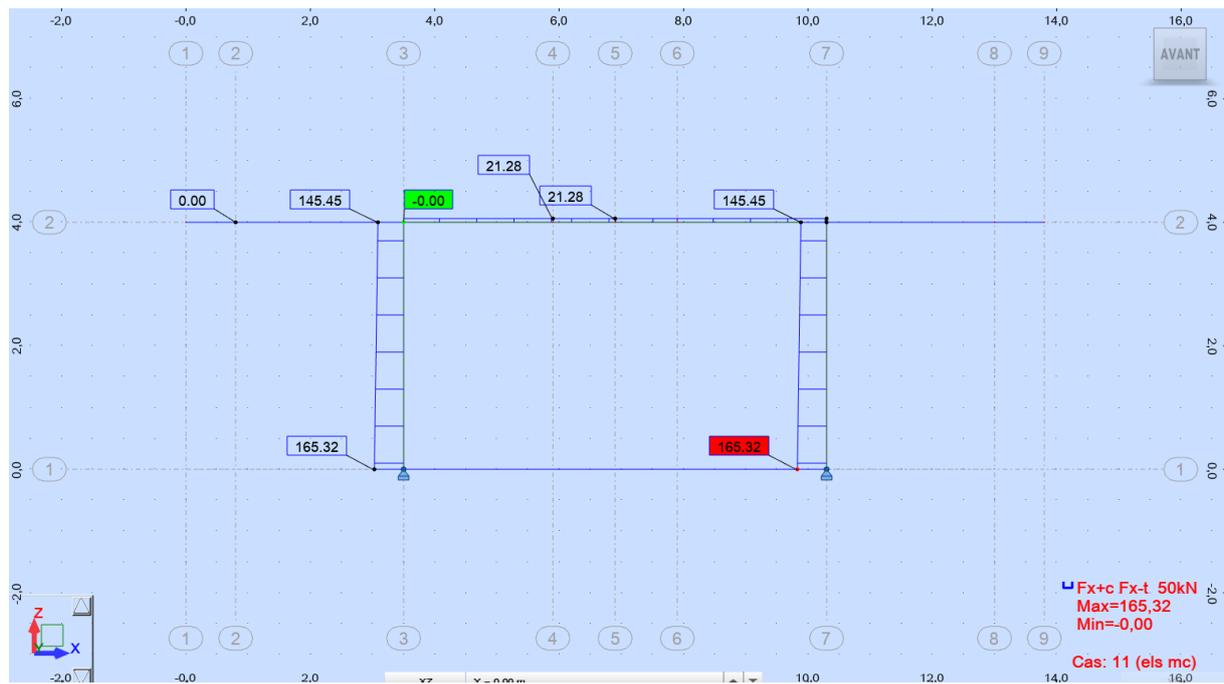


Figure 7-6: Effort normale à l'ELS

## 7.5 Ferrailage de la section transversale

Le ferrailage des voussoirs est calculé en utilisant le programme [EXPERT 2010], qui permet :

- Le calcul des sections d'aciers selon les règles [BAEL 91] à l'état limite ultime ;
- Vérification des contraintes à l'état limite de service ;
- Vérification de la condition de non fragilité du béton.

Dans la phase de calcul on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Deux portes à faux (console) : qui travaillent en flexion simple ;
- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple ;
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple ;
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

La section  $A_s$  qu'on prendra en compte pour le ferrailage de la section sera la plus grande entre la section obtenue par les efforts combinés à l'état limite ultime ELU, l'état limite de service ELS et la condition de non fragilité.

La condition de non fragilité est donnée par la formule suivante :

$$A_{min} > 0.23 \times (b \times d \times f_{t28} / f_e)$$

Avec :

$b$  : largeur de la section prise égale à 1m ;

$d$  : hauteur utile ;

$f_{t28}$  : contrainte de traction du béton à 28 jours ;

$f_e$  : limite élastique des aciers qui vaut 400 MPa.

### 7.5.1 Ferrailage de l'hourdis supérieur

Le hourdis supérieur travaille en flexion simple.

Tableau 7-4 : Armatures de l'hourdis supérieur du voussoir.

	Moments		Ferrailage	
			$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$
<b>ELU</b>	Mmax (KN.m)	194,36	0	24.1
	Mmin (KN.m)	-203,9	25.4	0
<b>ELS</b>	Mmax (KN.m)	143,97	0	16.5
	Mmin (KN.m)	-150,44	17.3	0
<b>Section d'acier</b>			25.4	24.1
<b>Ferrailage adopté</b>			9HA20	8HA20

$$A_{min} > 0.23 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 3 / 400$$

$$A_{smin} > 5.175 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

- Armatures principales (sens transversale)

$$A_{sup} = 28,27 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } 9\text{HA}20/\text{ml.}$$

$$A_{inf} = 25.13 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } 8\text{HA}20/\text{ml.}$$

- Armatures de répartition (sens longitudinale)

$$A_{sl} > A_{st} / 3 ; A_{sup} = 10,17 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } 9\text{HA}12/\text{ml.}$$

$$A_{inf} = 9.04 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } 8\text{HA}12/\text{ml.}$$

### 7.5.2 Ferrailage de l'hourdis inférieur

Le hourdis inférieur travaille en flexion simple.

Tableau 7-5: Armatures de l'hourdis inférieur du voussoir

	Moments		Ferrailage	
			$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$
<b>ELU</b>	Mmax (KN.m)	25.75	0	6.5
	Mmin (KN.m)	-25.75	6.5	0
<b>ELS</b>	Mmax (KN.m)	19.07	0	4.3
	Mmin (KN.m)	-19.07	4.3	0
<b>Section d'acier</b>			6.5	6.5
<b>Ferrailage adopté</b>			6HA12	6HA12

$$A_{min} > 0.23 \cdot 1 \cdot 0.41 \cdot 3/400$$

$$A_{min} > 7.07 \text{ cm}^2$$

On remarque que la section d'armature minimale est supérieure à celle calculée.

$$\text{On prend } A_{sup} = A_{inf} = 7.5 \text{ cm}^2$$

Les contraintes à l'ELS sont vérifiées, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

- Armatures principales (sens transversale)

$$A_{sup} = 7.91 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } 7\text{HA}12/\text{ml.}$$

$$A_{inf} = 7.91 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } 7\text{HA}12/\text{ml.}$$

- Armatures de répartition (sens longitudinale)

$$A_{sup} = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } 3\text{HA}12/\text{ml.}$$

$$A_{inf} = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } 3\text{HA}12/\text{ml.}$$

### 7.5.3 Ferrailage des consoles

Les consoles sont considérées encastées dans les goussets supérieurs du voussoir, elles travaillent en flexion simple.

Tableau 7-6: armatures des consoles du voussoir

	Moments	Ferrailage	
		$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$
<b>ELU</b>	-203.09	33.5	0
<b>ELS</b>	-150.44	22	0
<b>Section d'acier</b>		33.5	0
<b>Ferrailage adopté</b>		9HA25	/

$$A_{min} > 0.23 \cdot 1 \cdot 0.25 \cdot 3 / 400$$

$$A_{min} > 4.3 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

- Armatures principales (sens transversale)

$$A_{sup} = 34.55 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } 11\text{HA}20/\text{ml}.$$

$$A_{inf} = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } 4\text{HA}12/\text{ml}.$$

- Armatures de répartition (sens longitudinale)

$$A_{sl} > A_{st} / 3 ;$$

$$A_{sup} = 12.44 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } 11\text{HA}12/\text{ml}.$$

$$A_{inf} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } 2\text{HA}10/\text{ml}.$$

#### 7.5.4 Ferrailage des âmes

On considère les âmes comme des poteaux donc elles travaillent en flexion composée.

La section  $A_s$  qu'on prendra en compte pour le ferrailage de l'âme sera la plus grande entre la section obtenue par les efforts à l'état limite ultime ELU, l'état limite de service ELS et la section d'armature minimale.

La section d'armature minimale pour les poteaux est :

$$A_s + A_{sc} = \max(4\mu, 0.2/100 \times B)$$

Avec :

$\mu$  : périmètre de la section exprimé en mètres ;

$B$  : aire de la section exprimée en centimètres carrés.

Tableau 7-7 : Armatures des âmes du voussoir

	Efforts	Valeurs	Ferrailage	
			$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{sc}(\text{cm}^2)$
ELU	Mumin (KN.m)	-89.06	6.2	6.2
	Nmax (KN)	196.36		
ELS	Mmin (KN.m)	-66.04	6.2	6.2
	Nmax(KN.m)	145.45		
Section d'acier			6.2	6.2
Ferrailage adopté			6HA12	6HA12

$$A_s + A_{sc} = \max(6.2 \text{ cm}^2, 2 \text{ cm}^2)$$

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS sont vérifiées, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

- Armatures principales (sens transversale)

$A_s = 6.78 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **6HA12/ml**.

$A_{sc} = 6.78 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **6HA12/ml**.

- Armatures de répartition (sens longitudinale)

$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **3HA10/ml**.

$A_{sc} = 2.35 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **3HA10/ml**.

Tableau 7-8: tableau récapitulatif des armatures passives

	Armatures principales		Armatures de répartition	
	Nappe supérieur	Nappe inférieur	Nappe supérieur	Nappe inférieur
Hourdis supérieur	<b>9HA20/ml</b>	<b>8HA20/ml</b>	<b>9HA12/ml</b>	<b>8HA12/ml</b>
Hourdis inférieur	<b>7HA12/ml</b>	<b>7HA12/ml</b>	<b>3HA12/ml</b>	<b>3HA12/ml</b>
Console	<b>11HA20/ml</b>	<b>4HA12/ml</b>	<b>11HA12/ml</b>	<b>2HA10/ml</b>
Âme	<b>6HA12/ml</b>	<b>6HA12/ml</b>	<b>3HA10/ml</b>	<b>3HA10/ml</b>

### 7.6 Conclusion

La modélisation du voussoir à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis**, nous a permis de déterminer les efforts les plus défavorables sous différentes combinaisons, afin de procéder au calcul du ferrailage passif des éléments constitutifs du voussoir.

# 8. Chapitre VIII : Etude de l'effort tranchant

## 8.1 Introduction

La partie résistante d'un caisson à l'effort tranchant est celle de l'âme. Les tables supérieure et inférieure sont des éléments résistant à la flexion.

L'âme sera donc dimensionnée pour :

- Résister à l'effort tranchant.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontrainte. En cas de vibration, par l'aiguille vibrante, il faut prévoir des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

La justification du tablier sous les sollicitations tangentes consiste à vérifier que les contraintes de cisaillement sont admissibles en tout point de manière à réduire la probabilité de fissuration.

On effectue les vérifications à l'effort tranchant pour les phases :

- De construction du fléau avec les déséquilibres (le voussoir sur pile étant encastré, dissymétrie de bétonnage, chute d'équipage mobile) ;
- D'exploitation :
  - A vide ;
  - En charge.

## 8.2 Calcul de l'effort tranchant

Les calculs des efforts tranchants pour les trois phases seront effectués sur les différentes sections du tablier.

### 8.2.1 En construction

Tableau 8-1: Effort tranchant en construction

Sections	X (m)	V <sub>Totale</sub> (MN)
Sp0	0	11,56
Sp1	1,8	10,67
Sp2	3,6	10,44
Sv1	5,4	10,20
Sv2	7,8	8,94
Sv3	10,2	8,33
Sv4	12,6	7,73
Sv5	15	7,12
Sv6	17,4	6,52
Sv7	19,8	5,91
Sv8	22,2	5,31
Sv9	24,6	4,70
Sv10	27	4,10
Sv11	29,4	3,49
Sv12	31,8	2,89
Sv13	34,2	2,28
Sv14	36,6	1,68
Sv15	39	1,07
Sv16	40,8	0,62

### 8.2.2 En service

L'enveloppe des diagrammes de l'effort tranchant ( $x$ ) sous l'effet des différents chargements (poids propre, charges permanentes, charges d'exploitation, etc.) est donnée par le logiciel **SAP2000** sous la combinaison à l'ELS (**G+MC120+0.5Δθ**).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 8-2 : Effort tranchant en service

Sections	X (m)	V <sub>Totale</sub> (MN) a vide	V <sub>Totale</sub> (MN) en charge
Sp0	0	8,73	16,94
Sp1	1,8	8,32	16,39
Sp2	3,6	7,82	15,84
Sv1	5,4	7,32	15,30
Sv2	7,8	6,82	14,57
Sv3	10,2	6,32	13,85
Sv4	12,6	5,82	13,04
Sv5	15	5,31	12,24
Sv6	17,4	4,81	11,44
Sv7	19,8	4,31	10,64
Sv8	22,2	3,81	9,80
Sv9	24,6	3,36	8,96
Sv10	27	2,80	7,61
Sv11	29,4	2,30	6,55
Sv12	31,8	1,79	5,32
Sv13	34,2	1,29	4,09
Sv14	36,6	0,79	2,86
Sv15	39	0,29	1,64
Sv16	40,8	0,12	0,64

### 8.2.3 Effort tranchant dû à la précontrainte

L'action  $P$  du câble de précontrainte sur la section peut se décomposer en deux forces, l'une  $N$  normale à la section, l'autre  $V_P$  située dans le plan de la section et dirigée vers le bas.

$$N = P \times \cos(\alpha) \approx P$$

$$V_P = P \times \sin(\alpha)$$

$N$  : Effort normal de précontrainte. Compte tenu de l'inclinaison du câble.

$V_P$  : Effort tranchant de précontrainte.

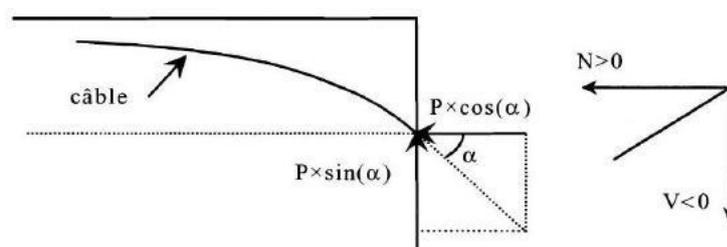


Figure 8-1: Effort tranchant dû à la précontrainte

En fonction du signe de  $si(\alpha)$ , l'effort tranchant de précontrainte peut donc être favorable ou défavorable selon qu'il se cumule ou se retranche à celui dû aux forces extérieures. Dans la majorité des cas, il se retranche en valeur absolue.

#### 8.2.4 Effort tranchant dû à la courbure du tablier (Effet RESAL)

Elle est due à la variation de la hauteur du tablier avec l'abscisse, plus forte sur appui qu'en travée. En respectant un extradoss horizontal, l'intrados est donc incliné avec une pente de  $(dh/dx)$ . Lorsque l'intrados est comprimé, une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures s'annule avec la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :

$$V_{\text{resal}} = \frac{M}{Z} * \frac{dh(x)}{dx}$$

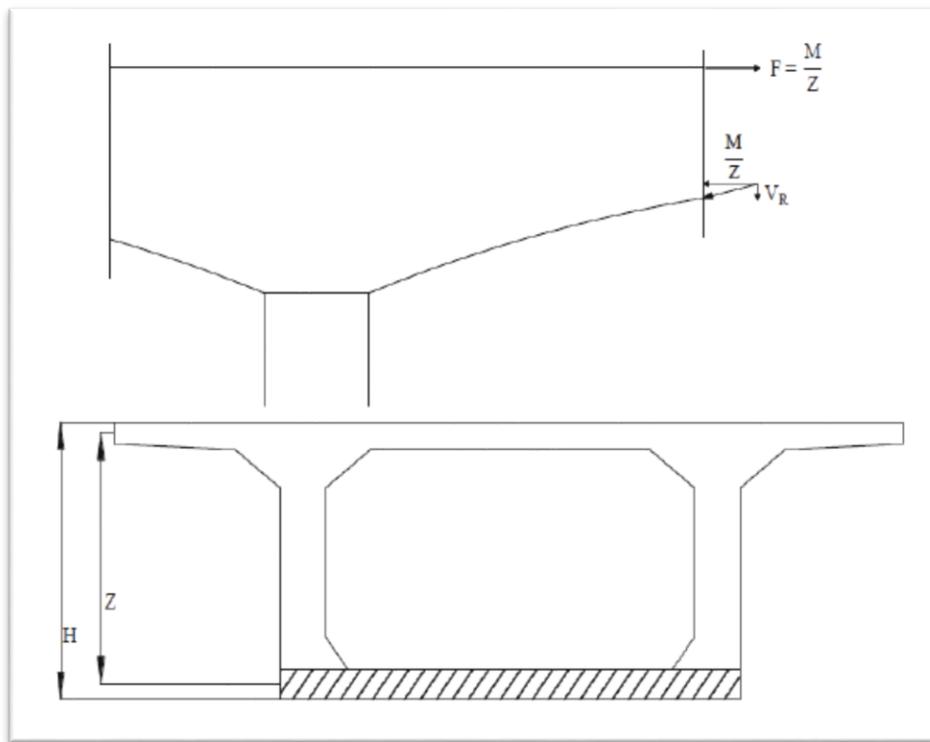


Figure 8-2 : Effet RESAL dans les ponts à inertie constante

Nous devons donc calculer la contrainte normale moyenne sur le hourdis inférieur, soit la contrainte à mi-hauteur de ce hourdis.

La contrainte de compression moyenne du hourdis inférieur est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{n_f * P_0}{S} + \frac{M}{I} \left( v_{\text{inf}} - \frac{e_{\text{inf}}}{2} \right)$$

Avec :

$n_f$  : Nombre de câble.

$P_0$  : Effort de précontrainte.

S: Section de voussoir considérée.

I: Moment d'inertie du voussoir considéré.

$v_{inf}$  : Distance du centre de gravité a la fibre inferieure.

M: Moment total des voussoirs.

$e_{inf}$ : Épaisseur de l'hourdis inferieur.

La correction de RESAL donne :  $V_{resal} = \sigma_{inf} \cdot B \cdot e_{inf} \cdot \sin\Phi$

Avec :

**B** : Largeur de l'hourdis inferieur.

$\Phi$  : diamètre des armatures

### 8.3 Effort tranchant réduit

L'effort tranchant total réduit  $V_{red}(x)$  dans une section est donné par :

$$V_{red}(x) = V_{Totale}(x) - V_{resal}(x) - V_P(x)$$

Avec :

$V_{Totale}(x)$  : effort tranchant dû aux charges extérieures (Permanentes et exploitation);

$V_{resal}(x)$  : effort tranchant dû à l'effet RESAL ;

$V_P(x)$  : effort tranchant dû à la précontrainte.

### 8.4 Cisaillement

Les déformations dues aux contraintes de cisaillement sont très petites (négligeables devant celles qui résultent des contraintes normales), cette particularité a deux conséquences importantes pour la sécurité :

Une rupture par cisaillement ne prévient pas et présente un caractère fragile ;

Dans un système hyperstatique, il n'y a pas de redistribution d'efforts comparable à celle que l'on observe avec les moments fléchissant (il n'y a pas de « rotule » plastique à l'effort tranchant).

C'est pourquoi il y a lieu d'être très prudent dans le dimensionnement des structures vis-à-vis de l'effort tranchant.

#### 8.4.1 Calcul des contraintes

Pour un ouvrage classique à deux âmes le cisaillement d'effort tranchant  $\tau$  s'écrit comme suit :

$$\tau(y) = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I \times b_n}$$

Avec :

$\tau(y)$  : contrainte de cisaillement le long d'un axe  $y$  ;

$V_{red}$  : effort tranchant réduit, appliqué à la section ;

$I$  : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe horizontal de la section ;

$S(y)$  : moment statique calculé par rapport à l'axe  $G$  de la partie de la section située au-dessus ou au-dessous de l'axe  $y$  ;

$b_n$  : largeur nette de la section de l'âme.

Remarque :  $(I/S)$  est prise égale à  $(0,8 \times h)$  où  $h$  représente la hauteur du caisson. L'expression de la contrainte de cisaillement devient :

$$\tau(y) = \frac{V_{red}}{0,8h \times b_n}$$

#### 8.4.2 Vérification à l'état limite de service (ELS)

On vérifie les risques de fissuration du béton en se référant aux règles utilisées par le BPEL pour les différents cas de chargement.

$$\tau^2 \leq 0.4 \times f_{t28} \times \left( f_{t28} + \frac{2 \times \sigma_x}{3} \right) = \tau_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{t28}}{f_{c28}} \times (0.6 \times f_{c28} - \sigma_x) \times \left( f_{t28} + \frac{2 \times \sigma_x}{3} \right) = \tau_2^2$$

Avec :

$f_{t28}$  : résistance caractéristique à la traction du béton (âgé de 28 jours),  $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$ .

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours),  $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

$\sigma_x$  : contrainte normale du béton à l'axe  $G$ .

Les tableaux suivants donnent les valeurs de l'effort tranchant réduit dans la phase de construction du fléau et la phase d'exploitation : à vide et en charge ainsi que la vérification des contraintes tangentielles par rapport aux contraintes admissibles, les détails se trouvent dans l'annexe :

Tableau 8-3: Vérification du cisaillement en construction

Sections	X (m)	V <sub>Totale</sub> (MN)	V <sub>p</sub> (MN)	V <sub>resal</sub> (MN)	V <sub>réd</sub> (MN)	$\tau$ (MPa)	$\tau_1$ (MPa)	$\tau_2$ (MPa)
Sp0	0	11,56	4,01	1,47	9,02	1,13	2,64	4,25
Sp1	1,8	10,67	3,61	1,31	8,37	1,05	2,57	4,18
Sp2	3,6	10,44	3,13	1,26	8,57	1,07	2,49	4,08
Sv1	5,4	10,20	2,91	0,19	7,48	0,94	2,46	4,03
Sv2	7,8	8,94	2,67	0,26	6,53	0,82	2,60	4,21
Sv3	10,2	8,33	2,33	0,22	6,22	0,78	2,52	4,11
Sv4	12,6	7,73	1,98	0,18	5,93	0,74	2,44	4,01
Sv5	15	7,12	1,67	0,15	5,6	0,70	2,36	3,91
Sv6	17,4	6,52	1,39	0,11	5,24	0,66	2,29	3,82
Sv7	19,8	5,91	1,48	0,09	4,52	0,57	2,23	3,74
Sv8	22,2	5,31	1,23	0,07	4,15	0,52	2,17	3,67
Sv9	24,6	4,70	1,02	0,05	3,73	0,47	2,12	3,59
Sv10	27	4,10	0,82	0,03	3,31	0,41	2,08	3,53
Sv11	29,4	3,49	0,65	0,02	2,86	0,36	2,04	3,49
Sv12	31,8	2,89	0,52	0,01	2,38	0,30	2,01	3,45
Sv13	34,2	2,28	0,39	0,01	1,9	0,24	1,99	3,41
Sv14	36,6	1,68	0,17	0,00	1,51	0,19	1,94	3,34
Sv15	39	1,07	0,01	0,00	1,06	0,13	1,90	3,29
Sv16	40,8	0,62	0,00	0,00	0,62	0,08	1,90	3,29

Tableau 8-4 : Vérification du cisaillement en exploitation en charge

Sections	X (m)	V <sub>Totale</sub> (MN)	V <sub>p</sub> (MN)	V <sub>resal</sub> (MN)	V <sub>réd</sub> (MN)	$\tau$ (MPa)	$\tau_1$ (MPa)	$\tau_2$ (MPa)
Sp0	0	16,94	4,01	0,97	13,9	1,74	2,64	4,25
Sp1	1,8	16,39	3,61	1,95	14,73	1,84	2,57	4,18
Sp2	3,6	15,84	3,13	1,39	14,1	1,76	2,49	4,08
Sv1	5,4	15,30	2,91	0,76	13,15	1,64	2,46	4,03
Sv2	7,8	14,57	2,67	0,80	12,7	1,59	2,60	4,21
Sv3	10,2	13,85	2,33	0,17	11,69	1,46	2,52	4,11
Sv4	12,6	13,04	1,98	0,47	11,53	1,44	2,44	4,01
Sv5	15	12,24	1,67	2,35	12,92	1,62	2,36	3,91
Sv6	17,4	11,44	1,39	4,55	14,6	1,83	2,29	3,82
Sv7	19,8	10,64	1,48	6,22	15,38	1,92	2,23	3,74
Sv8	22,2	9,80	1,23	6,66	15,23	1,90	2,17	3,67
Sv9	24,6	8,96	1,02	6,72	14,66	1,83	2,12	3,59
Sv10	27	7,61	0,82	6,99	13,78	1,72	2,08	3,53
Sv11	29,4	6,55	0,65	6,44	12,34	1,54	2,04	3,49
Sv12	31,8	5,32	0,52	5,58	10,38	1,30	2,01	3,45
Sv13	34,2	4,09	0,39	4,24	7,94	0,99	1,99	3,41
Sv14	36,6	2,86	0,17	3,01	5,7	0,71	1,94	3,34
Sv15	39	1,64	0,01	1,11	2,74	0,34	1,90	3,29
Sv16	40,8	0,64	0,00	0,00	0,64	0,08	1,90	3,29

Tableau 8-5 : Vérification du cisaillement en exploitation à vide

Sections	X (m)	V <sub>Totale</sub> (MN)	V <sub>p</sub> (MN)	V <sub>resal</sub> (MN)	V <sub>réd</sub> (MN)	$\tau$ (MPa)	$\tau_1$ (MPa)	$\tau_2$ (MPa)
Sp0	0	8,73	4,01	0,97	5,69	0,71	0,71	4,25
Sp1	1,8	8,32	3,61	1,95	6,66	0,83	0,83	4,18
Sp2	3,6	7,82	3,13	1,39	6,08	0,76	0,76	4,08
Sv1	5,4	7,32	2,91	0,76	5,17	0,65	0,65	4,03
Sv2	7,8	6,82	2,67	0,80	4,95	0,62	0,62	4,21
Sv3	10,2	6,32	2,33	0,17	4,16	0,52	0,52	4,11
Sv4	12,6	5,82	1,98	0,47	4,31	0,54	0,54	4,01
Sv5	15	5,31	1,67	2,35	5,99	0,75	0,75	3,91
Sv6	17,4	4,81	1,39	4,55	7,97	1,00	1,00	3,82
Sv7	19,8	4,31	1,48	6,22	9,05	1,13	1,13	3,74
Sv8	22,2	3,81	1,23	6,66	9,24	1,16	1,16	3,67
Sv9	24,6	3,36	1,02	6,72	9,06	1,13	1,13	3,59
Sv10	27	2,80	0,82	6,99	8,97	1,12	1,12	3,53
Sv11	29,4	2,30	0,65	6,44	8,09	1,01	1,01	3,49
Sv12	31,8	1,79	0,52	5,58	6,85	0,86	0,86	3,45
Sv13	34,2	1,29	0,39	4,24	5,14	0,64	0,64	3,41
Sv14	36,6	0,79	0,17	3,01	3,63	0,45	0,45	3,34
Sv15	39	0,29	0,01	1,11	1,39	0,17	0,17	3,29
Sv16	40,8	0,12	0,00	0,00	0,12	0,02	0,02	3,29

Les contraintes tangentielles calculées ( $\tau$ ) dans les trois phases restent inférieures aux contraintes admissibles, donc l'effort tranchant est vérifié.

### 8.4.3 Vérification à l'état limite ultime (ELU)

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales, et d'autre part, celle des bielles comprimées.

La première étape consiste à déterminer l'angle  $\beta_u$  que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\text{tg}(2\beta_u) = 2\tau_u / \sigma_x, \text{ avec } \beta_u > 30^\circ ;$$

$\sigma_x$  : représente la contrainte normale au niveau de G ;  $\sigma_x = (P/2)/B$  ;

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle ultime ;  $\tau_u = V_{u,red} / (z * B_n)$

**Application Numérique :**

Abscisse de vérification : 19,8 m

$$\sigma_x = 1,70 \text{ MPa}$$

$$z = 4 \text{ m}$$

$$b_n = 2,5 \text{ m}$$

$$V_{U\text{-red}} = 15,38 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,538 \text{ MPa}$$

$$\beta_u = 61,09^\circ$$

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale  $A_t$ , donnée par :

$$A_t \times f_e / (b_n \times S_t \times \gamma_s) > (\tau_u - f_{tj} / 3) \times \text{tg } \beta_u$$

$A_t$  : 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 ;

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier ;

$\gamma_s = 1,15$  : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

$b_n$  : largeur nette de la section d'appui.

**Application Numérique :**

Abscisse de vérification :  $x = 19,8\text{m}$

$$\tau_u = 1,538 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 3 \text{ MPa} ;$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 ;$$

$$b_n = 2,5 \text{ m} ;$$

$$\beta_u = 61,09^\circ.$$

$$(A_t/S_t) > 69,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Le pourcentage minimum à disposer :**

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$(A_t/S_t) > 0,6 \times b_n \times \gamma_s / f_e$$

$$(A_t/S_t) > 43,12 \text{ cm}^2/\text{ml} : \text{Ce qui est vérifié.}$$

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u \leq f_{c28} / (4 \times \gamma_b) ;$$

$\tau_u \leq 40/6 = 6,67 \text{ MPa}$  : Ce qui est vérifié.

### 8.5 Conclusion

Suite à l'étude de l'effort tranchant, les âmes qui représentent la partie résistante à l'effort tranchant sont bien dimensionnées car les contraintes tangentielles ont été vérifiées et restent inférieures aux contraintes admissibles.

# 9. Chapitre IX : Equipements du tablier

## 9.1 Introduction

Les équipements tablier jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un pont, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

Dans ce chapitre, on va étudier les équipements nécessaires pour ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

## 9.2 Appareils d'appui

Les tabliers de pont reposent sur les culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts.

Pour notre pont on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère frété type B sur les culées 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 d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre
- Facilité de réglage et de contrôle

Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis, La durée de vie de ces derniers est de l'ordre d'une dizaine d'année pour le type d'appareil le plus courant.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère frété.

Un appareil d'appui en élastomère frété est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation. 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.

Le matériau de base est obtenu en faisant subir une série de transformations aux matériaux bruts malaxés avec différentes charges, inertes ou renforçant. Après traitement, le produit se présente sous forme de feuilles de quelques millimètres d'épaisseur. Celles-ci sont empilées avec des frettes métalliques, préalablement sablées et traitées, dans des moules dont les dimensions correspondent à celles du produit que l'on veut obtenir. L'ensemble est alors comprimé et vulcanisé (par chauffage).

Le dimensionnement ainsi que la vérification des appareils d'appuis ont été fait suivant le guide SETRA (APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE).

## 9.2.1 Caractéristiques des appareils d'appui

### 9.2.1.1 Définition géométrique

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B est donnée sur la figure suivante dans laquelle :

- a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire,
- D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire.
- a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

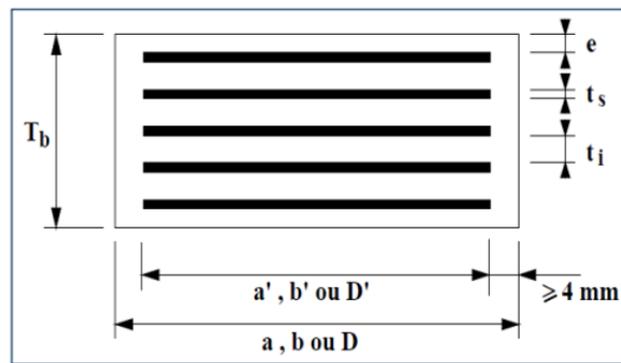


Figure 9-1: Dimensions de l'appareil d'appui à déterminer

On définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

- Epaisseur nominale totale de l'appareil d'appui :  $Tb=(ti+ts)+ts+2e$
- Epaisseur nominale totale d'élastomère :  $Te=(ti)+2e$
- Epaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur :

$$- Tq=nti+2e, \quad \text{si } e \geq 2.5 \text{ mm}$$

$$- Tq=nti, \quad \text{si } e \leq 2.5 \text{ mm}$$

### 9.2.1.2 Caractéristiques de l'élastomère

Le principal paramètre physique de l'élastomère qui intervient dans le dimensionnement de l'appareil d'appui est son module de cisaillement conventionnel **G**. la valeur nominale **G** du module de cisaillement conventionnel est de **0,9 MPa**, sous les effets dynamiques elle est prise égale à **1.8 Mpa**.

### 9.2.1.3 Caractéristiques des frettes internes

L'épaisseur des frettes doit être supérieure ou égale à 2 mm L'acier utilisé est de nuance **S235** donc La limite élastique à utiliser dans les calculs est de **235 Mpa**.

## 9.2.2 Principe de dimensionnement de l'appareil d'appui

Les règles de dimensionnements et de vérifications des appareils d'appui visent à limiter leur distorsion horizontale totale, aux Etats Limites Ultimes, sous l'action des sollicitations verticales et horizontales et des déformations horizontales ou angulaires imposées à l'appareil d'appui.

### 9.2.2.1 Comportement sous effort normal

Sous un effort normal centré  $F_z$ , on constate une répartition linéaire de la distorsion  $\epsilon_c$  liée au cisaillement  $\tau_n$  dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximum au milieu du grand côté  $b$  de l'appareil d'appui est donnée par la formule :

$$\epsilon_c = \frac{\tau_n}{G} = \frac{1.5F_z}{GA_r S}$$

Avec  $A_r = A'(1 - V_x a' - V_y b')$  et  $A' = a' * b'$  si les frettes ne comportent pas de trous

$V_x$  et  $V_y$  déformation horizontales selon x et y.

Le coefficient de forme de la couche i considérée :  $S = \frac{a'b'}{2(a'+b')t_i}$

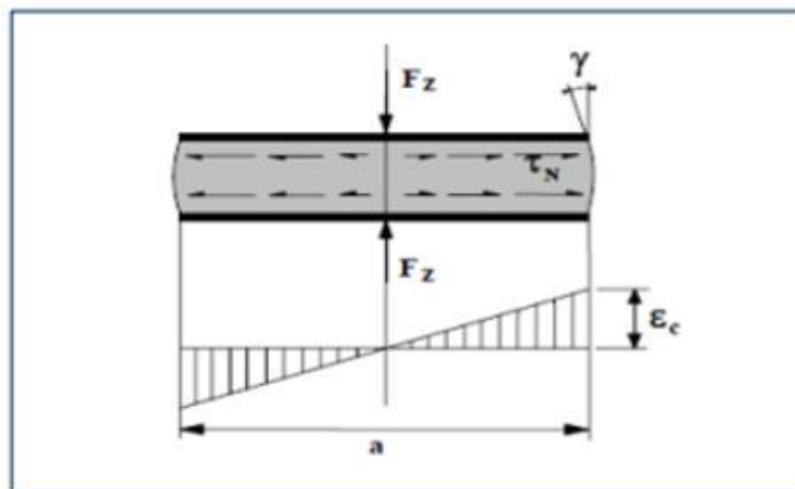


Figure 9-2 : Comportement sous effort normale

### 9.2.2.2 Comportement sous effort horizontal

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion  $\epsilon_q$  liée au cisaillement  $\tau_h$  dans l'élastomère.

Sous un déplacement  $V_x$  liée et sous un effort horizontal, la distorsion est donnée par la formule :

$$\epsilon_q = \frac{V_x}{T_q} + \frac{F_x}{Gab}$$

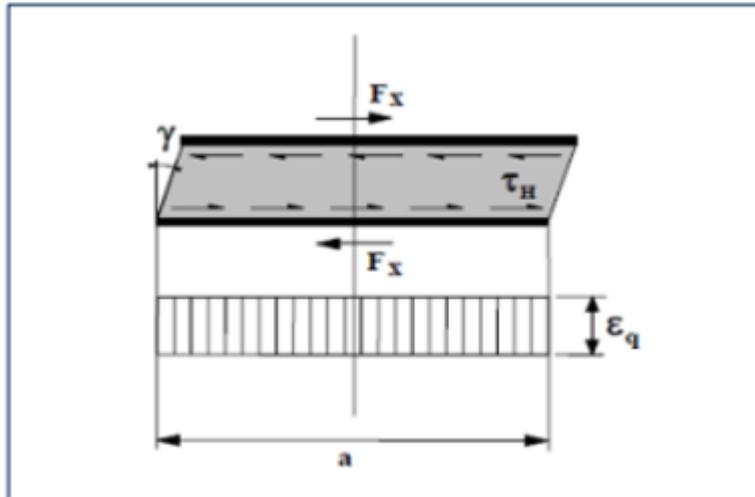


Figure 9-3: Comportement sous effort transversal

### 9.2.2.3 Comportement sous une rotation de l'axe horizontal

La valeur de la distorsion  $\epsilon_\alpha$  sous les effets de rotations  $\alpha_a$  et  $\alpha_b$  (perpendiculaires aux cotés **a** et **b** de l'appareil d'appui) est donnée par :

$$\epsilon_\alpha = \frac{(a/2\alpha_a + b/2\alpha_b)ti}{2\Sigma ti^3}$$

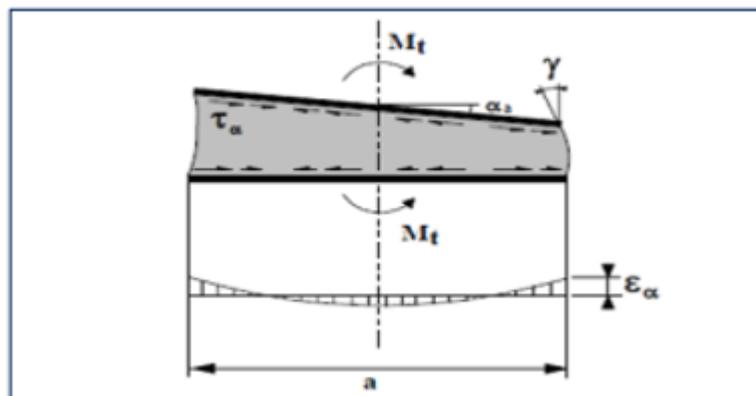


Figure 9-4 : Comportement sous une rotation de l'axe horizontal

### 9.2.3 Dimensionnement de l'appareil d'appui

#### 9.2.3.1 Paramètres nécessaires au dimensionnement

Les valeurs nécessaires au calcul des dimensions de l'appareil d'appui ainsi qu'à la vérification résultant d'un calcul de dimensionnement général de la structure sont les suivantes :

- La réaction maximale :

**Fz=39096,56 KN**, obtenue sous la combinaison a ELU (1.35G+1.35Mc120+0.75Δθ)

- La réaction minimale :

**Fz =19134,84 KN** obtenue sous la combinaison a ELU (1.35G+1.6A(l)+0.75Δθ)

- Effort maximal de freinage :

**Hf = 6,062 MN** dû à la surcharge A(L)

**Déplacement dû à la température :7,8 (cm)**

#### 9.2.3.2 Aire de l'appareil d'appui :

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre **20 et 25 Mpa** sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui, l'aire de l'appareil d'appui est donnée comme suit :

On opte pour 3 appareils d'appuis, la réaction maximale est donc divisée par 3 :

**Fz/4 =9774,14 KN**

$$A' > \frac{Fz/4}{25} = \frac{9774,14}{25}$$

L'aire de l'appareil d'appuis :

$$A' > 0.39 \text{ m}^2$$

Donc on choisit parmi la série guide (SETRA appareils d'appui en élastomère fretté) :

$$(a \times b) = (700 \times 700) \text{ (mm)}$$

### 9.2.3.3 Hauteur nette de l'élastomère

Il faut respecter la Condition de non flambement :

$$\text{Donc } \frac{a}{10} \ll T_q \ll \frac{a}{5} \Rightarrow \frac{700}{10} \ll T_q \ll \frac{700}{5} \Rightarrow 70 \ll T_q \ll 140$$

On prend  $T_q = 100 \text{ mm}$

9 feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur  $t_i = 10 \text{ mm}$

2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur  $e = t_i/2 = 5 \text{ mm}$

10 frettes intermédiaires d'épaisseur  $t_s = 4 \text{ mm}$  donc notre appareil d'appui a pour dimensions :

$(a*b) = (700*700) \text{ (mm)}$  et une Hauteur total de **140 mm**.

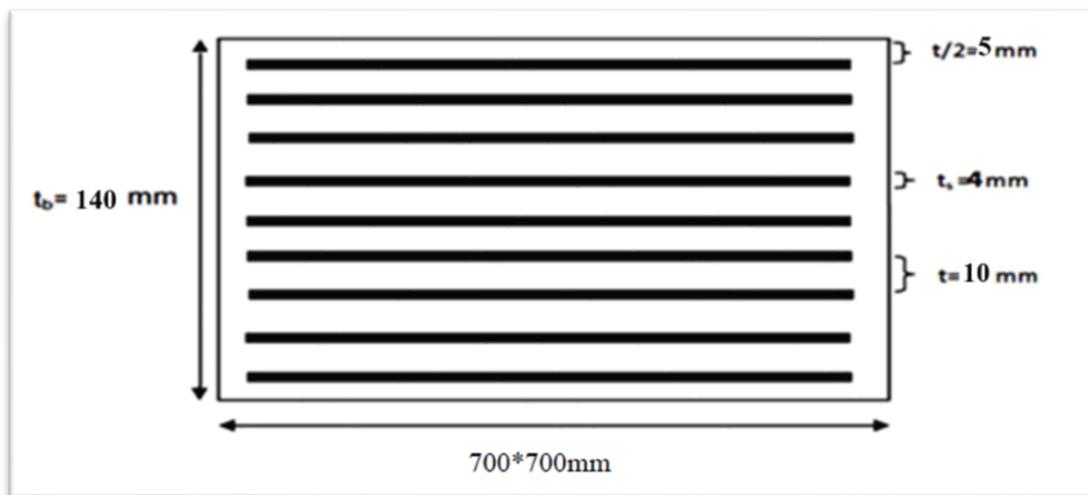


Figure IX-5 : Dimensions de l'appareil d'appui

### 9.2.4 Vérification de l'appareil d'appui

Les vérifications à effectuer à l'ELU, sous combinaisons fondamentales, sont récapitulées dans le tableau suivant :

Vérifications	Combinaisons fondamentales ELU
Limitation de la distorsion $\epsilon$	$\epsilon = K_L (\epsilon_c + \epsilon_q + \epsilon_a) < 7$ et $\epsilon_q < 1$
Traction dans les frettes	$t_s > \frac{2.6 F_z t_i}{A r f_y}$
Limite en rotation	$\sum V_z > \frac{(a' \alpha a + b' \alpha b)}{K r}$
Non-glissement	$F_{xy} < \mu e F_z$ et $F_z \min / A' \geq 3 \text{ Mpa}$

Tableau IX-1 : Vérifications de l'appareil d'appui

### 9.2.4.1 Respect de la limite de déformation

Le respect de la limite de déformation tolérée par les appareils d'appuis est donné par la formule suivante :

$$\bullet \quad \epsilon = K_L(\epsilon_c + \epsilon_q + \epsilon_a) < 7 ; \quad K_L = 1$$

$$\epsilon_c = \frac{1.5 Fz}{G A r S} = \frac{1.5 * 9.7}{0.9 * 0.47 * 17.5}$$

$$\epsilon_c = 1.96$$

$$\bullet \quad \epsilon_q = \frac{Vx}{Tq} = \frac{0.0752}{0.1}$$

$$\epsilon_q = 0.752$$

$$\bullet \quad \epsilon_a = \frac{(a' * a' * \alpha a + b' * 2 \alpha b) t_i}{2 \Sigma t_i * t_i * t_i} = \frac{0.47 * 0.0026 * 0.01}{2(9 * 0.013 + 2 * 1.25 * 10^{-7})}$$

$$\epsilon_a = 0.69$$

$$\epsilon = 2.1 + 0.752 + 0.69 = 3.54 < 7 ; \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

### 9.2.4.2 Stabilité en rotation

La stabilité en rotation des appareils d'appuis est donnée par la formule suivante :

$$\Sigma Vz > \frac{(a' \alpha a + b' \alpha b)}{K_r}$$

Avec :

$$\Sigma Vz = \Sigma \frac{Fz \cdot t_i}{A'} \left( \frac{1}{5GS \cdot S} + \frac{1}{Eb} \right) ;$$

$$K_r = 3.$$

$$\Sigma Vz = \frac{9.7 * 10 * 0.01}{0.47} \left( \frac{1}{5 * 0.9 * 306.25} + \frac{1}{2000} \right)$$

$$\Sigma Vz = 2.52 * 10^{-3}$$

$$\frac{(a' \alpha a + b' \alpha b)}{K_r} = \frac{0.7 * 0.0026}{3} = 6.07 * 10^{-4}$$

Donc la condition est vérifiée.

### 9.2.4.3 Vérification de la condition de non glissement

La condition de non-glissement des appareils d'appuis est donnée par la formule suivante :

$$F_{XY} < u_e \cdot F_Z \text{ et } F_{Zmin}/A' \geq 3 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$u_e = 0.1 + \frac{1.5 \cdot K_f}{\sigma_{min}}$$

$K_f = 0.6$  pour le béton ;

$$\sigma_{min} = \frac{V_{min}}{A_r} = \frac{19,13/4}{0.47} = 10,17 \text{ Mpa}$$

$$u_e = 0.1 + \frac{1.5 \cdot 0.6}{9.21} = 0.188$$

$$F_x = F_a + \frac{2 \cdot V \cdot G \cdot a \cdot b}{Tq} = \frac{2 \cdot 0.6 \cdot 0.9 \cdot 0.7 \cdot 0.7}{0.1}$$

$$F_x = 0.544$$

$0.544 < 0.188 \cdot 9.7 = 1.823$  ; La condition est vérifiée.

$F_{Zmin}/A' = 19,13/0,49 = 39,04 > 3 \text{ Mpa}$  ; La condition est vérifiée.

### 9.2.5 Dimensionnement des frettes

$$t_s > \frac{2.6 F_z t_i}{A_r f_y}$$

Avec :

$$F_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$\text{On trouve : } t_s > \frac{2.6 \cdot 9.7 \cdot 0.01}{0.47 \cdot 235} = 2.28 \text{ mm}$$

Pour notre cas on prend  $t_s = 4 \text{ mm}$ .

Toutes les conditions ont été vérifiées et les dimensions de l'appareil d'appui en plan retenue sont : **(700\*700)**.

### 9.3 Dés d'appuis

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

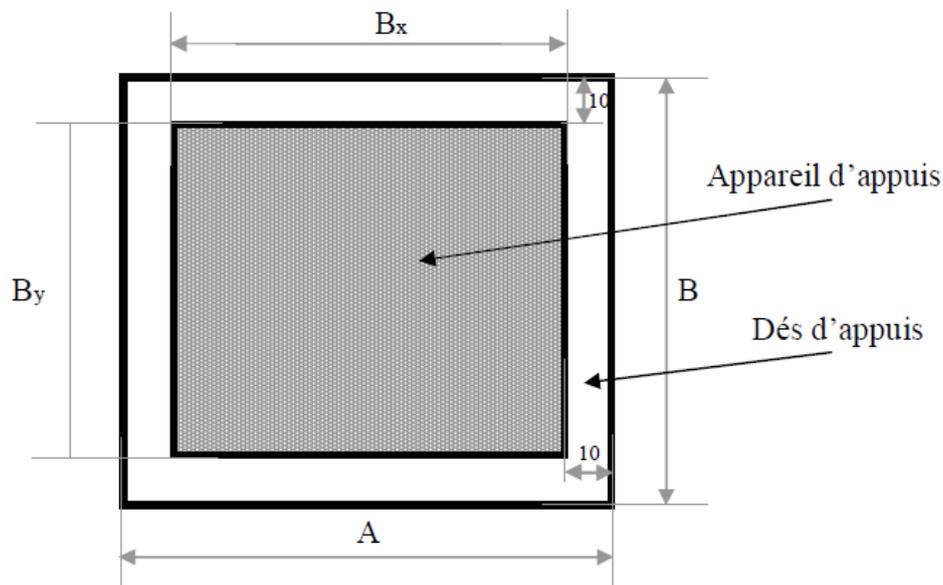


Figure 9-5 : dimensions des dés d'appuis

#### 9.3.1 Dimensionnement des dés d'appuis

Les dimensions (A,B,h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appui, on retient les valeurs suivantes :

$$A = Bx + 100 = 700 + 100 = 800 \text{ mm.}$$

$$B = By + 100 = 700 + 100 = 800 \text{ mm.}$$

$$B0 = A \times B = 0,8 \times 0,8 = 0,64 \text{ m}^2$$

$$P0 = 2(A + B) = 2(0,8 + 0,8) = 3,2 \text{ m}$$

$$h = \frac{a * b}{a + b} = \frac{0,8 * 0,8}{0,8 + 0,8} = 0,4 \text{ m}$$

#### 9.3.2 Ferrailage des dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA :

##### 9.3.2.1 Armature de chaînage

Les armatures doivent vérifier à 25 % de  $R_{\max}$

$$A_c = \frac{0,25 R_{\max}}{\sigma_e} \quad \text{Avec} \quad \sigma_e = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_c = \frac{0,25 * 9774,14 * 10^3}{348 * 10^6} = 70,22 \text{ cm}^2 \rightarrow 9\text{HA}32$$

### 9.3.2.2 Armature horizontale

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_c = \frac{0.125R_{max}}{\sigma_e}$$

$$A_c = \frac{0.125 \cdot 9774,14 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^6} = 35,11 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\text{HA}25$$

### 9.3.2.3 Frette supérieure

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_c = \frac{0.04R_{max}}{\sigma_e}$$

$$A_c = \frac{0.04 \cdot 9774,14 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^6} = 11,23 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\text{HA}14$$

### 9.3.2.4 Frette inférieure

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_c = \frac{0.10R_{max}}{\sigma_e}$$

$$A_c = \frac{0.1 \cdot 9774,14 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^6} = 28,09 \text{ cm}^2 \rightarrow 9\text{HA}20$$

## 9.4 Joint de chaussée

Les tabliers des ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation.

Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ses extrémités. Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation.

Afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement.

Cependant le paramètre le plus déterminant est le déplacement du tablier : le joint doit pouvoir reprendre le souffle, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical. Le choix va se porter sur différentes familles de joints de chaussée en fonction de la valeur du souffle.

Le calcul du souffle ainsi que le choix du type de joint ont été déterminé suivant le guide SETRA :

### 9.4.1 Calcul du souffle du joint

Le souffle des joints est égal à la somme algébrique du souffle thermique, de retrait, de fluage, et de l'effort de freinage. Il représente la variation maximale d'ouverture noté  $\Delta l$  que peut atteindre un joint.

#### 9.4.1.1 Souffle dû au fluage de béton

Le raccourcissement dû au fluage noté  $\Delta l_{flu}$ , il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation :

$$\Delta l_{flu} = L_D \times \epsilon_f ;$$

$L_D$  : Longueur dilatable, dans le cas de structure symétrique :  $L_D = L_{ouvrage}/2$  ;

$\epsilon_f$  : Coefficient du fluage qui vaut à  $t = 0$  au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$  est de **2 à  $3 \times 10^{-4}$**  ;

$$\Delta l_{flu} = (250,5/2) \times 2,5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta l_{flu} = 3,13 \text{ cm}$$

#### 9.4.1.2 Souffle dû au retrait

C'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement noté  $\Delta l_r$ , On pourra prendre en première approximation :

$$\Delta l_r = L_D \times \epsilon_r ;$$

$\epsilon_r$  : coefficient de retrait,  $\epsilon_r = 3 \times 10^{-4}$  ;

$$\Delta l_r = (250,5/2) \times 3 \times 10^{-4}$$

$$\Delta l_r = 3,75 \text{ cm}$$

#### 9.4.1.3 Souffle dû à la température

La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température, noté  $\Delta L_T$  est donnée par :

$$\Delta L_T = L_D \times \Delta T \times \lambda$$

Avec :

- $L_D$  : longueur dilatable ;
- $\lambda$  : coefficient de dilatation est égal à  $10^{-5}$  pour les ouvrages en béton ;
- $\Delta T$  : différence de température égale à **50 °C** selon RCPR pour les régions du nord Algérien.

$$\Delta L_T = (250,5/2) \times 10^{-5} \times 50$$

$$\Delta L_T = 6,26 \text{ cm}$$

#### 9.4.1.4 Souffle dû aux efforts de freinage

$$\Delta_{\text{freinage}} = F_{\text{freinage}} \times T_q / (G \cdot a \cdot b)$$

$T_q$  : Epaisseur totale moyenne de l'élastomère ;

$G$  : Coefficient de cisaillement ;

$a, b$  : Dimensions en plan de l'appareil d'appui ;

$$\Delta_{\text{freinage}} = 6,06 \times 0,1 / (0,9 \times 0,7 \times 0,7)$$

$$\Delta_{\text{freinage}} = 13,74 \text{ cm}$$

#### 9.4.2 Combinaisons d'actions

##### ELS

$$\Delta I = \Delta I_{flu} + \Delta I_r + \Delta L_T$$

$$\Delta I = \Delta I_{flu} + \Delta I_r + 0,6 \Delta L_T + \Delta_{\text{freinage}}$$

$$\Delta I = \Delta I_{flu} + \Delta I_r + 0,6 \Delta L_T$$

La combinaison la plus défavorable à l'ELS est :

$$\Delta I = \Delta I_{flu} + \Delta I_r + 0,6 \Delta L_T + \Delta_{\text{freinage}}$$

$$\Delta I = 3,13 + 3,75 + 0,6 \times 6,26 + 13,74$$

$$\Delta I = 24,37 \text{ cm}$$

##### ELU :

$$\Delta I = 1,35(\Delta I_{flu} + \Delta I_r) + 1,5 \times 0,6 \times \Delta L_T$$

$$\Delta I = 1,35(\Delta I_{flu} + \Delta I_r) + 1,35 \Delta_{\text{freinage}} + 1,5 \times 0,6 \times \Delta L_T$$

$$\Delta I = 1,35(\Delta I_{flu} + \Delta I_r) + 1,5 \Delta L_T$$

La combinaison la plus défavorable à l'ELU est :

$$\Delta I = 1,35(\Delta I_{flu} + \Delta I_r) + 1,35 \Delta_{\text{freinage}} + 1,5 \times 0,6 \times \Delta L_T$$

$$\Delta I = 1,35(3,13 + 3,75) + 1,35 \times 13,74 + 1,5 \times 0,6 \times 6,26$$

$$\Delta I = 33,47 \text{ cm}$$

### 9.4.3 Choix du type de joint

Parmi les paramètres influençant le choix du joint de chaussée, le plus déterminant est le souffle que doit reprendre le joint. Le premier choix à effectuer est donc de sélectionner la ou les familles de joint de chaussée dont le domaine d'emploi est compatible avec le souffle calculé.

Le schéma de la figure ci-dessous montre le domaine d'emploi courant pour chaque famille de joint :

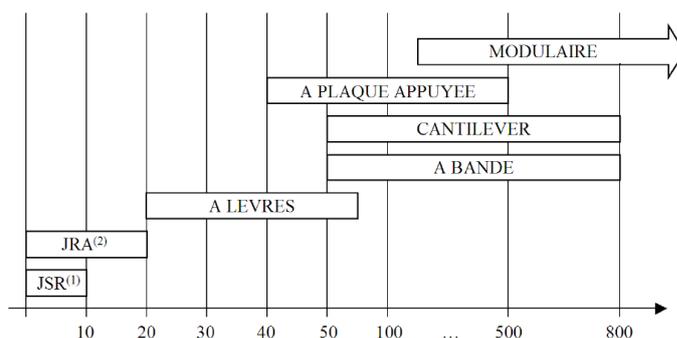


Figure IX-6 : Domaines d'emploi des différents types de joint en fonction du souffle (mm)

JSR<sup>(1)</sup> : Joint sous revêtement

JRA<sup>(2)</sup> : Joint à revêtement amélioré

Donc d'après le domaine d'emploi des familles de joints :

Le joint de chaussée de type cantilever est choisi car il assure un excellent confort à l'utilisateur, une bonne tenue sous trafic ainsi qu'une capacité de souffle importante.

## 9.5 L'évacuation des eaux

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « devers », soit unique (cas des chaussées séparées) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à 2%. Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée, puis évacuées par des **gargouilles**.

La forme de pente est obtenue soit par un profilage approprié de la couche de roulement, ou au niveau de la dalle supérieure. Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes. Pour le cas de notre projet, on a une pente transversale unique de 2.5 % (cas de chaussée unidirectionnelle).

Une fois l'eau est recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC, elles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

## 9.6 Conclusion

Au terme de ce chapitre on a pu dimensionner les équipements du tablier, comme on a pu déterminer le type de l'appareil d'appui et le joint de chaussée tout en vérifiant les conditions permettant de remplir leurs rôles afin de garantir le bon fonctionnement et la durabilité de la structure.

# 10 . Chapitre X : Etude de la pile

## 10.1 Introduction

Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : elles reprennent les efforts exercés par le tablier. Celui-ci peut-être simplement appuyé sur elles, partiellement ou totalement encastéré. Les piles reçoivent donc des efforts verticaux dans un premier lieu, et horizontaux dans d'autres cas où les efforts sismiques et de freinage sont pris en considération.

## 10.2 Choix du type de la pile

On peut classer les piles en deux familles :

- Les piles de type caisson.
- Les piles de type poteau.

Notre choix s'est porté sur les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus grande que le coût du coffrage intérieur.

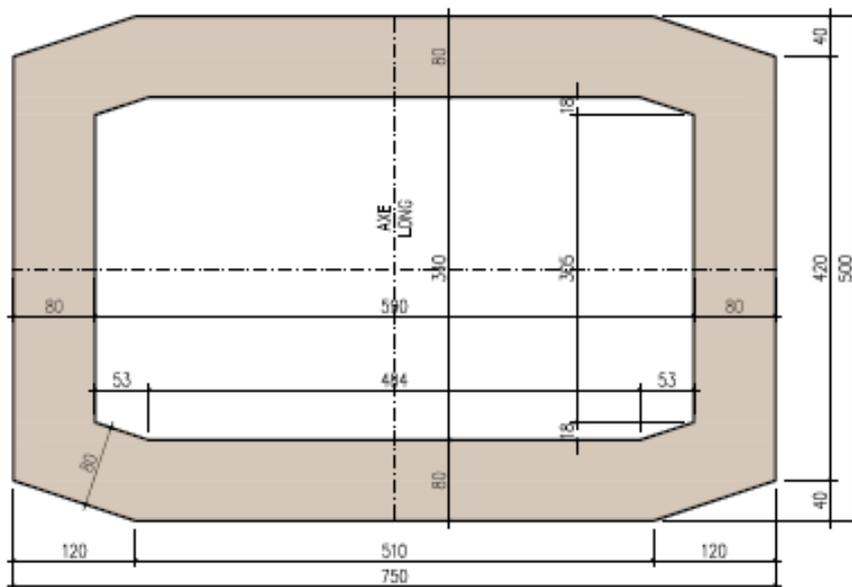


Figure 10-1 : Section transversale de la pile

## 10.3 Les fondations

La fondation c'est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol, ou par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux ; réunis en tête par la semelle de liaison lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Dans le calcul de la capacité portante des fondations profondes, on a à considérer ; en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement sur les parois latérales de la fondation.

### 10.3.1 Choix du type de fondation

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond : pieux de 15m de longueur, et de diamètre  $\Phi = 1,2\text{m}$ .

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m (selon le document SETRA).

### 10.3.2 Nombre de files de pieux

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général  $3\Phi$  car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte cinq files de sept pieux au niveau des piles, deux files de sept pieux au niveau des culées.

### 10.3.3 La semelle

On admet que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite :

- La largeur :

$$B = (N - 1) \times L + 2\Phi = 13.2\text{m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (4).

L : la distance entre deux files ( $L = 3\Phi$ ).

$\Phi$  : diamètre des pieux (1,2m).

- La longueur :

$$L_s = (N - 1) \times L + 2\Phi = 13.2\text{m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (4).

- La hauteur :

$$h_t \geq \frac{L}{2.5} = \frac{3.6}{2.5} = 1.44\text{m} \Rightarrow h_t = 1.5\text{m}$$

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

## 10.4 Ferrailage de la pile

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, nous avons pris la pile la plus élancée :  $H = 50,35$  m.

### 10.4.1 Les combinaisons de charge

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

- Etat Limite de Service (**ELS**) :  $G + V + W + F_F$
- Etat Limite Ultime (**ELU**) :  $1,35(G + V) + 1,5(W + F_F)$
- Etat Limite Admissible (**ELA**) :  $G + V + E_x$   
 $G + V + E_y$

Avec :

G : La charge permanente.

V : La charge verticale (la réaction d'appui verticale sur la pile la plus élancée).

W : La charge du vent.

$F_F$  : La force de freinage.

$E_x$  : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.

$E_y$  : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

### 10.4.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système de forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastée dans sa base.

La charge sismique est calculée par le logiciel **SAP2000** après avoir généré le spectre de réponse de l'RPOA de l'ouvrage.

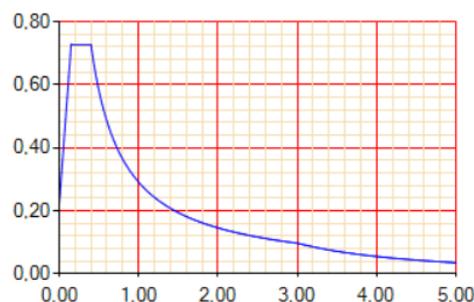


Figure 10-2 : Spectre de réponse de l'ouvrage (RPOA)

Les résultats sont les suivants :

$$E_x = 2695 \text{ KN}$$

$$E_y = 3228,85 \text{ KN}$$

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Tableau 10-1 : Combinaison des forces sismique selon le RPOA

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Charge sismique (KN)
Ex (longitudinale)	1	0,3	0,3	3584,35
Ey (transversale)	0,3	1	0,3	4100,64

Tableau 10-2 : Efforts appliqués à la pile

Sollicitation	Verticale (KN)	Horizontale (KN)	Moment (KN)
Gmax pile	24266,18	/	/
Gmax tablier	43428,7	/	/
A(l)	8878,3	/	/
Freinage Bc	/	300	15105
Freinage A(l)	/	6062,33	305238
Vent	/	65,45	1647,7
Séisme longitudinal	/	3584,35	180472
Séisme transversal	/	4360,54	219526

#### 10.4.3 Efforts Combinés agissant sur la pile

Tableau 10-3 : Combinaisons utilisées pour le ferrailage de la pile

Combinaison	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + V + W + F <sub>f</sub>	76573,18	6727,78	321990,7
ELU	1,35(G + V) + 1,5(W + F <sub>f</sub> )	103373,79	9082,5	434687,44
ELA (longitudinal)	G + V + E <sub>x</sub>	76573,18	3584,35	180472
ELA (transversal)	G + V + E <sub>y</sub>	76573,18	4100,64	206467

## 10.4.4 Condition d'orientation de la section

$$\left. \begin{aligned} \frac{t_y}{H} &\leq \frac{t_x}{b} \\ \frac{0,4}{5,1} &= 0,07 \leq \frac{0,4}{4,2} = 0,09 \end{aligned} \right\} \text{Condition d'orientation vérifiée}$$

On a :

$$N_r = 76573,18 \text{ KN}$$

$$M_x = M_{x_r} = 180472 \text{ KN.m}$$

On pose:  $M_{y_r} = M_{x_r} = 180472 \text{ KN.m}$

$$n = \frac{N_r}{b \times h \times \beta_w} = \frac{-76573,18}{4,2 \times 5,1 \times 27 \cdot 10^3} = -0,13$$

$$m_x = \frac{M_{x_r}}{b \times h^2 \times \beta_w} = \frac{206467}{4,2 \times 5,1^2 \times 27 \cdot 10^3} = 0,07$$

$$m_y = \frac{M_{y_r}}{b \times h^2 \times \beta_w} = \frac{180472}{5,1 \times 4,2^2 \times 27 \cdot 10^3} = 0,07$$

$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = 1$$

$$\omega = \frac{F_a \times \sigma_f}{b \times h \times \beta_w} \Rightarrow F_a = \frac{\omega \times b \times h \times \beta_w}{\sigma_f}$$

Tel que :

$n$  : Donné d'entrée de l'abaque de Walther correspondant à l'effort normal appliqué.

$m_x$  : Donné d'entrée de l'abaque de Walther correspondant au moment fléchissant appliqué selon x.

$m_y$  : Donné d'entrée de l'abaque de Walther correspondant au moment fléchissant appliqué selon y.

$\beta_w$  : résistance caractéristique du béton ( $\beta_w = 27 \text{ Mpa}$ ).

$\Sigma_f$  : limite d'élasticité des aciers.

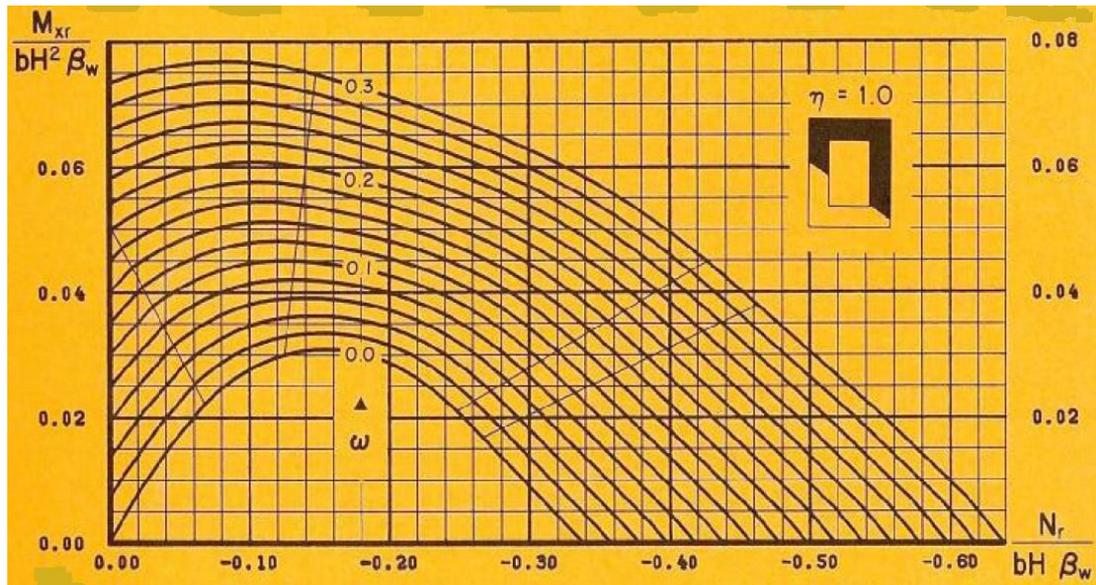


Figure 10-3 : Abaque de Walther pour " $\eta=1$ "

On tire  $\omega$  de l'abaque :

$$\omega=0.26 \Rightarrow F_a = \frac{0.26 \times 4.2 \times 5.1 \times 27}{400} \times 10^4 = 3759.21 \text{ cm}^2.$$

As (coté b) : 0,2  $F_a = 751,84 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{39 \phi 50}$

As (coté h) : 0,3  $F_a = 1127,76 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{58 \phi 50}$

#### 10.4.5 Condition de non fragilité

$A_{s,\min} \geq 0,23 d \times b \times f_{tj}/f_e$  ;  $d=0.9h=4.59\text{m}$

$A_{s,\min} \geq 332,54 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée.

#### 10.4.6 Espacement des armatures d'effort tranchant

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t = \text{Min}[24\Phi_t ; 8\Phi_l ; 0.25d]$$

Avec :  $d$  : hauteur utile,

$\Phi_t$  : diamètre des armatures transversales.

$\Phi_l$  : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$$S_t = \text{Min}[(24 \times 3.2) ; (8 \times 5) ; (0.25 \times 0.9 \times 510)] = \text{Min}[76.8 ; 40 ; 114,75] = 40\text{cm}.$$

On prend  $S_t=40\text{cm}$

### 10.4.7 Section minimale des armatures d'effort tranchant

La section  $A_t$  d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section  $A_L$ , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100}$$

$A_t$  (coté b) :  $A_t = 191,44 \text{ cm}^2 \rightarrow 24 \text{ } \Phi 32$

$A_t$  (coté h) :  $A_t = 284,47 \text{ cm}^2 \rightarrow 36 \text{ } \Phi 32$

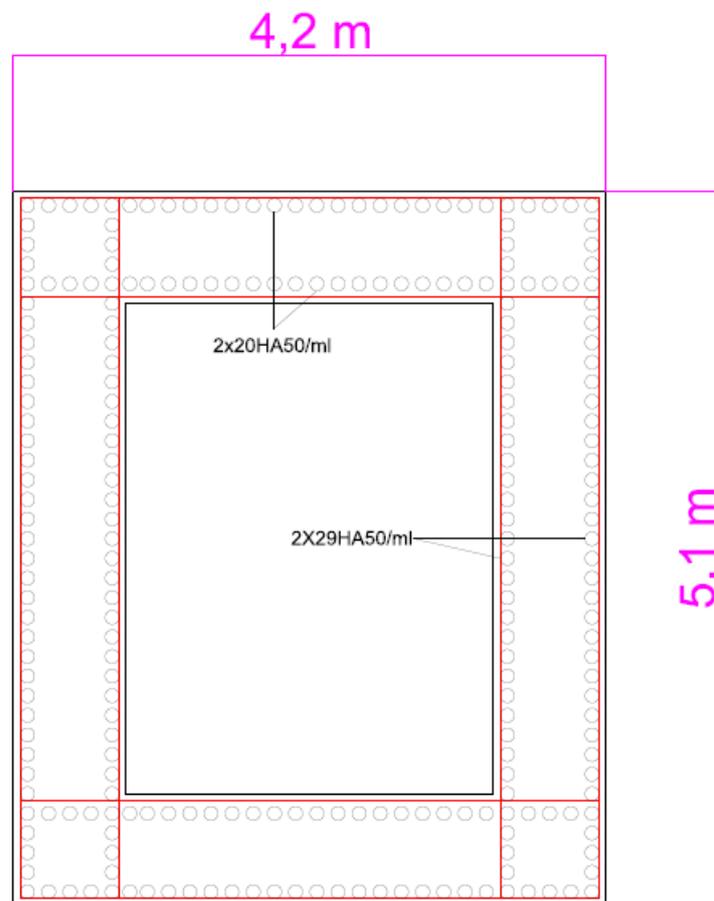


Figure 10-4 : ferrailage longitudinale de la pile

## 10.5 Etude et ferrailage de la semelle

### 10.5.1 Caractéristiques de la semelle

Longueur  $L = 13,2$  m.

Largeur  $B = 13,2$  m.

Epaisseur  $E = 1.5$  m.

### 10.5.2 Sollicitations dans le pieu

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées dans la note de calcul des pieux :

Tableau 10-4 : Sollicitations appliquées sur la semelle après combinaisons des charges.

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)
ELS	38012	83315
ELU	51317	112476
ELA	38659	111041

- **Conditions normales :**

$N_{\max} = 51317$  kN

$M_{\max} = 112476$  kN.m

- **Conditions sismiques :**

$N_{\max} = 38659$  kN

$M_{\max} = 111041$  kN.m

- **Détermination du nombre des pieux :**

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Effort portant d'un pieu}} = \frac{51317}{5052} = 10,15$$

D'après ce calcul ; on peut prendre un nombre de pieux égal à 11. Mais après un calcul itératif des efforts revenants à chaque pieu (voir le paragraphe ci-après) et les dispositions des pieux par rapport à la semelle, on constate qu'il faut avoir un nombre de pieux égal à 16.

- **Effort revenant à chaque pieu :**

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide,
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

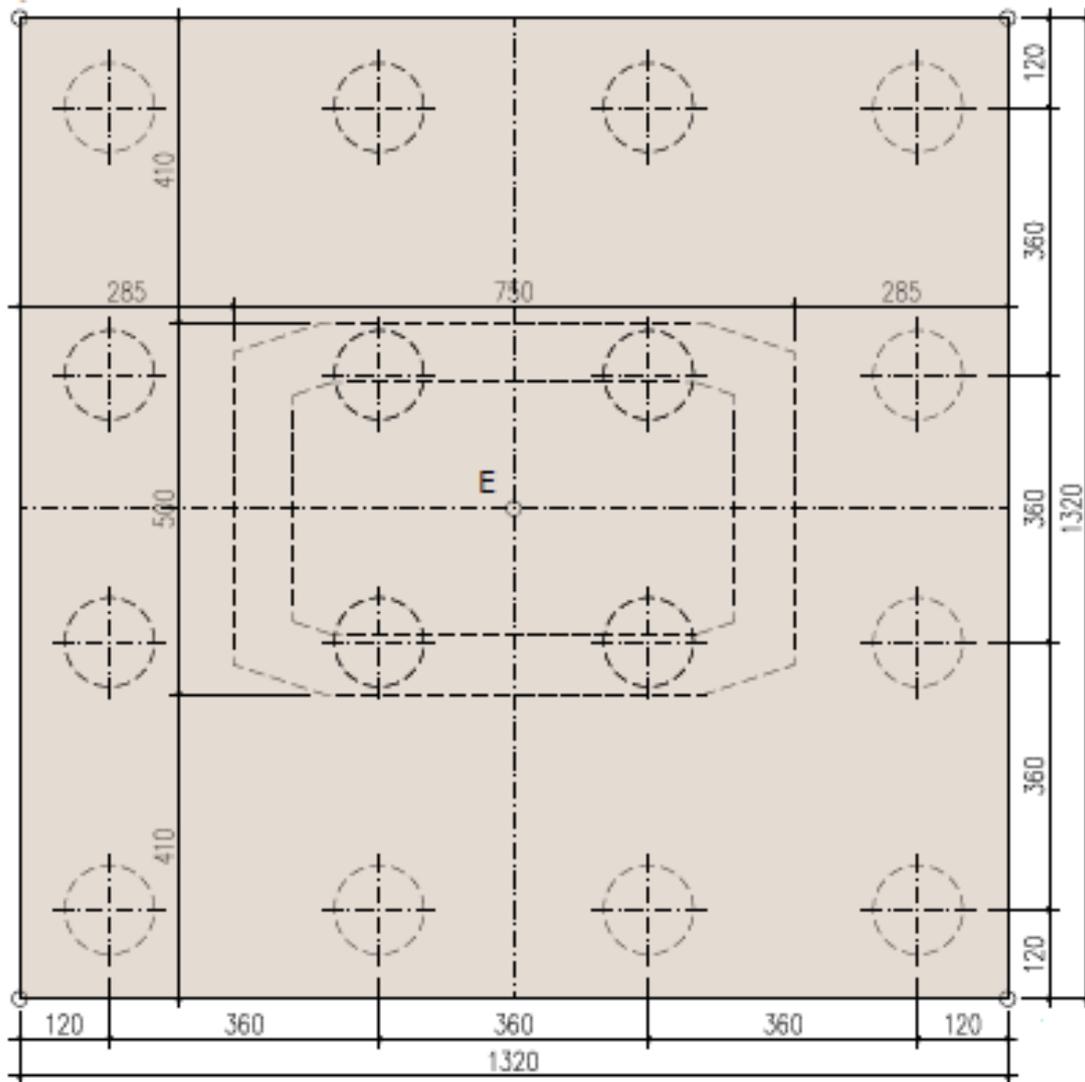


Figure 10-5 : Vue en plan de la semelle

- **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{51317}{16} + \frac{112476 \times 5,4}{16 \times (5,4^2)} = 4509.1175 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{51317}{16} - \frac{112476 \times 5,4}{16 \times (5,4^2)} = 1905.51 \text{ kN}$$

- **Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{38659}{16} + \frac{111041 \times 5,4}{16 \times (5,4^2)} = 3701,32 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{38659}{16} - \frac{111041 \times 5,4}{16 \times (5,4^2)} = 1130,94 \text{ kN}$$

On constate que :  $R_{\max} = 4509,12 < 5052 \text{ kN}$  (condition de poinçonnement vérifiée)

$R_{\min} = 1130,94 \text{ kN} > 0$  (condition de non soulèvement vérifiée)

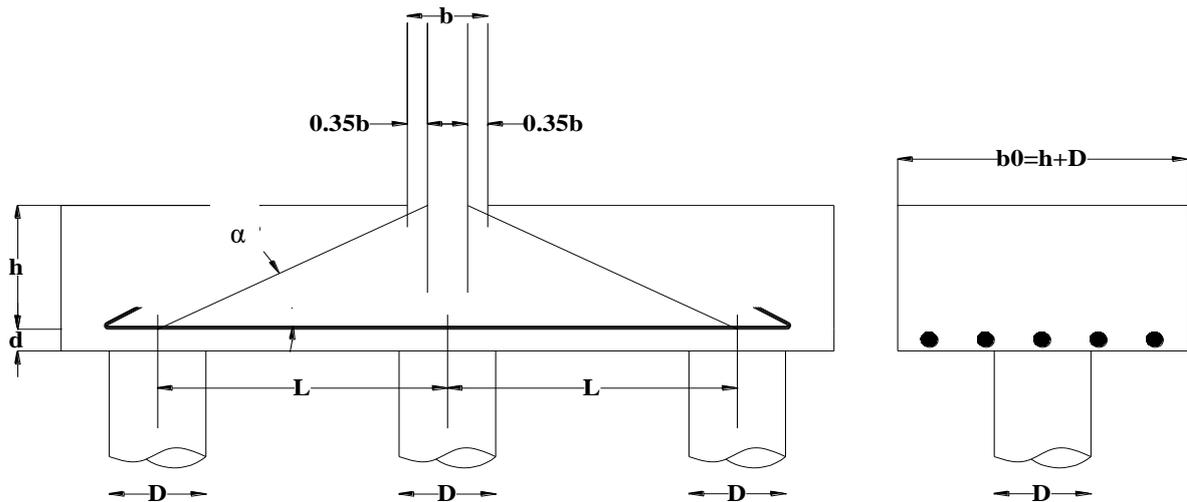


Figure 10-6 : coupe longitudinale de la semelle

### 10.5.3 Armatures transversales inférieures

On a le moment est donné par la formule suivante :

$$M = \left( \frac{L}{2} - 0.35b \right) R_{\max} = \left( \frac{3.6}{2} - (0.35 \times 0.4) \right) R_{\max} = 1.66 R_{\max}$$

**Condition normale :**

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 267 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{1.66}{h} = \frac{4509,12}{267 \times 10^3} \times \frac{1.66}{(1.5 - 0.05)} = 193,339 \text{ cm}^2$$

**Condition sismique :**

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_2 = \frac{3701,32}{400 \times 10^3} \times \frac{1.66}{(1.5 - 0.05)} = 105,93 \text{ cm}^2$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est  $A_s = 193,339 \text{ cm}^2$ , on prend **25HA32** ( $A_s = 201,06 \text{ cm}^2$ ).

- L'espacement :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$

Où : **n** : Nombre de barre = 25 barres.

**d** : Enrobage = 5 cm.

**Φ** : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1.2 + 1.5 - 0.05}{25 - 1} = 0.11 \text{ m.}$$

On prend :  $S_t = 11 \text{ cm}$ .

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1.5 + 1.2 = 2.7 \text{ m}$$

#### 10.5.4 Armatures de répartition

Entre les différentes bandes de 2.7 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{193,339}{3} = 64,446 \text{ cm}^2$$

Soit : **14HA25/ml**,  $S_t = 7 \text{ cm}$ .

#### 10.5.5 Armatures longitudinales inférieures dans la semelle

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs sections sont données par :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{193,339}{3} = 64,446 \text{ cm}^2$$

Soit : **14HA25/ml**,  $S_t = 7 \text{ cm}$ .

#### 10.5.6 Armatures de construction

- Armatures transversales supérieures :

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{193,339}{10} = 19,33 \text{ cm}^2$$

Soit : **10HA16/ml**,  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{Ls} = \frac{A}{3} = \frac{193,339}{3} = 64,446 \text{ cm}^2$$

Soit: **14HA25/ml**,  $S_t = 7 \text{ cm}$ .

- Armatures latérales :

$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{193,339}{10} = 19,33 \text{ cm}^2$$

Soit : **10HA16/ml**,  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

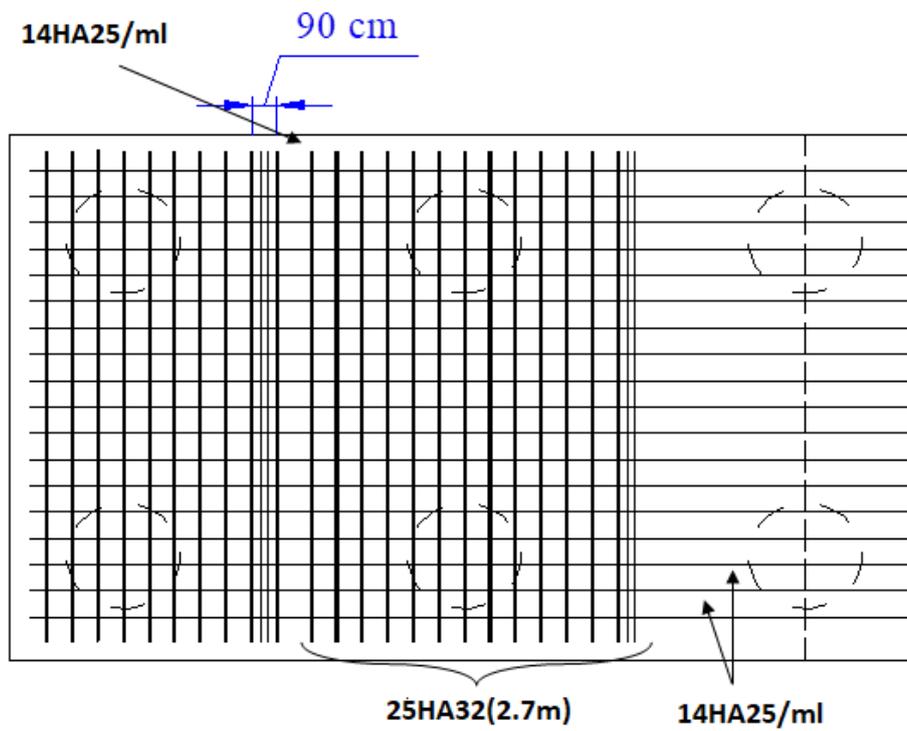


Figure 10-7 : ferrailage de la semelle (nappe inférieure)

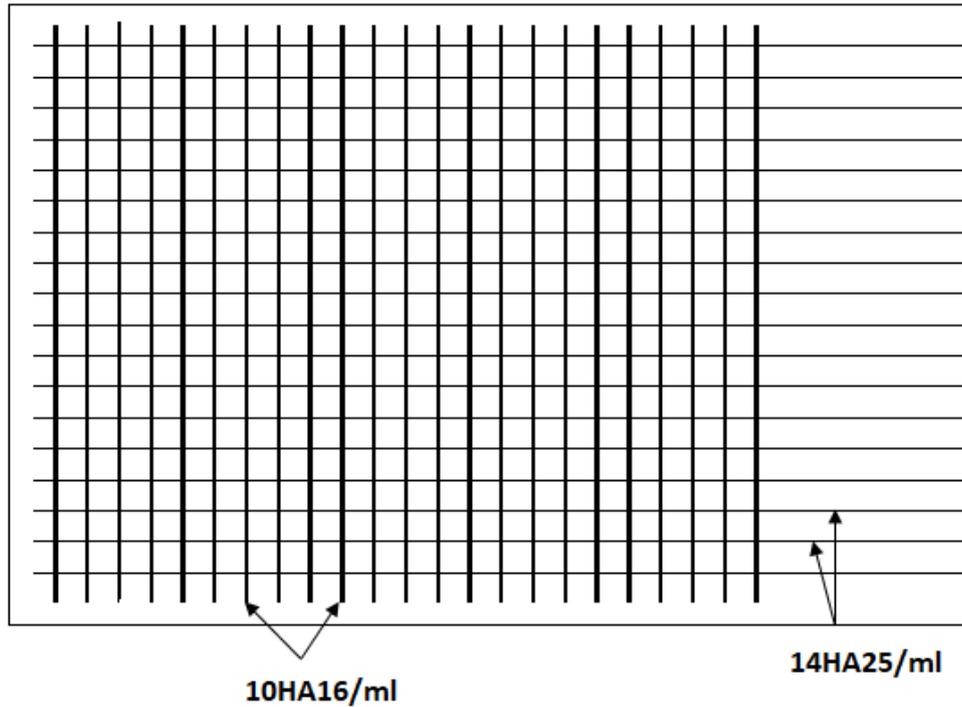


Figure 10-8 : ferrailage de la semelle (nappe supérieure)

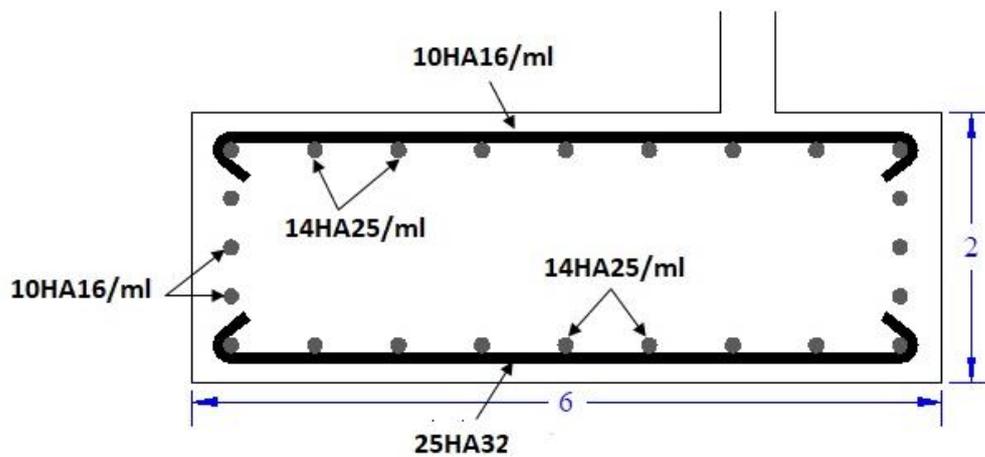


Figure 10-9 : ferrailage de la semelle (vue en élévation)

## 10.6 Conclusion

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de la pile et de la semelle ainsi que leurs méthodes de dimensionnement et de disposition de leurs armatures, afin d'assurer la stabilité et la résistance de ces derniers aux différentes combinaisons d'actions.

# Conclusion générale

# Conclusion générale

Ce projet de fin d'études a été l'occasion pour moi d'apprendre et d'acquérir un ensemble de techniques et de connaissances sur la conception et le dimensionnement des ponts construits par encorbellements successifs mais aussi de mettre à exécution toutes les connaissances théoriques acquises lors de ma formation à l'école nationale polytechnique mais encore d'apprendre davantage sur le sujet grâce aux différents ouvrages et documents disponibles.

A la fin de ce document, on peut constater que la réalisation d'un tel projet nécessite un gros travail en amont consistant en la reconnaissance du site d'implémentation et une estimation correcte du fossé à franchir. Cela est primordial pour le bon dimensionnement de notre ouvrage.

Le choix des matériaux nécessaires à la réalisation du projet est une étape clé pour la conception de ce dernier. En effet, le béton et l'acier sont les matériaux les plus couramment utilisés dans la construction des ponts ; l'utilisation d'armatures de précontrainte dites actives et d'armatures passives pour renforcer le béton est essentielle pour le bon fonctionnement et la stabilité de l'ouvrage. Cependant, l'implémentation des armatures actives nécessitent une étude minutieuse pour déterminer leur taux de travail sachant qu'ils subissent des pertes instantanées et différées après l'implémentation, il ne faudra pas négliger non plus les armatures passives qui se chargeront de reprendre les différents efforts appliqués à notre ouvrage.

Pour conclure, ce mémoire en tant que première expérience dans le monde professionnel m'a permis de peaufiner ma maîtrise des différentes sciences de l'ingénieur tel que la résistance des matériaux, les procédés de précontrainte et le calcul de béton armé mais encore de développer mes compétences en conception et calcul numérique assisté par ordinateur. Et ce dernier m'a spécialement inculqué le bon sens de l'organisation et de la gestion du temps.

# Références bibliographiques

## **Bibliographie**

- **Ouvrages :**

- MOUGIN (Jean-Pierre), Fascicule n° 62- Titre I – Section I, Avril 1999. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 révisé 99.
- THONIER (Henry) Fascicule n° 62- Titre I – Section II, Avril 1999. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99.
- CALGARO, J.A., & Virlogeux, M, « *Projet et construction des ponts* », Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris, France,1987.
- Fascicule N°61, Conception, calcul, et épreuves des ouvrages d'arts, programme de charges des ponts routes, titre 2
- Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer, bulletin technique N°7, France, décembre 1972.
- Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer, France, Juin 2003.
- Document SETRA, *Appareil d'appui en élastomère fretté, Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaire*, Ministère de l'Écologie du Développement durable et de l'Énergie, France, Juin 2007.
- Document SETRA, *Juin de chassée des ponts-routes, Détermination du souffle aux Eurocodes*, Ministère de l'Écologie du Développement durable et de l'Énergie, France Décembre 2013
- Document RPOA, *Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art*, Ministère des travaux publics, Algérie, 2008.
- WALTHER (Von Wartburg), Abaque pour le dimensionnement des piles.

- **Cours :**

- BOUTEMEUR, Cours de béton précontraint, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie, 2020.
- BOUTEMEUR, Cours de béton armé, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie, 2020.
- CHERID, Cours de ponts, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie, 2021.

- **Logiciels :**

- Autodesk Robot structural analysis 2021
- AutoCAD 2021
- SAP 2000 v14.2.2
- Microsoft office Excel 2019

# Annexes

*Annexe A 1 : Calcul de la composante RESAL pour la vérification de l'effort tranchant en phase de service (en charge)*

Sections	X	M	M <sub>p</sub>	M <sub>red</sub>	e <sub>inf</sub>	σ <sub>inf</sub>	sinΦ	V <sub>resal</sub>
	(m)	(MN.m)	(MN.m)	(MN.m)	(m)	(MPa)		(MN)
Sp0	0	-192,00	171,10	20,90	1	0,61	0,16	0,976
Sp1	1,8	-165,88	140,91	24,97	1	0,73	0,15	1,95
Sp2	3,6	-142,03	110,01	32,02	1	0,93	0,15	1,395
Sv1	5,4	-116,85	88,60	28,26	0,26	0,21	0,14	0,76
Sv2	7,8	-95,38	74,39	20,99	0,26	0,22	0,14	0,80
Sv3	10,2	-63,58	59,17	4,41	0,26	0,05	0,13	0,17
Sv4	12,6	1,40	43,82	-42,42	0,26	-0,15	0,12	0,47
Sv5	15	23,05	31,71	-8,67	0,26	0,82	0,11	2,35
Sv6	17,4	44,69	22,34	22,36	0,26	1,75	0,1	4,55
Sv7	19,8	66,34	15,24	51,10	0,26	2,66	0,09	6,22
Sv8	22,2	82,62	10,01	72,61	0,26	3,20	0,08	6,66
Sv9	24,6	96,92	6,28	90,64	0,26	3,69	0,07	6,72
Sv10	27	111,21	3,72	107,49	0,26	4,48	0,06	6,99
Sv11	29,4	125,51	2,05	123,46	0,26	4,95	0,05	6,44
Sv12	31,8	135,52	1,02	134,49	0,26	5,37	0,04	5,58
Sv13	34,2	140,66	0,44	140,22	0,26	5,43	0,03	4,24
Sv14	36,6	145,81	0,08	145,73	0,26	5,79	0,02	3,01
Sv15	39	150,96	0,01	150,95	0,26	4,26	0,01	1,11
Sv16	40,8	155,43	0,00	155,43	0,26	4,39	0	0,00

*Annexe A 2 : Calcul de la composante RESAL pour la vérification de l'effort tranchant en phase de construction*

Sections	X	M	M <sub>p</sub>	M <sub>red</sub>	e <sub>inf</sub>	σ <sub>inf</sub>	sinΦ	V <sub>resal</sub>
	(m)	(MN.m)	(MN.m)	(MN.m)	(m)	(MPa)		(MN)
Sp0	0	273,587	171,10	102,48	1	9,19	0,16	1,47
Sp1	1,8	249,541	140,91	108,63	1	8,72	0,15	1,31
Sp2	3,6	228,663	110,01	118,66	1	8,37	0,15	1,26
Sv1	5,4	208,143	88,60	119,55	0,26	5,18	0,14	0,19
Sv2	7,8	181,483	74,39	107,09	0,26	7,20	0,14	0,26
Sv3	10,2	157,330	59,17	98,16	0,26	6,50	0,13	0,22
Sv4	12,6	134,887	43,82	91,06	0,26	5,82	0,12	0,18
Sv5	15	114,156	31,71	82,44	0,26	5,12	0,11	0,15
Sv6	17,4	95,135	22,34	72,80	0,26	4,41	0,1	0,11
Sv7	19,8	77,825	15,24	62,58	0,26	3,70	0,09	0,09
Sv8	22,2	62,225	10,01	52,21	0,26	3,28	0,08	0,07
Sv9	24,6	48,336	6,28	42,05	0,26	2,57	0,07	0,05
Sv10	27	36,158	3,72	32,43	0,26	2,16	0,06	0,03
Sv11	29,4	25,691	2,05	23,64	0,26	1,77	0,05	0,02
Sv12	31,8	16,935	1,02	15,91	0,26	1,38	0,04	0,01
Sv13	34,2	9,88976	0,44	9,45	0,26	1,01	0,03	0,01
Sv14	36,6	4,554	0,08	4,47	0,26	0,35	0,02	0,00
Sv15	39	0,931	0,01	0,92	0,26	0,30	0,01	0,00
Sv16	40,8	0	0,00	0,00	0,26	0,00	0	0,00

*Annexe A 3 : Calcul des contraintes admissibles de cisaillement*

Sections	X	N°cable	P	B	$\sigma_x(P/2/B)$	$\tau_1^2$	$\tau_1$	$\tau_2^2$	$\tau_2$
	(m)		(MN)	(m <sup>2</sup> )	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Sp0	0	58	139,60	16,68	4,18	6,95	2,64	18,08	4,25
Sp1	1,8	52	125,97	16,68	3,78	6,62	2,57	17,45	4,18
Sp2	3,6	46	109,00	16,68	3,27	6,21	2,49	16,64	4,08
Sv1	5,4	40	101,48	16,68	3,04	6,03	2,46	16,27	4,03
Sv2	7,8	40	92,98	11,77	3,95	6,76	2,60	17,72	4,21
Sv3	10,2	36	81,04	11,77	3,44	6,35	2,52	16,92	4,11
Sv4	12,6	32	69,01	11,77	2,93	5,95	2,44	16,09	4,01
Sv5	15	28	58,13	11,77	2,47	5,58	2,36	15,31	3,91
Sv6	17,4	24	48,42	11,77	2,06	5,25	2,29	14,60	3,82
Sv7	19,8	20	39,95	11,77	1,70	4,96	2,23	13,97	3,74
Sv8	22,2	18	33,11	11,77	1,41	4,73	2,17	13,44	3,67
Sv9	24,6	14	26,19	11,77	1,11	4,49	2,12	12,91	3,59
Sv10	27	12	20,95	11,77	0,89	4,31	2,08	12,50	3,53
Sv11	29,4	10	16,76	11,77	0,71	4,17	2,04	12,16	3,49
Sv12	31,8	8	13,21	11,77	0,56	4,05	2,01	11,88	3,45
Sv13	34,2	6	10,43	11,77	0,44	3,95	1,99	11,65	3,41
Sv14	36,6	2	4,65	11,77	0,20	3,76	1,94	11,18	3,34
Sv15	39	2	0,37	11,77	0,02	3,61	1,90	10,83	3,29
Sv16	40,8	0	0	16,68	0,00	3,60	1,90	10,80	3,29