

# REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

## Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil

Laboratoire Génie Sismique et Dynamique des Structures

Mémoire de Projet de fin d'études

**En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil**

Thème :

Etude du tablier d'un pont en béton précontraint,  
construit en encorbellement successif, pour  
l'évitement de la ville de BOUMERDES

**Réalisé par :**

CHENITI Inâam

HADJ-RABAH Amira

**Encadré par :**

Mme D.CHERID

Mme H.MOHABEDDINE

**Composition du Jury :**

Président	Mme. R.KETTAB,	Pr	ENP
Rapporteur	Mme. D.CHERID, Mme. H.MOHABEDDINE,	MAA	ENP
Examineur	Mr. R.BOUTEMEUR, Mr. A.DJERRIR,	MAA	ENP
		Expert	SAPTA

**Promotion : juin 2016**

*Ecole Nationale Polytechnique 10, Rue des frères OUDDEK Hassen Badi  
BP 182 16200 El-Harrach, Alger, ALGERIE.*

*Tel : 023 82 85 35 / Fax : 023 82 85 29*

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة جسر مبنى بتقنية التتابع المتتالي. تتركز دراستنا على تحديد أبعاد المقطع العرضي واستخلاص مختلف الحمولات التي تطبق على المنشأ.

تم استعراض دراسة مسبقة الإجهاد ودراسة سطح الجسر وكل معداته. المنشأ عبارة عن جسر مكون من ثلاث معابر طول المعبر المتوسط 72 م و 44 م للمعابر الجانبية والطول الكلي للجسر 160 م مع 12.2 م عرضاً، يستند على ركيزتين.

تمت المحاكاة وتصميم المنشأ بواسطة البرنامج " Robot Structural " .

الكلمات المفتاحية: جسر، التتابع المتتالي، العطالة المتغيرة، خرسانة مسبقة الإجهاد.

### **Abstract :**

The aim of this work is the study of viaduct built by successively corbelling.

The bridge is consisting of three spans. Twospansofshoreof 44 mandanintermediatespan of 72m, the total lengthof the bridge is 160m, withawidthof 13.5m. It is based on two piers.

The viaduct is modeledusingthe Robot Structural soft wares.

**Keywords:** Bridge, cantilever successive, prestressing, variable inertia.

### **Résumé :**

Le but de ce travail est l'étude d'un viaduc construit par encorbellement successif.

Nous avons entamé notre étude par un dimensionnement de la section transversale, par la suite nous avons évalué les différentes charges et surcharges qui s'appliquent sur notre ouvrage, puis nous avons abordé l'étude de la précontrainte et l'étude transversale du tablier ainsi que les équipements du pont.

L'ouvrage est un viaduc composé de 3 travées. Deux travées de rive de 44m et une travée intermédiaire de 72m, la longueur totale de l'ouvrage est de 160m, avec une largeur de 12.2m, il repose sur 2 piles.

La modélisation a été faite à l'aide du logiciel Robot Structural.

**Mots clef :** Pont, encorbellement successif, inertie variable, béton précontraint.

Je dédie cette thèse à :

**A la mémoire de mes grands parents** Que dieu vous ait en sa sainte miséricorde.

**A ma très chère mère**, Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

**A mon cher Père**, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour toi. A celui qui a veillé sur mon enseignement et mon éducation, Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour, que dieu te garde

**A mon cher frère Wathik et mes chères sœurs Manel et Hadia**, les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous. Mes anges gardiens et mes fidèles compagnons. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

**A ma très chère Amie et binôme Amira** : A celle qui m'a toujours aidée, écoutée, soutenue et encouragée; je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour.

**A tous mes amis** vous qui aviez été la tout au long de mon cursus et m'aviez soutenus, vous serez à jamais dans mon cœur, je souhaite que vous puissiez voir en ce mémoire la marque de ma profonde amitié envers vous.

**A tous les membres de ma famille**, petits et grands. Que ce travail soit un témoignage de ma gratitude et mon profond respect.

**Inàam.**

Je dédie cette thèse à :

**A ma grand-mère** que dieu la garde.

**A ma très chère mère**, Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

**A mon cher Père**, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour toi. A celui qui a veillé sur mon enseignement et mon éducation, Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour, que dieu te garde

**A mes très chères sœurs Kenza, Agnes, Mallak**, les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous. Mes ange gardiens et mes fidèles compagnons. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

**A ma très chère Amie et binôme Inàam** : à celle qui m'a toujours aidée, écoutée, soutenue et encouragée ; je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour.

**A tous mes amis et camarades de la promotion 2016** : vous qui aviez été la tout au long de mon cursus et m'aviez soutenus, vous serez à jamais dans mon cœur, je souhaite que vous puissiez voir en ce mémoire la marque de ma profonde amitié envers vous.

**A tous les membres de ma famille**, petits et grands. Que ce travail soit un témoignage de ma gratitude et mon profond respect.

**Amira.**

## **Remerciements**

Au terme de ce travail on tient à exprimer nos profonde gratitude et nos sincères remerciements à nos encadreurs Mme D.CHERID et Mme H.MOHABEDDINE pour tout le temps qu'elles ont consacré, leurs directives précieuses, et leur contributions à l'élaboration de ce projet de fin d'étude.

Nos remerciements vont également au directeur du bureau d'étude AFConseils, Monsieur BENHOUHOU qui a accepté de nous accueillir au sein de son organisme, pour les conseils et la patience qu'il a manifesté à notre égard durant cette thèse. On tient aussi à remercier également tout le personnel du bureau d'étude pour sa gentillesse et son soutien notamment Monsieur BOUHAOUIA Mouloud.

Nos remerciements vont également à Monsieur ZADI mohamed ingénieur ouvrage d'art à la Société Algérienne d'Etude d'Infrastructures (SAETI) pour son aide.

Mes remerciements vont également à Mme la présidente du jury Mme R.KETTAB ainsi que les membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner notre travail et de participer au jury de soutenance de notre Projet de Fin d'étude.

Nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous nos professeurs de l'ENP, notamment Mr BOUTEMEUR et Mr LEKHAL pour leur disponibilité et leurs aides.

Nos remerciements vont enfin à toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet de fin d'étude.

## Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

INTRODUCTION GENERALE : ..... 22

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

INTRODUCTION :..... 25

1. Présentation de l'ouvrage : ..... 25

1.1. Données géométriques : ..... 26

1.1.1. Tracé en plan : ..... 26

1.1.2. Profil en long : ..... 26

1.1.3 Profil en travers : ..... 27

1.2 Données géotechniques : ..... 27

1.3. Données sismologiques : ..... 28

1.4. Données climatiques : ..... 28

1.4.1. Température : ..... 28

1.4.2. Vent : ..... 28

1.5. La construction par encorbellement : ..... 28

1.5.1. Historique : ..... 28

1.5.2. Technique de construction : ..... 29

1.5.3. Avantage du procédé et domaine d'application : ..... 32

2. Caractéristiques des matériaux : ..... 35

2.1. Béton : ..... 35

2.1.2. Résistance à la compression : ..... 35

2.1.3. Résistance à la traction : ..... 36

2.1.4. Contraintes admissibles de compression du béton : ..... 36

2.1.5. Module de déformation longitudinale : ..... 37

a. Module de déformation instantané :	37
b. Module de déformation différé :	37
2.1.6. Module de déformation transversale :	38
2.1.7. Coefficient de poisson :	38
2.1.8. Diagramme contrainte-déformation du béton :	38
2.2. Acier :	39
2.2.1 Aciers passifs :	39
a. Contrainte limite (ELU) :	39
b. Contrainte limite (ELS) :	40
2.2.2. Aciers actifs :	40
CONCLUSION :	41

## Chapitre II Pré-dimensionnement et caractéristiques mécaniques

INTRODUCTION :	43
1. Pré-dimensionnement du tablier :	43
1.1 Choix du type de voussoir :	43
1.2 Pré-dimensionnement de la section longitudinale :	44
1.3 Pré-dimensionnement de la section transversale :	45
1.3.1. Hourdis supérieur :	45
1.3.2. Épaisseur des âmes $E_a$ :	46
1.3.3. Hourdis inférieur :	46
1.3.4. Goussets supérieurs :	47
1.3.5. Goussets inférieurs :	48
1.3.6. Caractéristiques géométriques des voussoirs :	48
a. Voussoir sur pile (VSP) :	49
b. Voussoir sur clé (VSC) :	49
1.4. Découpage des voussoirs :	49
1.5. Lois de variation des différents paramètres : $H(x)$ , $S(x)$ , $G(x)$ , $e(x)$ , $I(x)$ :	50

1.5.1. La variation de la hauteur $H(x)$ :	50
1.5.2. La variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$ :	51
1.5.3. La variation de la section $S(x)$ [14] :	51
1.5.4. La variation du centre de gravité $Z_g(x)$ :	52
a. Sur pile :	52
b. Sur clé :	53
1.5.5. La variation de l'inertie $I(x)$ :	53
2. Caractéristiques mécaniques et géométriques des voussoirs :	54
CONCLUSION :	58

### Chapitre III : Chagres et surcharges

INTRODUCTION	60
1. Caractéristiques du pont :	60
1.1. Largeur roulable :	60
1.2. Classe du pont :	60
1.3. Largeur chargeable :	60
1.4. Nombre de voies	60
1.5. Largeur de la voie :	60
2. Evaluation des charges et surcharges :	61
2.1. Charges permanentes :	61
2.1.1. Les éléments porteurs :	61
2.1.2. Les éléments non porteurs :	62
a. Revêtements :	62
b. Trottoirs et corniche :	63
c. Garde-corps :	63
d. Barrière :	63
3. Les surcharges routières :	64



3.1. Le système de chargement A :	65
3.2. Système de charge B :	66
3.2.1. Le système de charge Bc :	66
3.2.2. La surcharge Br :	69
3.2.3. La surcharge Bt :	70
3.3. Surcharge Militaire Mc120 :	71
3.4. Charge exceptionnelle (convoi D240) :	73
4. Autres surcharges :	73
4.1. Surcharge sur trottoir :	73
4.2. La température :	73
4.3. Effort de freinage :	74
a. Effort de freinage correspondant au système de chargement A(l) :	74
b. Effort de freinage correspondant au système de charge Bc :	74
4.4. Effort sismique E :	74
5. Combinaison de charge :	76
6. Modélisation :	77
6.1 Présentation du logiciel :	77
6.2 Combinaisons de calcul :	79
6.3 Résultats :	80
6.3.1 Moments fléchissant :	80
6.3.2 Effort tranchant :	81
CONCLUSION :	83
Chapitre IV : Etude en construction et stabilité des fléaux	
INTRODUCTION :	85
1. Etude en construction :	85
1.1. Les charges intervenant dans la phase de construction et leurs effets :	85
1.1.1. Le poids propre du tablier G :	86

1.1.2. Charges de chantier connues( $Q_{prc1}$ ) :	86
1.1.3. Effet de la surcharge concentrée ( $Q_{Prc1}$ ) :	87
1.1.4. Charges de chantier aléatoires ( $Q_{pra1}, Q_{pra2}$ ) :	87
1.1.5. Effet de la surcharge répartie ( $Q_{PRA1}$ ) :	87
1.1.6. Effet de la surcharge concentré ( $Q_{PRA2}$ ) :	87
1.1.7. Le vent :	88
1.1.8. Effet de la surcharge répartie ( $Q_w$ ) :	88
1.1.9. Actions accidentelles :	88
2. Les combinaisons d'actions :	89
2.1. Cas Normal:	89
2.2. Cas Accidentel :	89
3. Stabilité des fléaux :	90
3.1. Charge à prendre en compte :	90
3.1.1. Calcul des charges :	90
3.1.2. Les combinaisons d'action :	91
3.2. Justification et dimensionnement des organes d'ancrage :	92
3.2.1. Calcul du nombre de câbles :	92
a. Situation temporaire de construction (combinaison A):	92
b. Situation accidentelle (combinaison B):	94
3.2.2. Calcul de la surface de cale :	95
a. Situation temporaire de construction (combinaison A):	95
b. Situation accidentelle (combinaison B):	96
CONCLUSION :	97
Chapitre V : Etude de la précontrainte.	
Introduction :	99
1. Les familles du câblage :	99
1.1. Les câbles de fléau :	99

1.2. Les câbles de continuité intérieurs au béton (câbles éclisses) :.....	100
2. Etude de la précontrainte de fléau :.....	100
2.1. Détermination de l'effort de la précontrainte :.....	101
2.2. Dispositions constructives :.....	102
2.2.1. Espacement des armatures de précontrainte :.....	102
2.2.2. Distance des armatures de précontrainte aux parements :.....	104
2.2.3. Distance des câbles de précontrainte à la fibre supérieure :.....	104
2.3. Détermination du nombre de câbles :.....	106
2.4. Répartition des câbles dans chaque voussoir : .....	106
2.5. Le tracé du câblage de fléau :.....	107
2.5.1. Etude du tracé en élévation :.....	108
2.5.2. Etude du tracé des câbles en plan :.....	111
2.6. Calcul des pertes de tension de précontrainte : .....	113
2.6.1. Les pertes instantanées : .....	114
a. Les pertes par frottement :.....	114
b. Les pertes par recul d'ancrage :.....	117
c. Perte par non-simultanéité de mise en tension:.....	119
2.6.2. Les pertes différées :.....	121
a. Pertes dues au retrait du béton: .....	121
b. Pertes dues au fluage :.....	122
c. Pertes dues à la relaxation de l'acier :.....	123
2.6.3 Les pertes totales : .....	124
3. Etude de la précontrainte de continuité intérieur : .....	125
3.1. Moment dû à la combinaison maximale <b><i>M<sub>comb</sub></i></b> : .....	125
3.2. Moment dû au fluage <b><i>M<sub>fl</sub></i></b> : .....	125
3.3. Calcul de l'effort de précontrainte et nombre de câble de continuité : .....	126

4. Vérification des contraintes :.....	129
4.1. Vérification en phase de construction : .....	129
4.2. Vérification en phase de service :.....	131
5. Vérification de l'effort tranchant : .....	133
5.1. Détermination de l'effort tranchant :.....	133
5.1.1. Effet isostatique :.....	134
5.1.2. Effet des charges et surcharges :.....	134
5.1.3. EffetREZAL : .....	134
5.2. Détermination de la contrainte de cisaillement :.....	135
Conclusion :.....	140

#### Chapitre VI : Etude transversale.

Introduction : .....	142
1. Principe de justification :.....	142
2. Modélisation :.....	142
3. Définition des charges :.....	143
4. Détermination des efforts : .....	144
5. Résultats de l'analyse : .....	144
6. Ferrailage du voussoir : .....	151
6.1. Flexion simple : .....	152
6.2. Flexion composé :.....	156
Conclusion :.....	156

#### Chapitre VII : Equipements de pont.

Introduction : .....	158
1. Appareils d'appuis : .....	158
1.1. Le type d'appareil d'appui choisi pour notre ouvrage : .....	158

1.2. Types d'appareils d'appui en élastomère fretté : .....	160
1.3. Caractéristiques des appareils d'appui type B : .....	160
1.3.1. Définition géométrique : .....	160
1.3.2. Caractéristiques de l'élastomère : .....	161
1.3.3. Caractéristiques des frettes internes : .....	161
1.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui : .....	162
1.4.1. Réaction dues aux combinaisons : .....	163
1.4.2. Aire de l'appareil d'appui : .....	163
1.4.3. Détermination de la hauteur nette de l'élastomère : .....	163
1.4.5. Dimensions en plan : .....	165
1.5. Vérification du dimensionnement : .....	166
1.5.1. Stabilité au flambement : .....	166
1.5.2. Limitation de la distorsion : .....	167
a. Comportement sous effort normal $\epsilon_{cd}$ : .....	167
b. Comportement sous effort horizontal $\epsilon_{qd}$ : .....	168
c. Comportement sous une rotation d'axe horizontal $\epsilon_{ad}$ : .....	168
1.5.3. Stabilité en rotation : .....	169
1.5.4. Condition de non-glissement : .....	170
1.5.5. Traction dans les frettes : .....	171
1.6. Etude des bossages : .....	172
1.6.1. Rôle des bossages : .....	172
1.6.2. Pré-dimensionnement des bossages : .....	172
a. Dimension en plan : .....	172
b. Hauteur : .....	173
2. Joint de chaussée : .....	174
2.1. Calcul du souffle des joints : .....	174
2.2. Les actions à prendre en compte : .....	176

2.2.1. La température :.....	176
2.2.2. Les déformations différées du béton : .....	176
a. Le retrait :.....	177
b. Le fluage : .....	177
2.2.3. Les charges d'exploitation (freinage):.....	177
2.3. Choix du type de joint : .....	177
3. Evacuation des eaux : .....	178
3.1 La mise en œuvre du système :.....	178
4. Etanchéité : .....	179
conclusion :.....	179
CONCLUSION GENERALE :.....	181
Bibliographie :.....	183
Annexe :.....	186

## Listes de tableaux :

Tableau I. 1.Résistance à la compression.....	36
Tableau I. 2.Résistance à la traction.....	36
Tableau I. 3.Contrainte admissible de compression du béton (ELU). ....	37
Tableau I. 4.Contrainte admissible de compression du béton (ELS). ....	37
Tableau I. 5.Module de déformation longitudinale.....	37
Tableau I. 6.Module de déformation transversale.....	38
Tableau I. 7.Contrainte limite (ELS).....	40
Tableau II. 1.Hauteur des voussoirs sur pile et sur clé.....	45
Tableau II. 2.Calcul de la section et moment d'inertie du voussoir sur pile.....	56
Tableau II. 3.Caractéristiques géométriques et mécaniques du VSP.....	57
Tableau II. 4.Calcul de la section et moment d'inertie du voussoir de clavage.....	57
Tableau II. 5.Caractéristiques géométriques et mécaniques du VSC. ....	58
Tableau II. 6.Variation géométriques et mécanique des voussoirs.....	58
Tableau III. 1.Valeurs de A(L).....	66
Tableau III. 2.Valeurs de bc selon le RCPR. ....	67
Tableau III. 3.Valeurs du coefficient Dynamique.....	68
Tableau III. 4.Valeurs du coefficient dynamique.....	69
Tableau III. 5.Valeurs de bt selon le RCPR. ....	70
Tableau III. 6.Valeurs du coefficient dynamique.....	71
Tableau III. 7.Valeurs de $\delta$ , P et Mc120. ....	72
Tableau III. 8.Effort de freinage du système A.....	74
Tableau III. 9.Coefficient d'accélérations de zone A.....	75
Tableau III. 10.Les combinaisons de charge.....	76
Tableau III. 11.Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61.....	79
Tableau IV. 1.Récapitulatif des résultats obtenus.....	89
Tableau IV. 2.Résultats des combinaisons d'action.....	90
Tableau IV. 3.Résultats du calcul des efforts et des moments.....	91
Tableau IV. 4.Efforts et moments sous les différentes combinaisons d'action.....	91

Tableau V. 1 : Répartition des câbles dans chaque voussoir. ....	107
Tableau V. 2 : Equations du tracé en élévation. ....	111
Tableau V. 3: Equation du tracé en plan. ....	113
Tableau V. 4: Pertes dues aux frottements. ....	116
Tableau V. 5: Les pertes dues au recul d'ancrage. ....	119
Tableau V. 6: Les pertes par raccourcissement du béton. ....	120
Tableau V. 7: Valeurs des pertes instantanées. ....	121
Tableau V. 8 : Les pertes dues au retrait. ....	121
Tableau V. 9: Les pertes dues au fluage. ....	123
Tableau V. 10: Les pertes dues à la relaxation des aciers. ....	124
Tableau V. 11: Les pertes différées. ....	124
Tableau V. 12: Les pertes totales. ....	125
Tableau V. 13: Moment de fluage. ....	126
Tableau V. 14: Calcul du nombre de câbles de continuité intérieurs (travée centrale). ....	127
Tableau V. 15: Calcul du nombre de câbles de continuité (travée de rive). ....	128
Tableau V. 16: Vérification des contraintes en phase de construction sous $M_{min}$ (MPa). ...	130
Tableau V. 17 : Vérification des contraintes en phase de construction sous $M_{max}$ (MPa)..	130
Tableau V. 18: Vérification des contraintes en phase de service sous $M_{min}$ (MPa). ....	131
Tableau V. 19: Vérification des contraintes en phase de service sous $M_{max}$ (MPa). ....	132
Tableau V. 20 : Vérification des contraintes en phase de service sous $M_{max}$ (MPa). ....	132
Tableau V. 21 : Vérification des contraintes en phase de service sous $M_{max}$ (MPa). ....	133
Tableau V. 22: Valeur des contraintes tangentielles pour les travées de rive. ....	138
Tableau VI. 1 : Les différentes combinaisons de charges. ....	144
Tableau VI. 2 : Moment au niveau du gousset droit. ....	144
Tableau VI. 3 : Moment au niveau du gousset gauche. ....	145
Tableau VI. 4 : Moment au niveau de l'hourdis supérieur. ....	145
Tableau VI. 5 : Moment au niveau de l'hourdis inférieur. ....	146
Tableau VI. 6 : Moment au niveau de l'âme droit. ....	146
Tableau VI. 7 : Moment au niveau de l'âme gauche. ....	147
Tableau VI. 8 : Moment au niveau du porte-à-faux droit. ....	147
Tableau VI. 9 : Moment au niveau du porte-à-faux gauche. ....	148
Tableau VI. 10 : Moment au niveau du gousset droit. ....	148



Tableau VI. 11: Moment au niveau du gousset gauche.....	148
Tableau VI. 12 : Moment au niveau de l'hourdis supérieur.....	149
Tableau VI. 13 : Moment au niveau de l'hourdis inférieur.....	149
Tableau VI. 14: Moment au niveau de l'âme droit. ....	150
Tableau VI. 15: Moment au niveau de l'âme gauche.....	150
Tableau VI. 16: Moment au niveau du porte-à-faux droit.....	150
Tableau VI. 17: Moment au niveau du porte-à-faux gauche.....	150
Tableau VI. 18: Ferrailage du VSP en flexion simple.....	153
Tableau VI. 19: Ferrailage du VSC en flexion simple.....	154
Tableau VI. 20 : Ferrailage du VSP et VSC en flexion composée.....	155

## Liste des figures :

Figure I. 1: Plan de situation de l'ouvrage. ....	25
Figure I. 2 : Tracé en plan. ....	26
Figure I. 3: Profil en long. ....	26
Figure I. 4: Profil en travers. ....	27
Figure I. 5: Poutre de lancement. ....	31
Figure I. 6: Portique sur rail. ....	31
Figure I. 7: Domaine d'emploi des différents types de ponts [1]. ....	33
Figure I. 8: Construction de fléau sur pile. ....	33
Figure I. 9: Bétonnage des travées de rive. ....	34
Figure I. 10: Bétonnage du clavage central. ....	34
Figure I. 11: Pose des équipements sur la structure. ....	34
Figure I. 12: Diagramme contrainte-déformation du béton. ....	38
Figure I. 13: Diagramme contrainte-déformation de l'acier. ....	40
Figure II. 1: Caisson simple mono cellulaire. ....	43
Figure II. 2: Répartition des travées. ....	44
Figure II. 3: Section transversale d'un mono-caisson [1]. ....	44
Figure II. 4: Inclinaison des âmes du caisson. ....	47
Figure II. 5: Coupe transversale du gousset supérieur. ....	48
Figure II. 6: Coupe transversale du gousset inférieur. ....	48
Figure II. 7: coupe transversale du voussoir sur pile. ....	49
Figure II. 8: Coupe transversale du VSC. ....	49
Figure II. 9: Variation de la hauteur $H(x)$ du demi-fléau de la travée centrale. ....	51
Figure II. 10: la variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieure $e(x)$ . ....	51
Figure II. 11: La variation de la section $S(x)$ . ....	52
Figure II. 12: Centre de gravité de la section sur pile. ....	52
Figure II. 13: Centre de gravité de la section sur clé. ....	53
Figure II. 14: La variation de l'inertie $I(x)$ . ....	53
Figure II. 15 : Découpage de la section sur pile et sur clé. ....	55

Figure III. 1 : Coupe transversale corniche-trottoir.....	63
Figure III. 2 : Détail Barriere BN4.....	64
Figure III. 3 : Cas de chargement.....	65
Figure III. 4 : Les dimensions du système Bc.....	67
Figure III. 5 : Dimensions du système Br.....	69
Figure III. 6 : Dimensions du système de chargement Bt.....	70
Figure III. 7 : Dimensions de la surcharge Mc120.....	72
Figure III. 8 : Dimensions du convoi D240 .....	73
Figure III. 9 : Vue en 3D du modèle.....	78
Figure III. 10 : Vue en plan du modèle.....	78
Figure III. 11 : Vue en élévation du modèle.....	78
Figure III. 12 : Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes.....	80
Figure III. 13 : Diagramme du moment fléchissant dû à la combinaison (ELU) :.....	80
Figure III. 14 : Diagramme du moment fléchissant dû à la combinaison (ELS) : .....	81
Figure III. 15 : Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanentes.....	81
Figure III. 16: Diagramme de l'effort tranchant dû à la combinaison (ELU) :.....	82
Figure III. 17 : Diagramme de l'effort tranchant dû à la combinaison (ELS) : .....	82
Figure IV. 1 : Charges appliquées au fléau.....	85
Figure IV. 2 : Schéma du clouage sur pile par câble.....	92
Figure V. 1: Disposition des câbles de fléau [1]. .....	99
Figure V. 2: Disposition des câbles de continuité intérieurs en travée de rive [1].....	100
Figure V. 3: Disposition des câbles de continuité intérieurs en travée courante [1].....	100
Figure V. 4: Espacement des armatures de précontrainte [7]. .....	103
Figure V. 5 : Distance des armatures de précontrainte aux parements.....	104
Figure V. 6: Disposition des nappes.....	105
Figure V. 7: Disposition des câbles de fléau.....	105
Figure V. 8: Ancrage des câbles de fléau dans les âmes.....	108
Figure V. 9: Tracé d'un câble en élévation.....	108
Figure V. 10 : Tracé en élévation des câbles.....	109
Figure V. 11: Tracé d'un câble en plan.....	112
Figure V. 12: Les valeurs numérique des coefficients de courbure [9]. .....	115

Figure V. 13: Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet du recul d'ancrage. ....	117
Figure V. 14: Nombre de câbles de continuité pour la travée centrale. ....	128
Figure V. 15: Nombre de câbles de continuité pour la travée de rive. ....	129
Figure V. 16: Effort Tranchant Isostatique Dans La Poutre. ....	134
Figure V. 17: Effet RESAL. ....	135
Figure V. 18: Diagramme des contraintes. ....	136
Figure VI. 1: Vue 3D du VSP modélisé par Robot Structural. ....	142
Figure VI. 2 : Vue 3D du VSC modélisé par Robot Structural. ....	143
Figure VII. 1: Constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté . ....	159
Figure VII. 2: Tableau présentant les différents types d'appareils d'appui en élastomère ....	160
Figure VII. 3: Synthèse des vérifications à effectuer . ....	162
Figure VII. 4: Position du point fixe $X_0$ . ....	164
Figure VII. 5: Surface réduite sous l'effet des déformations horizontales. ....	166
Figure VII. 6: Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal. ....	167
Figure VII. 7: Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal. ....	168
Figure VII. 8: Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal. ....	169
Figure VII. 9: Dimensions en plan d'un bossage. ....	172
Figure VII. 10: les différentes hauteurs d'un appareil d'appui et bossage. ....	173
Figure VII. 11: La hauteur de l'appareil d'appui et des bossages. ....	174
Figure VII. 12: Définition du souffle . ....	175
Figure VII. 13: Composante du souffle . ....	175
Figure VII. 14: Joint de chaussée à pont appuyé . ....	178

# **Introduction générale**

Le projet de fin d'étude (PFE) est l'aboutissement de la formation d'un Ingénieur en Génie Civil. Ce dernier a pour vocation la mise en application de l'ensemble des connaissances déjà acquise durant le cursus.

Le mémoire, est la transition finale, entre la formation universitaire et le métier d'Ingénieur. C'est à la fois un travail en profondeur sur un sujet précis, et un test de capacité pour se montrer rigoureux, efficace et productif.

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette dernière a engendré une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile. Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier, parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art dans laquelle les ponts occupent une place indispensable.

D'une façon générale on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas on distingue : pont route, pont rail.

En quelques décennies, la construction des ponts a considérablement progressé, grâce à une utilisation intelligente et une mise en œuvre maîtrisée de matériaux nouveaux, tel que le béton précontraint qui est la plus importante innovation du 20<sup>ème</sup> siècle.

Le thème de notre mémoire est l'Etude d'un tablier de pont en béton précontraint construit par encorbellement successif. Il nous a été proposé par le Bureau d'Etude AFR-Conseils, à CHERAGA. C'est un viaduc de longueur 160 m qui s'inscrit dans le volet ouvrage d'art du projet de l'évitement de la ville de BOUMERDESS sur 10 Km (CW146-SGHIRAT-RN24).

Le plan de travail adopté est le suivant :

Le 1<sup>er</sup> chapitre a été consacré à la présentation de l'ouvrage avec ses différents profils, ainsi qu'à la description de la technique de construction par encorbellement. Nous avons par la suite calculé les caractéristiques des matériaux de construction choisie pour notre ouvrage.

Le 2<sup>ème</sup> chapitre a porté sur le choix du type du caisson et le pré-dimensionnement de la section transversale du tablier, nous avons évalué après les caractéristiques géométriques et mécaniques des caissons.

Dans le 3<sup>ème</sup> chapitre, nous avons déterminé les différentes charges et surcharges routières agissant sur notre ouvrage en se basant sur le R.C.P.R. La modélisation du pont a été faite par le logiciel ROBOT STRUCTURAL.

Dans le 4<sup>ème</sup> chapitre, on a évalué les différentes sollicitations en phase de construction ainsi que leurs effets, pour la détermination du moment maximum qui servira de calculer le câblage de fléau. Ensuite on a dimensionné les câbles de clouage, afin de solidariser le voussoir avec la pile et éviter le basculement du fléau.

Après exploitation des résultats de la modélisation, on a fait l'étude de la précontrainte et de l'effort tranchant en chapitre Cinq, ainsi que les vérifications de contrainte en phase de construction et de service.

Le 6<sup>ème</sup> chapitre a été consacré à la modélisation du voussoir à l'aide du logiciel ROBOT STRUCUTRAL afin d'entamer l'étude transversale et déterminer le ferrailage passif du caisson.

Le 7<sup>ème</sup> chapitre a porté sur le choix du type et dimensionnement de l'appareil d'appui, ainsi que le type de joint de chaussée en fonction du souffle calculé.

Nous finirons notre travail par une conclusion générale.

# Chapitre I

## Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques des matériaux



**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. Elle doit satisfaire un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service d'utilisateur pour tous ; en intégrant des exigences de qualité architecturale et esthétique.

L'étude d'un projet est conduite par un Ingénieur, possédant une bonne connaissance des diverses variantes, de leur pré-dimensionnement et de leur exécution ainsi que du choix des matériaux de construction qui conditionne en grande partie le calcul du pont.

**1. Présentation de l'ouvrage :**

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude a été proposé par la direction des travaux publics de la WILAYA de BOUMERDES.

C'est un pont-route, qui s'inscrit dans le projet de l'évitement de la ville de BOUMERDES CW146-RN24, entre TIDJELABINE et SGHIRAT situé au PK11+470.

Ce projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un tablier de pont construit en encorbellement successif en béton précontraint, de 160m de longueur, composé de 3 travées, dont deux travées de rives de 44m et une travée centrale de 72m qui franchit un OUED.

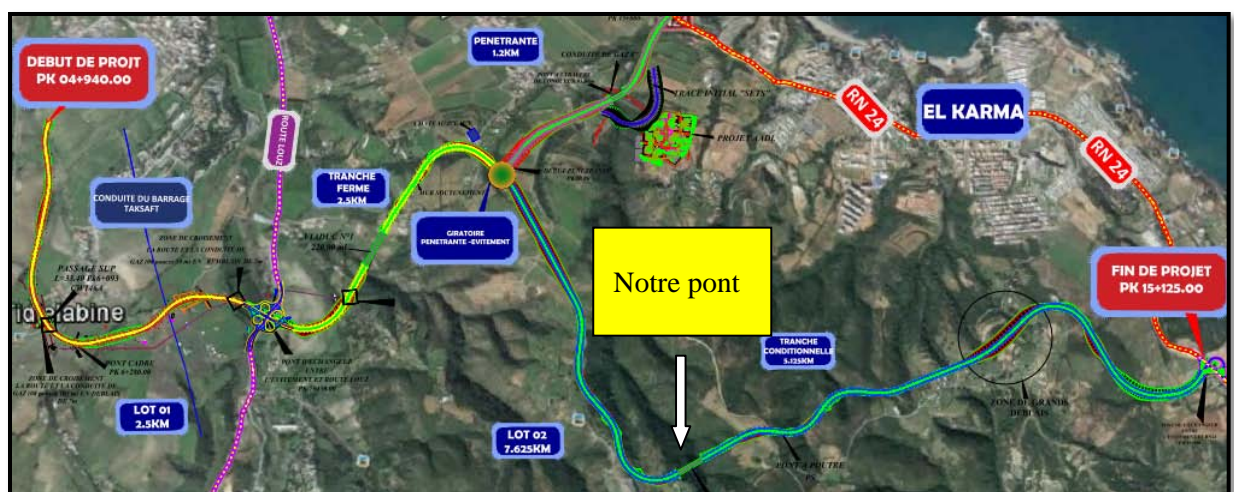


Figure I. 1. Plan de situation de l'ouvrage.

1.1. Données géométriques :

1.1.1. Tracé en plan :

L'ouvrage est en alignement droit sur toute sa longueur et ses abords, et ne présente aucun angle de biais.

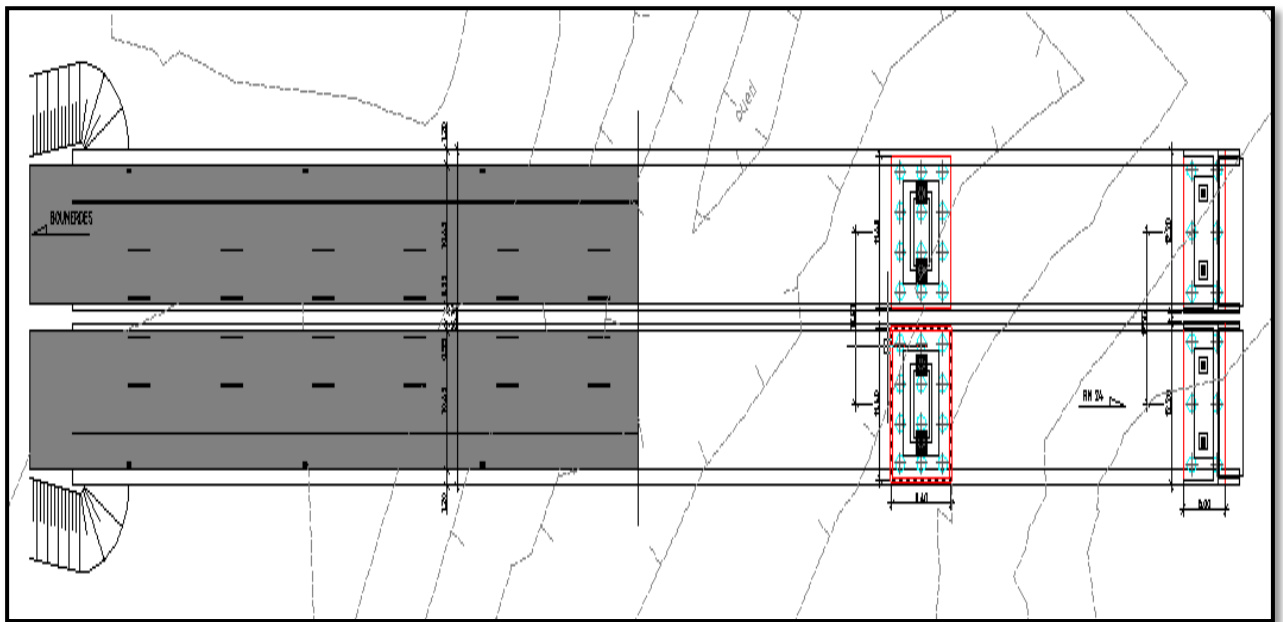


Figure I. 2 . Tracé en plan.

1.1.2. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan. Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de 2.9%.

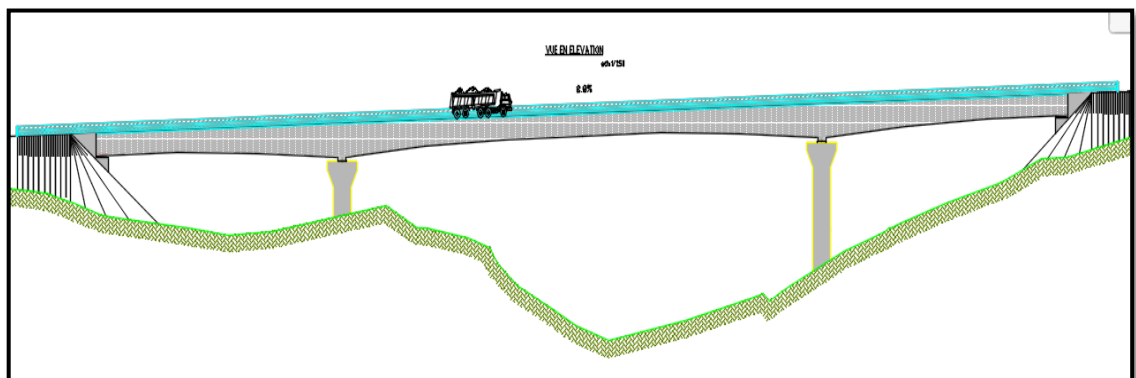


Figure I. 3. Profil en long.

### 1.1.3 Profil en travers :

Dès l'étude d'avant-projet, il est nécessaire de connaître la largeur de la chaussée, la largeur des trottoirs et la largeur roulable, avant l'établissement de l'avant-projet détaillé. Ce projet contient deux chaussées unidirectionnelles à deux sens opposés, donc il s'agit de l'étude d'un des deux viaduc jumelés mais avec deux tabliers distincts séparés par un vide.

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- ❖ Largeur totale :  $L_t=12.2$  m.
- ❖ Largeur roulable :  $l_r = 10.45$  m.
- ❖ Largeur chargeable :  $l_s =9.95$ m.
- ❖ Nombre de voies de circulations = 3 voies.
- ❖ La pente du versant : une pente de 2.5%.
- ❖ Un trottoir de 1.20mde largeur.

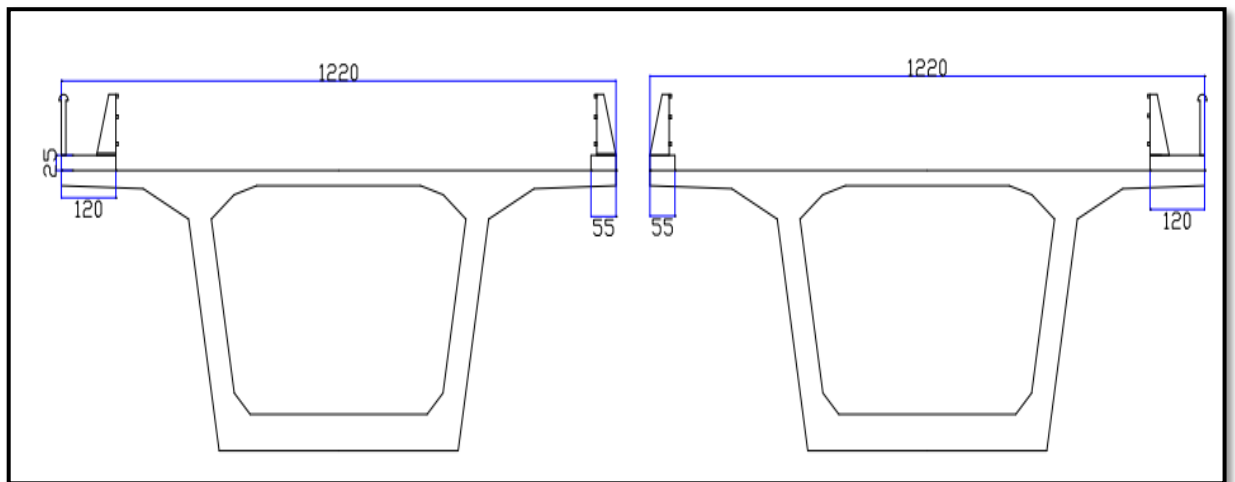


Figure I. 4. Profil en travers.

### 1.2 Données géotechniques :

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, car elles jouent un rôle dans la détermination du type de fondation des appuis. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées du terrain naturel.

Le terrain du projet est homogène, les formations rencontrées sont :

- ✚ Une couche superficielle de limon argileux sableux.
- ✚ Une couche micashiste altéré.
- ✚ L'ensemble repose sur une couche rigide d'un micashiste compact.

La densité humide est de : 1,83 à 2,21 t/m<sup>3</sup>

### **1.3. Données sismologiques :**

La Wilaya de BOUMERDES est classée en zone III (très élevée). Notre ouvrage s'inscrit dans le groupe d'usage 2 (pont important : routes express ). Donc un coefficient d'accélération de zone :  $A=0,3$  [3].

### **1.4. Données climatiques :**

#### **1.4.1. Temperature :**

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, ils ont leurs effets au niveau des joints et des appareils d'appui. A défaut de justification plus précise, on adopte les variations de températures suivantes : Algérie de nord +35°C et -15°C [2].

#### **1.4.2. Vent :**

Les efforts engendrés sur ces structures par le vent, sont fixés par le RCPR[2]. Donc on prend une surcharge du vent répartie de :

- ✓ 1.25 KN/m<sup>2</sup> en cours de réalisation.
- ✓ 2 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en service.

### **1.5. La construction par encorbellement :**

#### **1.5.1. Historique :**

L'idée de la construction par encorbellement est très ancienne, on construisait des ponts en bois en avançant des troncs d'arbre à partir des deux rives de la brèche à franchir.

Plusieurs ouvrages de ce type ont été retrouvés dans plusieurs régions (Himalaya, Caucase, chine...), le même principe a été exploité pour la construction des fausses voûtes en pierre.

Mais ce n'est qu'en 1950, en Allemagne avec le développement de la technique du béton précontraint, que la construction par encorbellement successif a pris naissance dans sa forme moderne.

### **1.5.2. Technique de construction :**

La construction par encorbellement consiste à réaliser le tablier en console au-dessus du vide, sans l'aide d'échafaudage, en opérant par tronçon successif dit voussoir, et en faisant supporter à la partie déjà réalisée le poids des tronçons suivants.

La construction des consoles peut être effectuée à partir des piles et à partir des culées [4]:

- ✚ A partir des piles, on peut procéder symétriquement (c'est le cas le plus fréquent) afin de ne pas soumettre ces dernières à des moments renversant. On construit d'abord le voussoir sur pile, puis de part et d'autre, on réalise les autres voussoirs successivement, avec mise en tension des câbles de précontraintes qu'on appelle câbles de fléau, la double console ainsi obtenue et appelée fléau.

Une fois la construction des fléaux terminée, on les solidarise par clavage, et on obtient ainsi la construction complète.

Dans certains cas, il peut être intéressant d'effectuer la construction dissymétrique par rapport aux piles. Ce résultat peut être obtenu de différentes façons :

- Utilisation d'appuis provisoires ou palés provisoires supplémentaires.
- Bétonnage de certains partis de tablier sur cintres servant de contrepoids à celle qui sont construites par encorbellement.
- Lestage de l'extrémité d'une des consoles de rive (placé un contre poids).
- Ancrage de l'extrémité d'une des consoles de rive au moyen de tirants précontraints.

✚ La construction à partir des culées sollicite celle-ci à des moments de renversements très importants qui peuvent être équilibrés :

- Utilisation d'appuis provisoires.
- Solidarisation du tablier par ancrage au niveau des culées, ou en équilibrant la structure par une culée contre poids.

Il existe deux modes de construction, soit en utilisant des voussoirs préfabriqués, ou coulés sur place :

#### ✚ Voussoir préfabriqué :

Ce mode de construction est intéressant dans le cas où l'ouvrage est important, pour un délai d'exécution minimum. Il présente les avantages suivants :

- La vitesse de réalisation.
- La facilité du contrôle de la qualité du béton et sa mise en œuvre (possibilité de vibration), ce qui donne des éléments résistants et plus légers et laisse au béton le temps de durcir et d'effectuer son retrait avant la mise en tension.

Afin d'assurer un bon assemblage, on colle les deux voussoirs par de la résine époxyde, et on ménage au niveau des âmes des clés de cisaillement qui empêchent le glissement relatif entre voussoirs.

La pose de ses voussoirs se fait soit par :

- Utilisation des poutres de lancement :

Les poutres de lancement sont fabriquées en charpentes métalliques, où les voussoirs sont glissés jusqu'à l'endroit de l'emplacement. C'est la méthode la plus répandue.

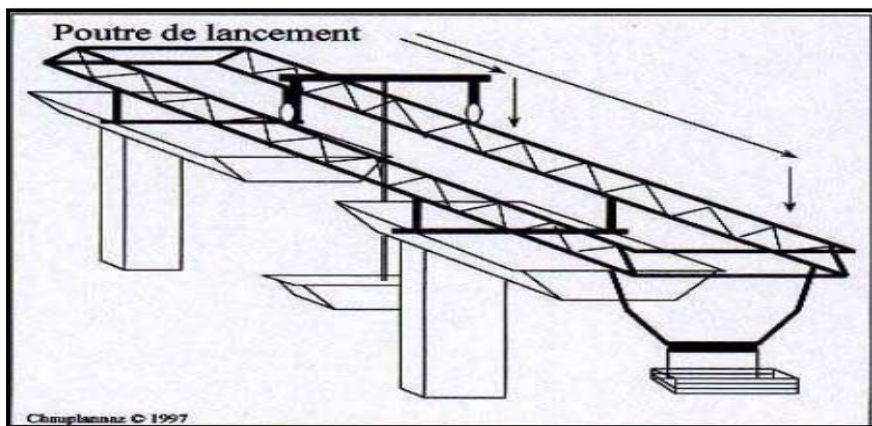


Figure I. 5. Poutre de lancement.

- Utilisation d'un portique sur rail :

Les rails ne reposent pas directement sur les piles, elles glissent sur des poteaux formant un portique, leur objectif est le même que celui de la poutre de lancement.

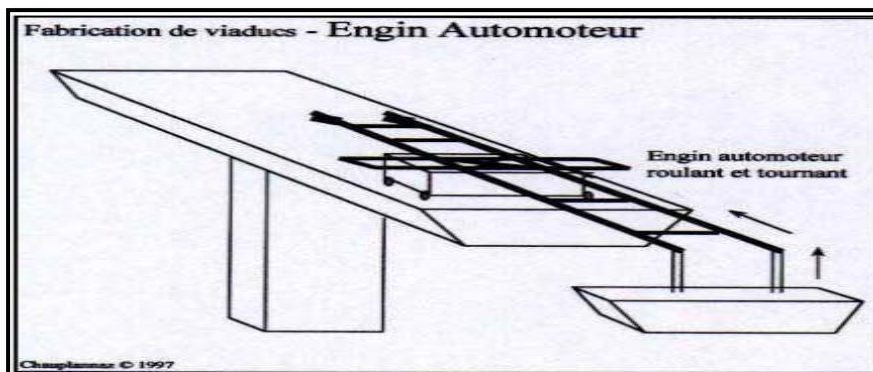


Figure I. 6. Portique sur rail.

#### ✚ Voussoir coulé sur place :

Ce procédé consiste à couler le béton en place à partir du voussoir sur tête de pile coulé en premier, en montant de chaque côté de ce voussoir de tête un équipage mobile permettant de couler successivement et symétriquement les autres voussoirs en porte à faux jusqu'à la rencontre du fléau voisin ou de la partie coulé sur cintre.

Plusieurs procédés peuvent être utilisés selon qu'un voussoir en cours de bétonnage est supporté par :

- Un échafaudage se déplaçant sur le sol ou sur une estacade en rivière.
- Un équipage mobile porté par le tablier, qui doit jouer deux rôles :
  - Assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace.
  - Supporter le poids du voussoir avant durcissement du béton et solidarisation par précontrainte à l'élément précédent.

Ce dernier procédé étant le plus fréquent.

L'inconvénient des voussoirs coulés sur place est la limitation de la vitesse d'avancement.

### 1.5.3. 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 locales suivantes [4] :

- ✚ Ouvrages comportant des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes.
- ✚ Rivières à crues violentes et soudaines.
- ✚ Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction.
- ✚ 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.
- ✚ 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.

Le domaine d'application de ce type de pont couvre couramment les portées de 90m à 200m.

La figure ci-dessous nous montre le domaine d'emploi des différents types de ponts :



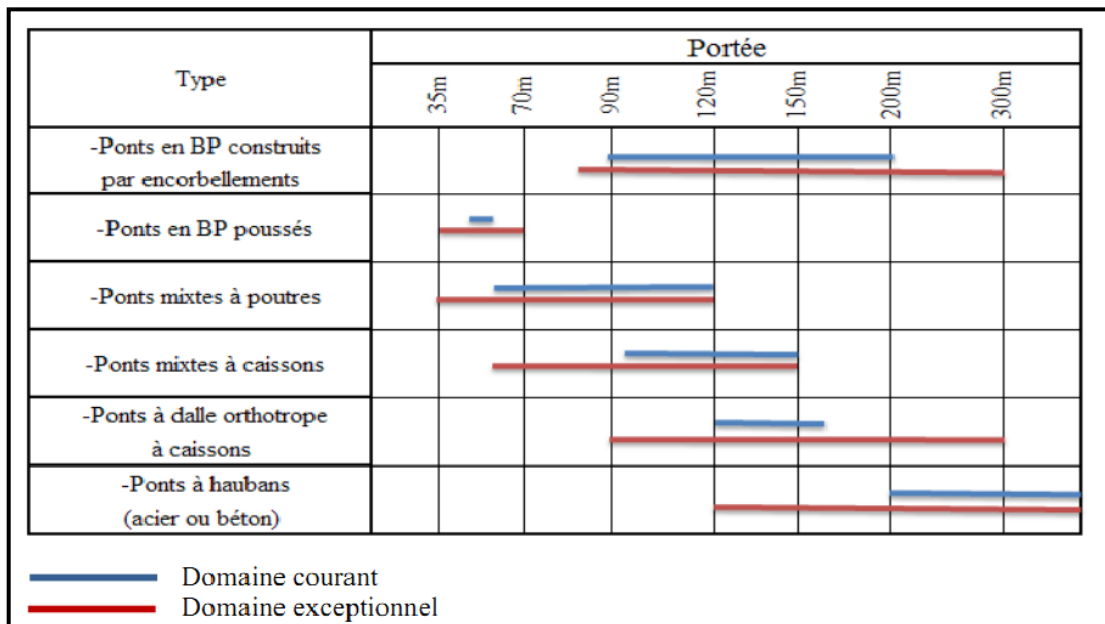


Figure I. 7. Domaine d'emploi des différents types de ponts [1].

La Cinématique de construction choisie pour notre ouvrage est la suivante [11] :

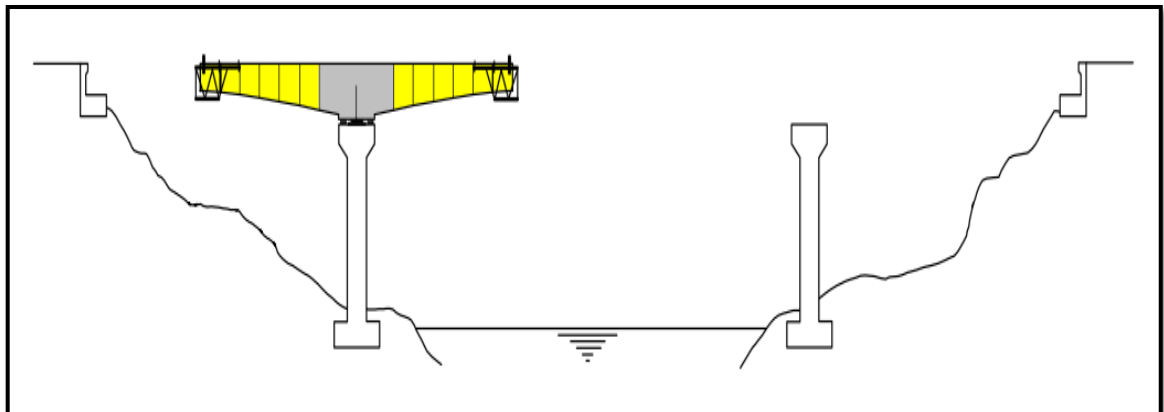


Figure I. 8. Construction de fléau sur pile.

- Construction de chaque fléau sur pile. Après bétonnage du voussoir sur pile, les voussoirs courants sont bétonnés dans les équipages mobiles accrochés de chaque côté du fléau. Dès que le béton a atteint la résistance nécessaire, une ou deux paires de câbles de fléau sont tendus et les équipages sont avancés d'un voussoir, jusqu'à achèvement du fléau.

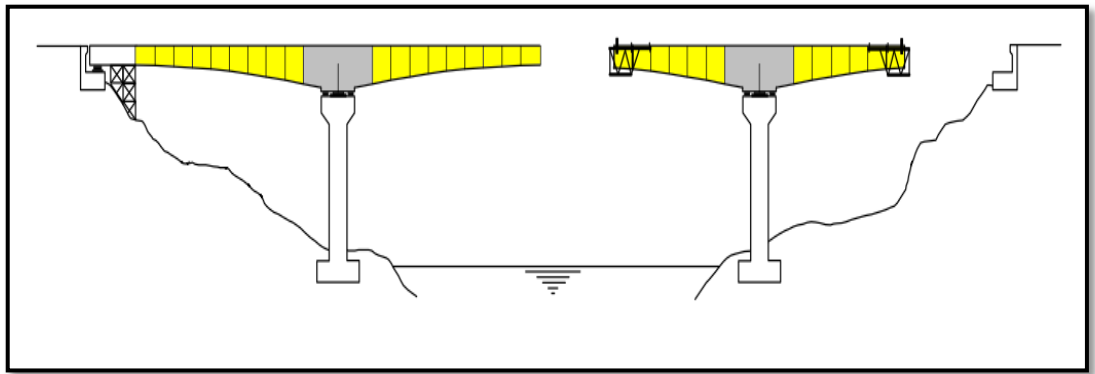


Figure I. 9. Bétonnage des travées de rive.

- Bétonnage sur chaque rive des parties coulées sur cintre, qui complètent les travées de rive.

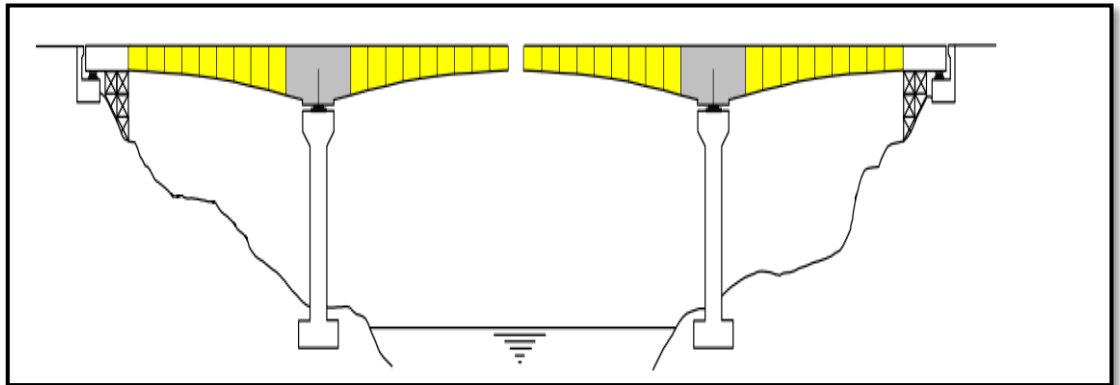


Figure I. 10. Bétonnage du clavage central.

- Bétonnage du clavage central.

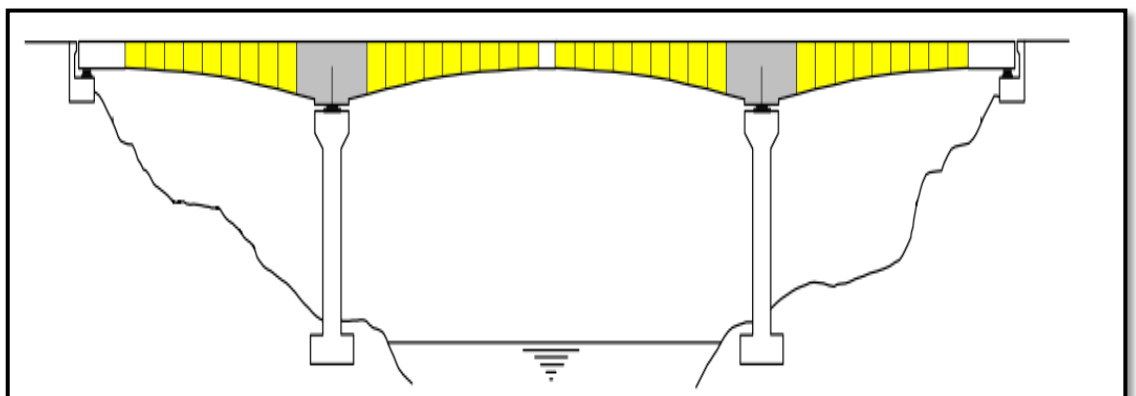


Figure I. 11. Pose des équipements sur la structure.

- pose des équipements, sur la structure.

### 2. Caractéristiques des matériaux :

Les calculs suivants ont été faits conformément aux :

- ✚ Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites [7].
- ✚ Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites [8].

#### 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.

##### ✚ Dosage :

Le dosage du ciment est de 450 kg/m<sup>3</sup>.

##### ✚ La densité :

La masse volumique de béton armé  $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$

#### 2.1.2. Résistance à la compression :

Pour  $j$  jours la résistance caractéristique à la compression sera :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau I. 1. Résistance à la compression.

	Superstructure	Infrastructure
$f_{c28}(\text{MPa})$	40	27

**2.1.3. Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction.

La résistance à la traction ( $f_{tj}$ ) est définie à partir de ( $f_{cj}$ ).

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

Tableau I. 2. Résistance à la traction.

	Superstructure	Infrastructure
$f_{t28}(\text{MPa})$	3	2.2

**2.1.4. Contraintes admissibles de compression du béton :**

A l'Etat Limite Ultime (ELU) :  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_h}$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à :

« 1 » lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h ;

« 0.9 » lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

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

**Tableau I. 3.** Contrainte admissible de compression du béton (ELU).

	Situation	Superstructure	Infrastructure
$f_{bu}$ (MPa)	Durable $\gamma_b = 1.5$	22.66	15.3
	Accidentelle $\gamma_b = 1.15$	29.5	19.95

A L'Etat Limite de Service (ELS) : La contrainte de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 0,5f_{c28} & \text{en service} \\ 0,6f_{c28} & \text{en construction} \end{cases}$$

**Tableau I. 4.** Contrainte admissible de compression du béton (ELS).

$\sigma_{bc}$ (MPa)	Superstructure	Infrastructure
En service	20	13.5
En construction	24	16.2

**2.1.5. Module de déformation longitudinale :**

**a. Module de déformation instantané :**

Pour une courte durée <24 heures  $\implies E_{ij} == 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} (MPa)$

**b. Module de déformation différé :**

Pour une longue durée  $\implies E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} (MPa)$

**Tableau I. 5.** Module de déformation longitudinale.

	Superstructure	Infrastructure
$E_{ij}$	37619.47	33000
$E_{vj}$	12653.82	11000

2.1.6. Module de déformation transversale :

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

Tableau I. 6. Module de déformation transversale.

	Superstructure	Infrastructure
Non fissuré (ELS)	15674.77	13750
Fissuré (ELU)	18809.73	16500

2.1.7. Coefficient de poisson :

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

Nous retiendrons pour le calcul de béton précontraint les valeurs :

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{pour un béton non fissuré (ELS)} \\ 0 & \text{pour un béton fissuré (ELU)} \end{cases}$$

2.1.8. Diagramme contrainte-déformation du béton :

Pour le calcul des sections on peut utiliser le diagramme parabole-rectangle suivant :

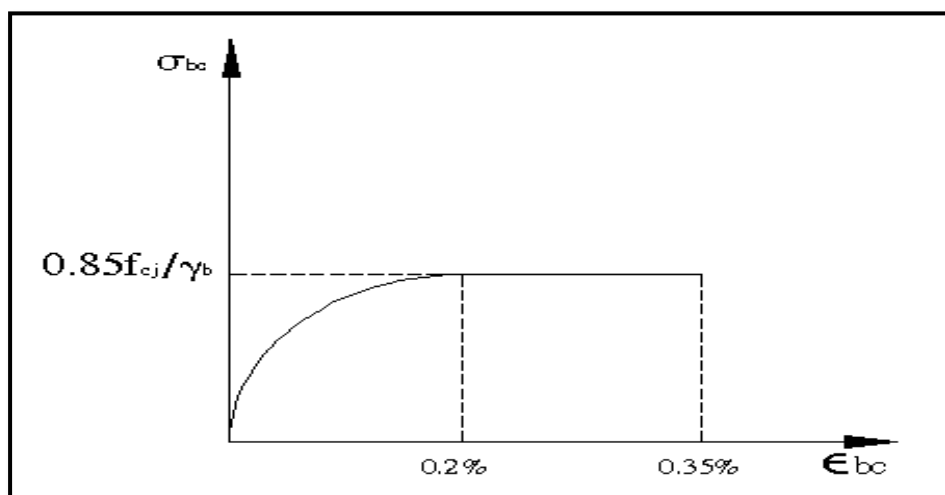


Figure I. 12. Diagramme contrainte-déformation du béton.

### 2.2. Acier :

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

- ✓ Les aciers actifs : pour la précontrainte.
- ✓ Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.

#### 2.2.1 Aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de nuance Fe E400.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier, appelé Module de Young :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

a) **Contrainte limite (ELU) :**

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

Avec :

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles} \end{cases} \quad \begin{matrix} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \end{matrix}$$

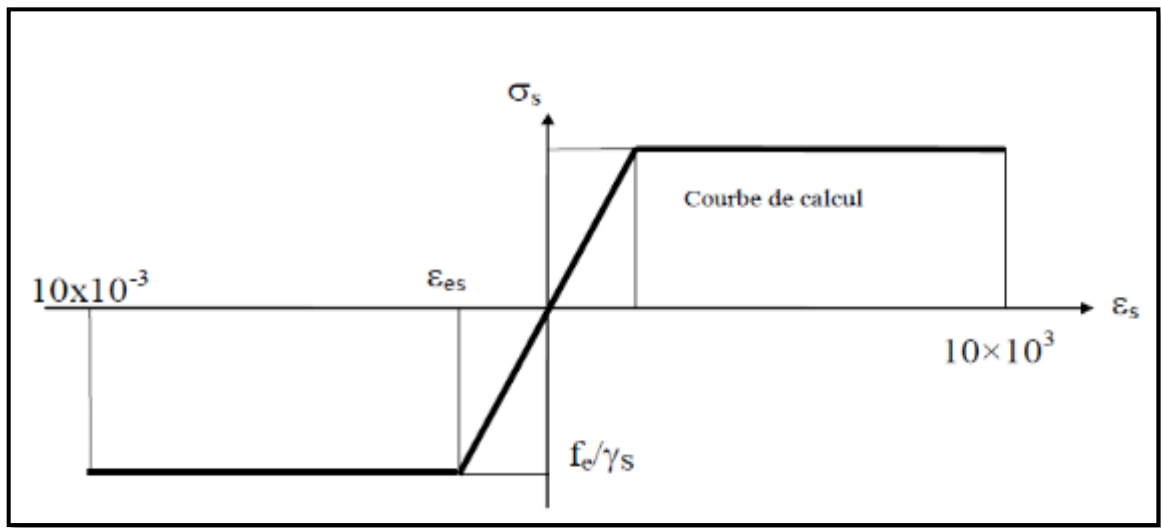


Figure I. 13. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

b) Contrainte limite (ELS) :

Tableau I. 7. Contrainte limite (ELS).

Etat considéré	ELS	Superstructure	Infrastructure
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation des contraintes	/	/
Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \text{Max}(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ Ou $\eta=1$ pour RL et 1.6 pour HA	$\sigma_s = \text{Min}(266.67 ; 241)$ $\sigma_s = 241 \text{ MPa}$	$\sigma_s = \text{Min}(266.67 ; 206.3)$ $\sigma_s = 206.3 \text{ MPa}$
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = \text{Max}(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$	$\sigma_s = \text{Min}(200 ; 197.18)$ $\sigma_s = 197.18 \text{ MPa}$	$\sigma_s = \text{Min}(200 ; 168.85)$ $\sigma_s = 168.85 \text{ MPa}$

2.2.2. Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres,



torons. La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

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

Caractéristiques des aciers actifs :

- ✚ Unité de précontrainte : 12 torons
- ✚ Classe 1770MPa
- ✚ Section de 1T15S = 150mm<sup>2</sup>
- ✚ Diamètre 15.7mm
- ✚ Force élastique garantie  $f_{peg} = 236\text{KN}$
- ✚ Force de rupture garantie  $f_{prg} = 265\text{KN}$
- ✚ Tension à l'origine  $P_0 = 212\text{KN}$
- ✚ Pour un toron 12T15  $P_0 = 2544\text{KN}$
- ✚ Diamètre de la gaine  $\Phi = 80\text{mm}$ .

### CONCLUSION :

Notre ouvrage est un pont construit en encorbellement successif en béton précontraint, coulé sur place, d'une longueur de 160 m. Dont les caractéristiques des matériaux sont :

✚ BETON :

Superstructure :  $f_{c28} = 40\text{ MPa}$ .

Infrastructure :  $f_{c28} = 27\text{ MPa}$ .

✚ ACIERS :

Actif : 12T15

Passif : FeE400

# Chapitre II

## Pré- dimensionnement et Caractéristiques mécaniques

## INTRODUCTION :

Les importants porte -a- faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui a conduit les projeteurs à adopter des sections en forme de caisson.

### 1. Pré-dimensionnement du tablier :

#### 1.1 Choix du type de voussoir :

Pour des largeurs de tablier inférieur à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine [1].

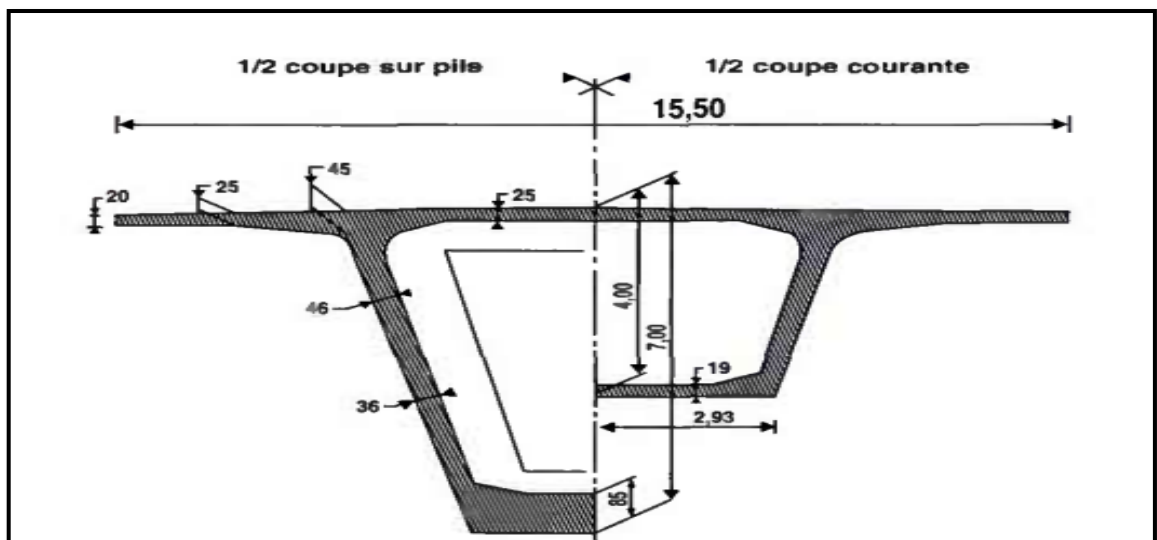


Figure II. 1. Caisson simple mono cellulaire.

Jusqu'à 15 ou 16m de largeur le hourdis supérieur et en béton armé, Au de là, il est fréquemment précontraint transversalement par des câbles de faible puissance. Nous pouvons disposer par exemple 3 ou 4 mono-torons T15 cirés ou graissés par mètre, ou 3 ou 4 câbles 4T15S par voussoir de 3,5 à 4 m [1].

Ce type de caisson autorise toutes les lois de variation de la hauteur du tablier (constante, parabolique,...)

Pour notre ouvrage, la largeur du tablier est de 12,2 m donc on a choisi un mono caisson simple à double âmes.

### 1.2 Pré-dimensionnement de la section longitudinale :

Au-delà de 65m ou 70m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable [1].

La hauteur minimale est de 1,6 m, afin de permettre la circulation à l'intérieur de la poutre caisson pour l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontraint et la surveillance de l'ouvrage.

La longueur de tablier de l'ouvrage est de 160 m, qui est constitué de 3 travées réparties de la façon suivante :  $44\text{m}+72\text{m}+44\text{m}= 160 \text{ m}$ .

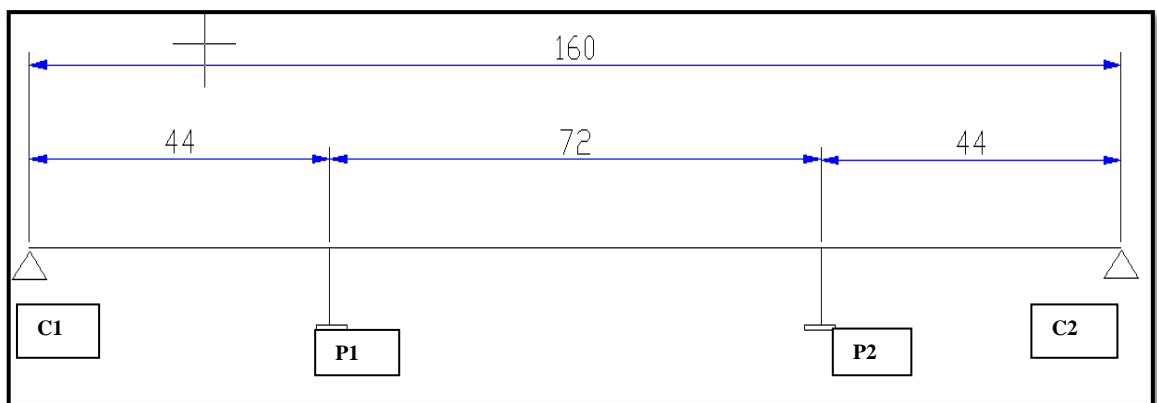


Figure II. 2. Répartition des travées.

La figure ci-après montre les notations des différents éléments constitutifs d'un caisson courant mono cellulaire :

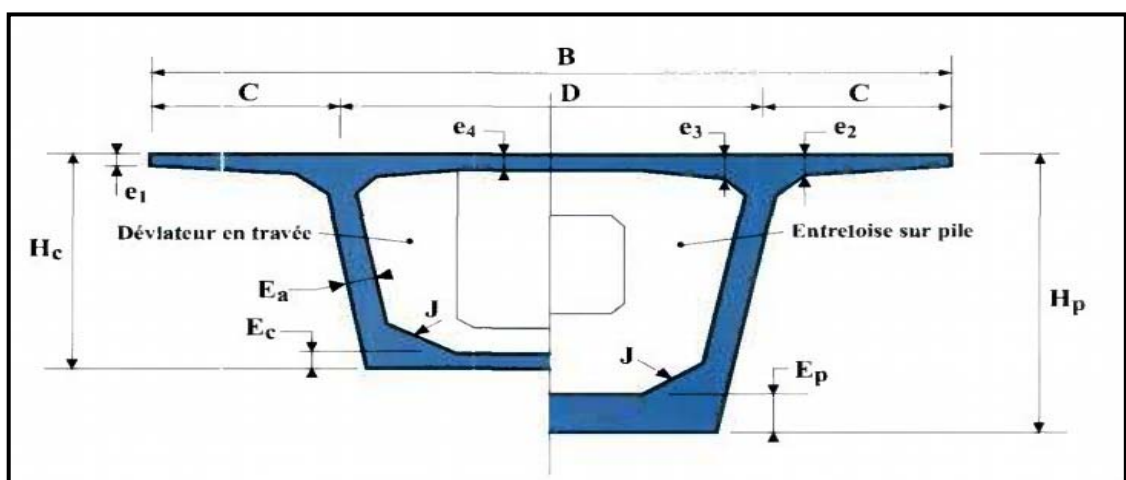


Figure II. 3. Section transversale d'un mono-caisson [1].

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 12,2 \text{ m (largeur totale)} \\ D = \frac{B}{2} = 6,1 \text{ m (entre axe des ames)} \\ C \approx \frac{B}{4} = 3,05 \end{array} \right. \quad [1]$$

- Hauteur du voussoir :

La hauteur du voussoir sur pile est calculée comme suit : [1]

$$\frac{L}{H_p} = 14 + \frac{L}{45}$$

La hauteur du voussoir sur clé est calculée comme suit : [1]

$$\frac{L}{H_c} = 19 + \frac{L}{7}$$

Où L est la portée déterminante qui est de 72 m pour P<sub>1</sub> et P<sub>2</sub>.

**Tableau II. 1.** Hauteur des voussoirs sur pile et sur clé.

	Travée centrale	Travée de rive
Hauteur sur pile H <sub>p</sub>	4,61	4,61
Hauteur sur clé H <sub>c</sub>	2,45	2,45

### 1.3 Pré-dimensionnement de la section transversale :

#### 1.3.1. Hourdis supérieur :

- ✚ L'épaisseur e<sub>1</sub> à l'extrémité des encorbellements dépend du dispositif de retenue choisit pour une barrière normale type BN4 elle est au minimum 24 cm.

On prend e<sub>1</sub> = 25 cm.

- ✚ L'épaisseur e<sub>2</sub> est comprise entre  $\frac{1}{7}l$  et  $\frac{1}{8}l$  de la largeur de l'encorbellement l qui est de 2,35 m

$$\frac{1}{8}l < e_2 < \frac{1}{7}l \quad \text{On prend } e_2 = 30 \text{ cm.}$$

- ✚ L'épaisseur moyenne e<sub>4</sub> du hourdis d'un caisson est comprise entre (22cm et 26 cm)

On prend e<sub>4</sub> = 25 cm.

- ✚ A l'encastrement la valeur de l'épaisseur e<sub>3</sub> est estimée à :  $0,1 + \frac{D}{25}$ , vérifiant aussi les expressions suivantes : e<sub>3</sub> > e<sub>2</sub> - 0,1 et e<sub>3</sub> > 1,5e<sub>4</sub>

$$\begin{cases} 0,1 + \frac{D}{25} = 0,344 \text{ m} \\ e_3 > e_2 - 0,1 = 0,2 \text{ m} \\ e_3 > 1,5 \times e_4 = 0,375 \text{ m} \end{cases} \quad e_3 = 0,4 \text{ m}$$

### 1.3.2. Épaisseur des âmes $E_a$ :

Le câblage est entièrement intérieur au béton, les câbles sont ancrés dans les âmes. Indépendamment des problèmes de résistance à l'effort tranchant, leur épaisseur est conditionnée par les possibilités de mise en place des organes d'ancrage [14].

Pour des 12T15 on a :  $E_a$  est au moins égale à 44cm.

Pour des largeurs inférieures à 15 m et des portées entre 70 et 170 m :

$$E_a = 0,26 + \frac{L}{500} = 40,4 \text{ cm.}$$

$$E_a = \begin{cases} 44 \text{ cm} \\ 40,5 \text{ cm} \end{cases} \quad E_a = 50 \text{ cm.}$$

Cette épaisseur reste constante entre le voussoir sur pile et le voussoir en clé.

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinés car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile. Les parements extérieurs des âmes sont aussi souvent de meilleures qualités lorsqu'elles sont inclinées. L'inclinaison couramment adoptée est comprises entre 10 et 30 %.

Pour une meilleure réalisation sur chantier on adopte une inclinaison de 10% [1].

### 1.3.3. Hourdis inférieur :

L'épaisseur du hourdis inférieur est maximale sur pile  $e_p$  et minimale à la clef  $e_c$ . Cette épaisseur reste constante et égale à cette dernière dans les parties coulées sur cintres [1].

Selon CALGARO [14] :

$$e_c \geq \max\left(18 \text{ cm}; 3 \Phi; \frac{E_a}{3}\right) \implies e_c \geq 24 \text{ cm}$$

On prend  $e_c = 25 \text{ cm}$ .

$e_p$  dépend de la hauteur du tablier :

- Pour une hauteur de tablier constante  $e_p = 2,5 \text{ à } 3 E_c$
- Pour une hauteur de tablier variable ce qui est notre cas  $e_p = 2 \text{ à } 2,5 e_c$

On prend  $e_p = 60$  cm.

Largeur du hourdis inférieur :

L'inclinaison des âmes est de 10% par rapport à la verticale donc un angle  $\alpha$  de  $10^\circ$ .

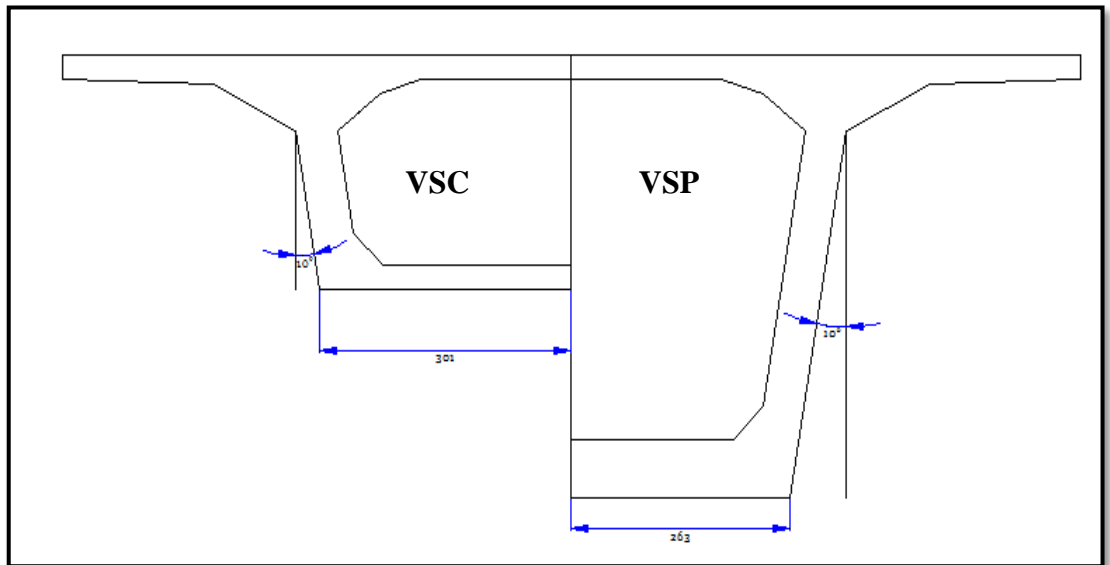


Figure II. 4. Inclinaison des âmes du caisson.

D'où la largeur des voussoirs :

- ✚ Largeur du voussoir totale sur clef :  $l_c = 6,02$  m.
- ✚ Largeur du voussoir totale sur pile :  $l_p = 5,26$  m.

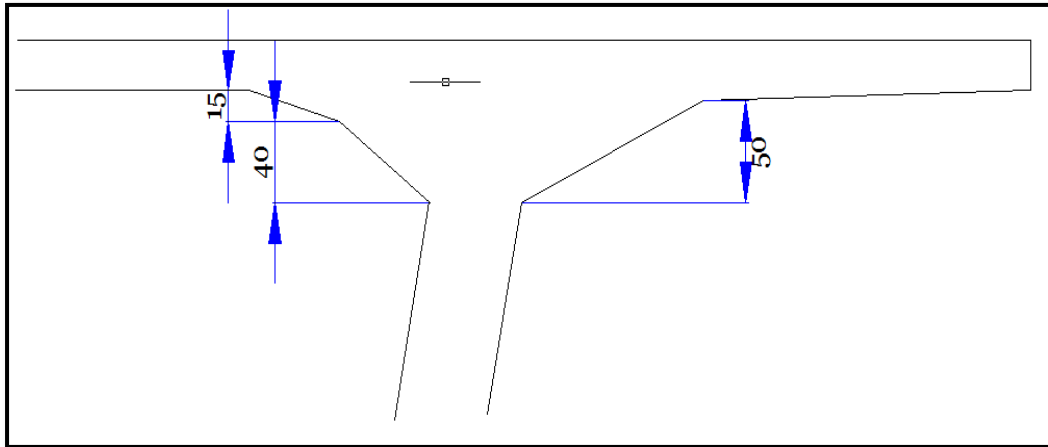
#### 1.3.4. Goussets supérieurs :

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,

Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle compris entre  $30^\circ$  et  $45^\circ$  pour faciliter le bétonnage.

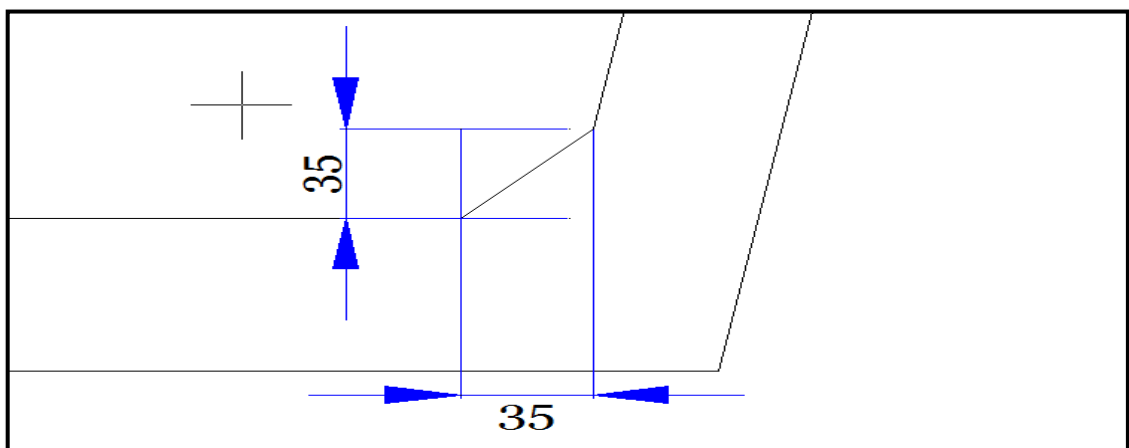
On prend un angle de  $45^\circ$ , avec des côtés de 50cm .Pour le contour extérieur, et pour des raisons purement esthétiques on prend deux côtés de **1m** et de **50cm**, voir la figure II.5 :



**Figure II. 5.** Coupe transversale du gousset supérieur.

### 1.3.5. Goussets inférieurs :

Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieurs.



**Figure II. 6.** Coupe transversale du gousset inférieur.

### 1.3.6. Caractéristiques géométriques des voussoirs :

Voici les différentes caractéristiques géométriques du voussoir sur pile et du voussoir sur clé.



a. Voussoir sur pile (VSP) :

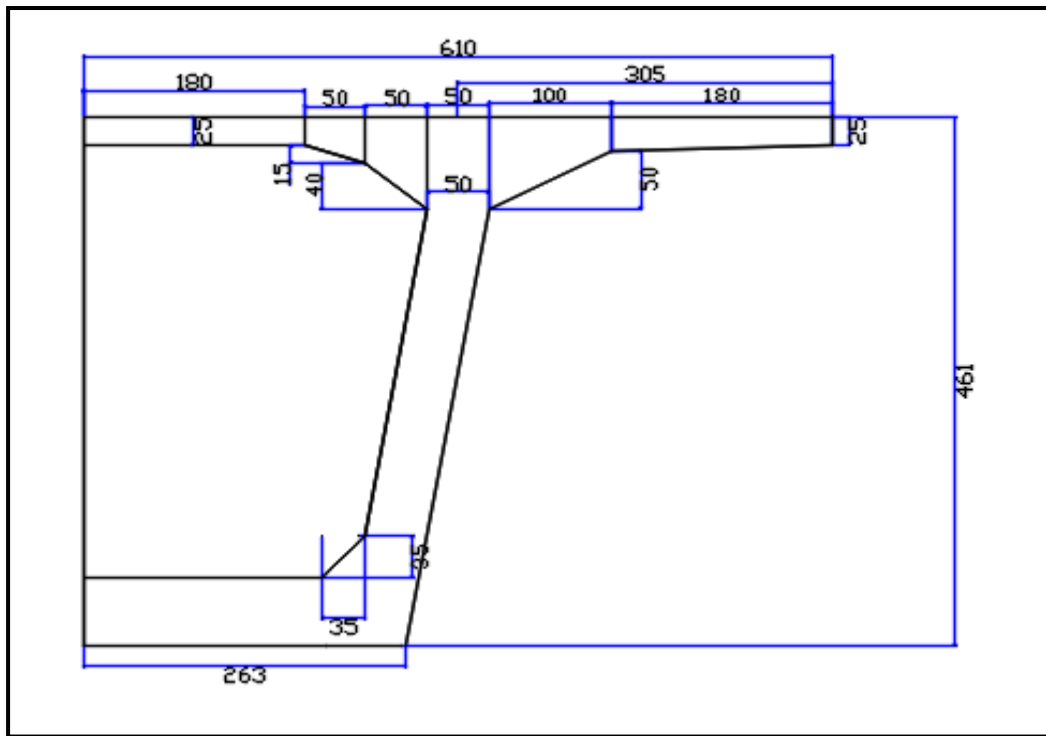


Figure II. 7. coupe transversale du voussoir sur pile.

b. Voussoir sur clé (VSC) :

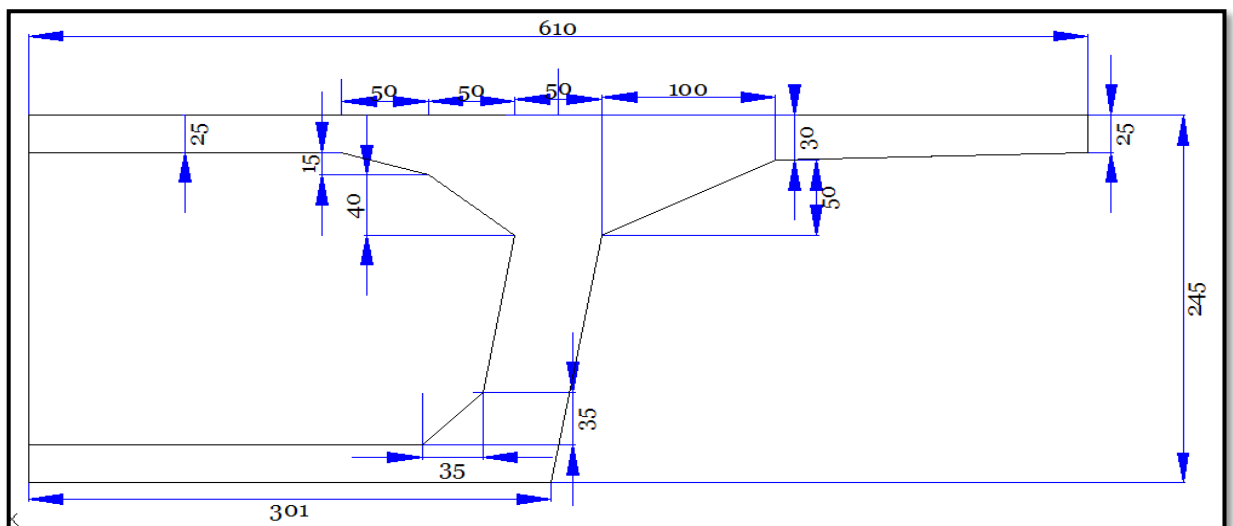


Figure II. 8. Coupe transversale du VSC

1.4. Découpage des voussoirs :

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages. C'est-à-dire des voussoirs de 2,5 m à 3m pour des ouvrages très larges

ou de grandes portées et des voussoirs plus longs de 3 à 4 m pour des ouvrages étroits ou de portée modeste [1].

✚ Pour les ouvrages coulés en place :

- le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins 8 m, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.
- La longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants, elle ne doit pas être trop petite afin d'éviter les difficultés de décoffrage intérieur de l'équipage. La longueur minimale est d'environ deux mètres.

Pour une portée intermédiaire de  $L=72$  m.

-La longueur du voussoir sur pile (VSP) est de :  $L_{(VSP)}= 9$  m.

-La longueur des voussoirs courants est de :  $L_{(Vcourant)}= 3,75$  m.

-La longueur du voussoir de clavage est de :  $L_{(Vclé)}= 3$  m.

La demi-portée est de 36 m.

$$36 - \frac{L_{Vpile}}{2} - \frac{L_{Vclé}}{2} = 36 - 4.5 - 1.5 = 30m$$

Le nombre de voussoirs courants (N) est de :  $\frac{30}{3.75}=8$  voussoirs.

### 1.5. Lois de variation des différents paramètres : $H(x)$ , $S(x)$ , $G(x)$ , $e(x)$ , $I(x)$ :

#### 1.5.1. La variation de la hauteur $H(x)$ :

L'intrados suit une variation parabolique à partir du voussoir sur pile jusqu'à une distance 30 m du côté de voussoir de la clef où la hauteur est égale :

$$H(x) = Hc + (Hp - Hc)\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

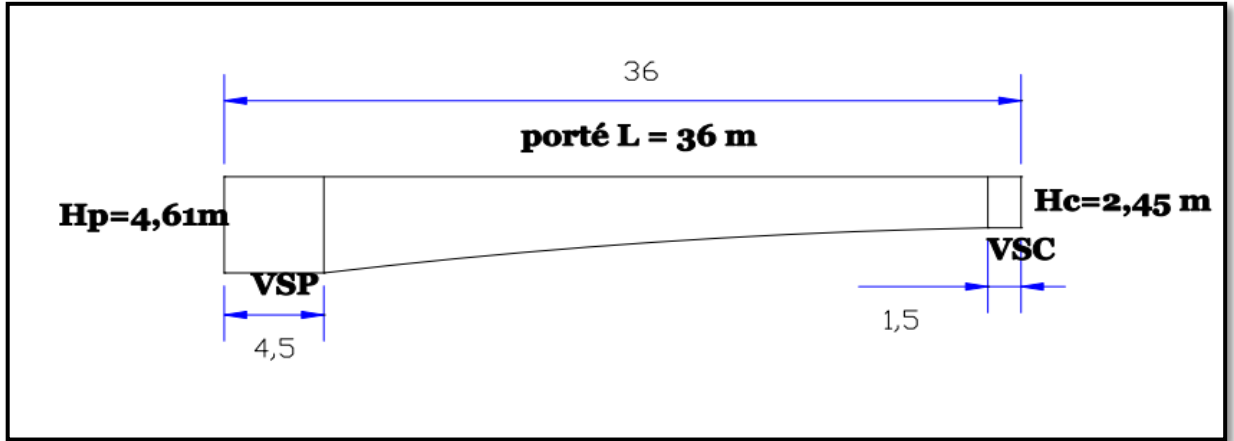


Figure II. 9. Variation de la hauteur  $H(x)$  du demi-fléau de la travée centrale.

1.5.2. La variation de l'épaisseur du hourdis inférieur  $e(x)$  :

Elle suit une loi de variation parabolique analogue à celle de  $H(x)$ .

$$e(x) = e_c + (e_p - e_c) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

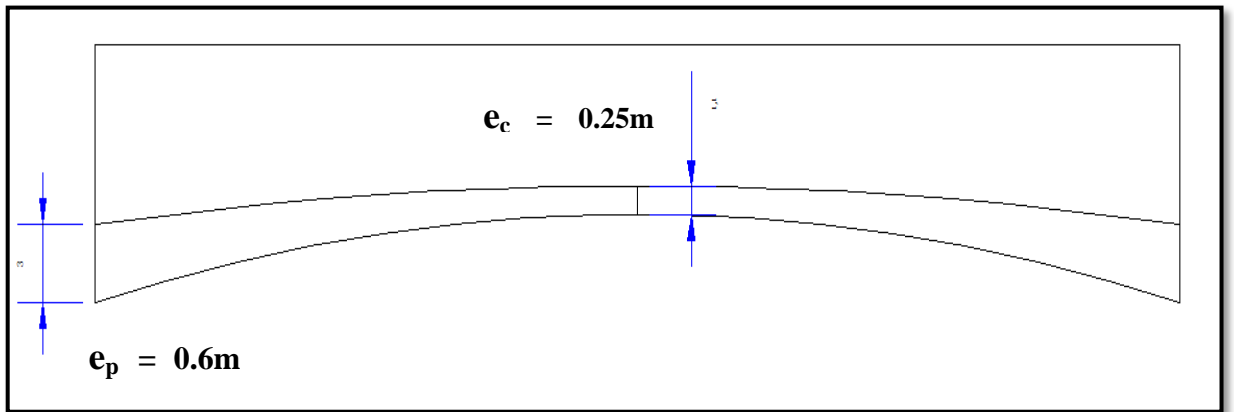


Figure II. 10. la variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieure  $e(x)$ .

1.5.3. La variation de la section  $S(x)$  [14] :

$$S(x) = S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

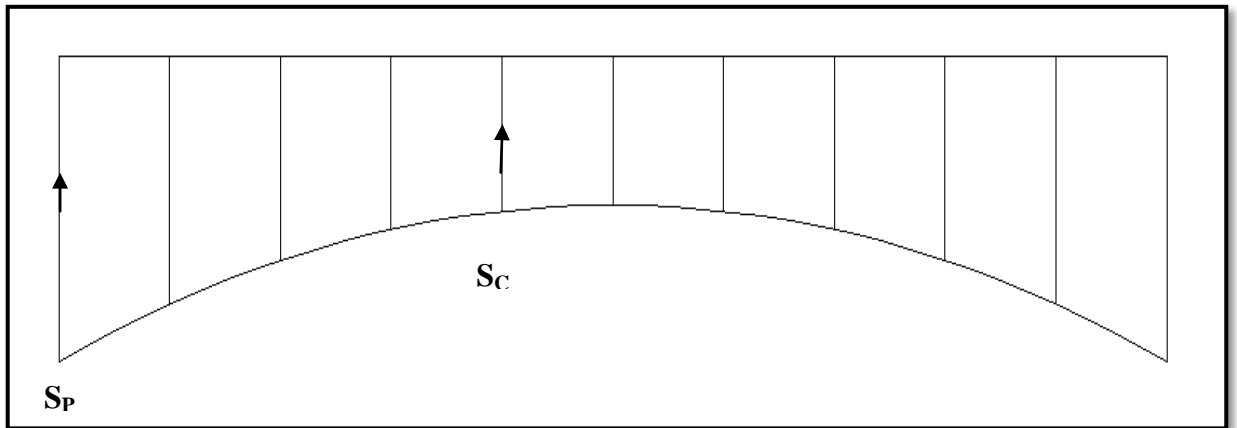


Figure II. 11. La variation de la section  $S(x)$ .

1.5.4. La variation du centre de gravité  $Z_g(x)$  :

La variation de centre de gravité de la section du voussoir :

$$Z_g(x) = Z_{gc} + (Z_{gp} - Z_{gc}) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

a. Sur pile :

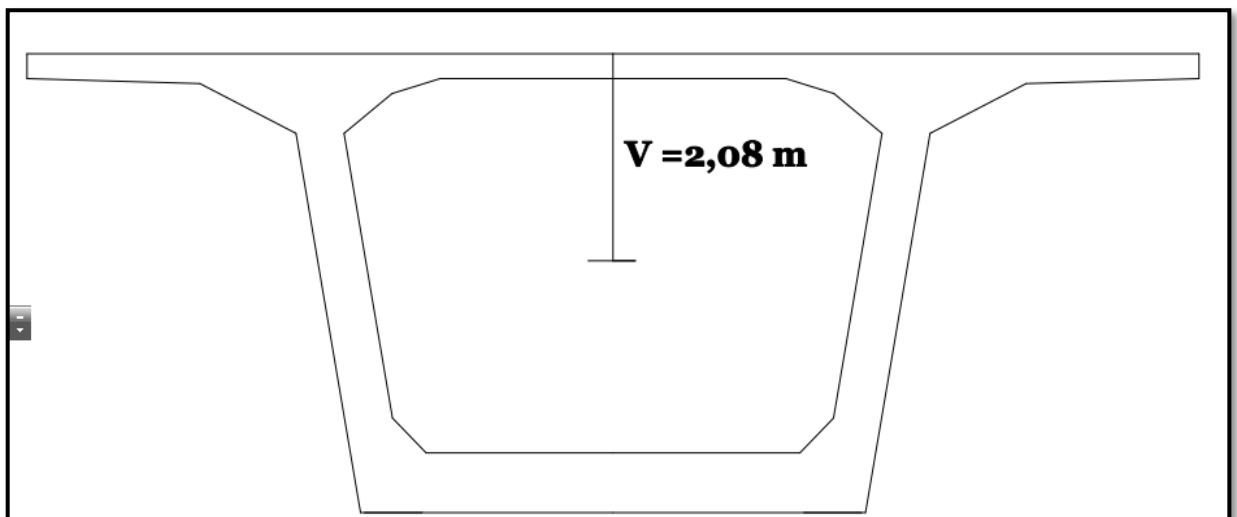


Figure II. 12. Centre de gravité de la section sur pile.

b. Sur clé :

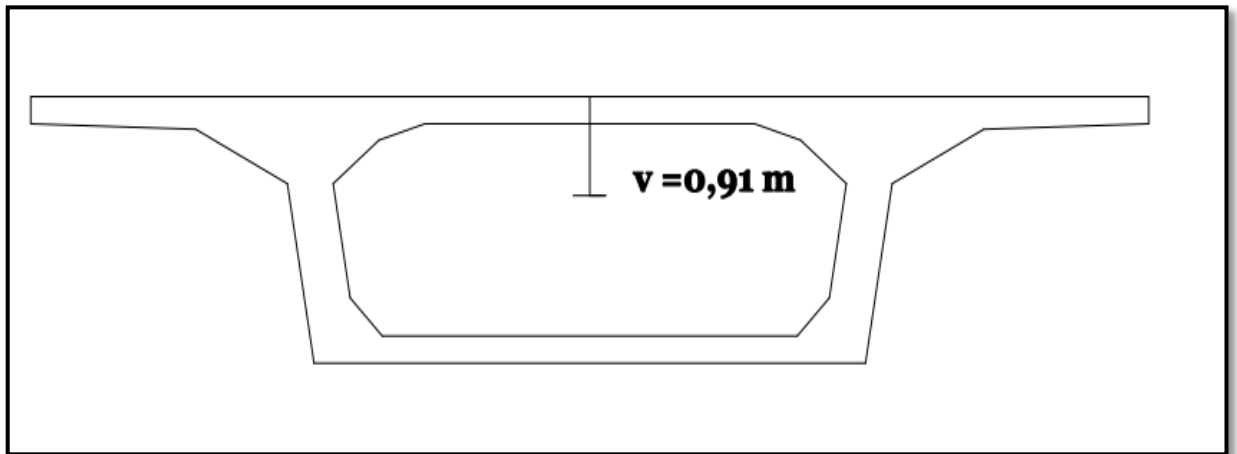


Figure II. 13. Centre de gravité de la section sur clé.

1.5.5. La variation de l'inertie I(x) :

On considère la loi de variation d'inertie suivante [11] :

$$I(x) = I_c \left( 1 + K \left( 1 - \frac{x}{l} \right)^2 \right)^{\frac{5}{2}}$$

Avec :  $K = \left( \frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1$

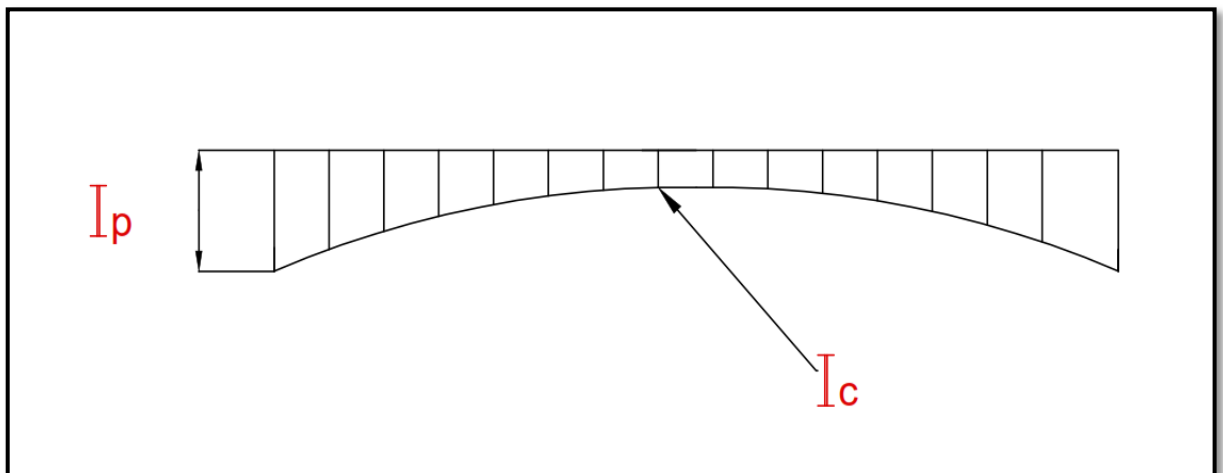


Figure II. 14. La variation de l'inertie I(x).

## 2. Caractéristiques mécaniques et géométriques des voussoirs :

Déterminons les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites (sur pile et à la clé).

Divisons le caisson en différentes parties rectangulaires et triangulaires, notées « i », cela facilitera le travail.

On pose :

- ✚  $Y_{Gi}$  : Ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure.
- ✚  $S_i$  : Aire de la section « i ».
- ✚  $d_i$  : Distance entre le centre de gravité de la section « i », et le centre de gravité de la section totale.
- ✚  $I_{Gi}$  : Moment d'inertie de la section « i », par rapport à son centre de gravité.

On rappelle que :

✚ Pour une section rectangulaire :  $I_{Gi} = \frac{bh^3}{12}$

✚ Pour une section triangulaire :  $I_{Gi} = \frac{bh^3}{36}$

L'ordonnée du centre de gravité (CDG) :

$$Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} \cdot S_i}{\sum S_i}$$

Moment d'inertie total par rapport à son centre de gravité :

$$I_{GX} = 2 \times \Sigma (I_{Gi} + S_i \times d_{i2}) : (\text{Théorème de Huygens})$$

Avec :

$V'$  : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure :

$$V' = H - Y_G$$

$V$  : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure :

$$V = Y_G$$

$\rho$  : Rendement mécanique de la section :

$$\rho = \frac{I_{GX}}{S \cdot V \cdot V'}$$

$C = \rho \cdot V$  : 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.

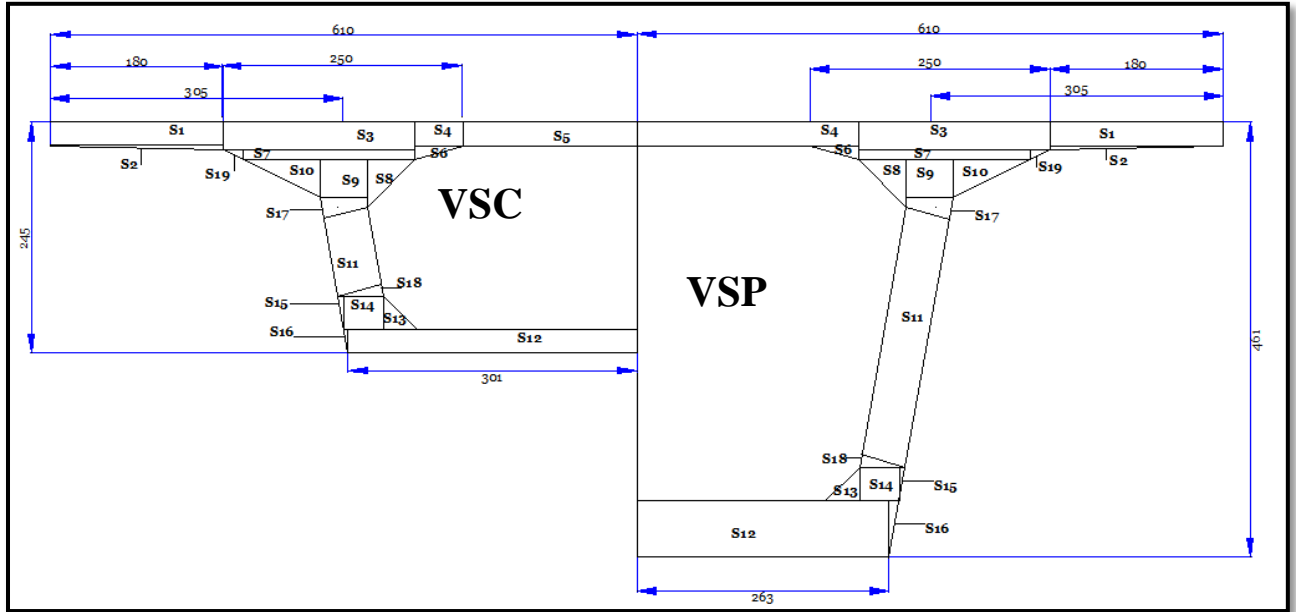


Figure II. 15 . Découpage de la section sur pile et sur clé.

Le calcul des sections et des inerties des différentes sections du voussoir sur pile est données par le tableau suivant :

Sur pile :

**Tableau II. 2. Calcul de la section et moment d'inertie du voussoir sur pile.**

Section	b	h	S <sub>i</sub>	Y <sub>gi</sub>	S <sub>i</sub> × Y <sub>gi</sub>	d <sub>i</sub>	d <sub>i</sub> <sup>2</sup>	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> × S <sub>i</sub>	I <sub>Gi</sub> × 10 <sup>-3</sup>	I <sub>Gx</sub>
1	0,25	1,8	0,45	4,48	2,01	1,95	3,80	1,71	2,34	1,71
2	0,05	1,8	0,04	4,34	0,19	1,81	3,28	0,15	0,00625	0,15
3	2	0,3	0,6	4,46	2,67	1,93	3,72	2,23	4,5	2,24
4	0,5	0,25	0,12	4,48	0,56	1,95	3,80	0,48	0,651	0,48
5	0,25	1,8	0,45	4,48	2,01	1,95	3,80	1,71	2,34	1,71
6	0,15	0,5	0,03	4,31	0,16	1,78	3,17	0,12	0,047	0,12
7	0,1	1,8	0,18	4,26	0,76	1,73	2,99	0,54	0,15	0,54
8	0,5	0,4	0,1	4,08	0,40	1,55	2,40	0,24	0,88	0,24
9	0,5	0,4	0,2	4,01	0,80	1,48	2,19	0,44	2,66	0,44
10	0,8	0,4	0,16	4,08	0,65	1,55	2,40	0,38	1,42	0,39
11	2,82	0,5	1,41	2,3	3,24	0,23	0,05	0,074	934,4	1,01
12	0,6	2,63	1,57	0,3	0,47	2,23	4,97	7,85	47,34	7,89
13	0,35	0,35	0,06	0,72	0,04	1,81	3,28	0,20	0,416	0,20
14	0,35	0,44	0,15	0,78	0,12	1,75	3,06	0,47	1,57	0,47
15	0,06	0,35	0,01	0,83	0,008	1,7	2,89	0,03	0,0714	0,03
16	0,105	0,6	0,03	0,4	0,01	2,13	4,54	0,14	0,63	0,14
17	0,08	0,5	0,02	3,68	0,07	1,15	1,32	0,03	0,0071	0,03
18	0,08	0,5	0,02	0,98	0,01	1,55	2,40	0,05	0,0071	0,05
19	0,2	0,1	0,01	4,22	0,04	1,69	2,86	0,03	0,0055	0,03
Σ			<b>5,64</b>		<b>14,29186</b>					<b>17,87</b>

$$Y_G = \frac{\sum Y G_i S_i}{\sum S_i} = \frac{14,39}{5,61} = 2,53m.$$

$$S_P = 2 \times \sum S_i = 2 \times 5,61 = 11,29 m^2.$$

$$I_{Gx} = 2 \times I_{G_i} = 2 \times 17,95 = 35,73 m^4.$$



**Tableau II. 3.** Caractéristiques géométriques et mécaniques du VSP.

V'	V=Y <sub>G</sub>	p	C	C'
2,08	2,53	0,6	1,25	1,52

Le calcul des sections et des inerties des différentes sections du voussoir sur clé est données par le tableau suivant :

Sur clé :

**Tableau II. 4.** Calcul de la section et moment d'inertie du voussoir de clavage.

Section	b	h	S <sub>i</sub>	Y <sub>Gi</sub>	S <sub>i</sub> ×Y <sub>gi</sub>	d <sub>i</sub>	d <sub>i</sub> <sup>2</sup>	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> ×S <sub>i</sub>	I <sub>Gi</sub> ×10 <sup>-3</sup>	I <sub>Gx</sub>
1	0,25	1,8	0,45	2,32	1,04	0,78	0,60	0,27	2,34	0,27
2	0,05	1,8	0,05	2,18	0,10	0,64	0,41	0,02	0,00625	0,02
3	0,3	2	0,60	2,30	1,38	0,76	0,57	0,34	4,5	0,34
4	0,5	0,25	0,13	2,32	0,29	0,78	0,60	0,08	0,651	0,07
5	1,8	0,25	0,45	2,32	1,04	0,78	0,60	0,27	2,34	0,27
6	0,15	0,5	0,04	2,15	0,08	0,61	0,37	0,01	0,047	0,01
7	0,1	1,8	0,18	2,10	0,38	0,56	0,31	0,06	0,15	0,05
8	0,5	0,4	0,10	1,92	0,19	0,38	0,14	0,01	0,88	0,01
9	0,5	0,4	0,20	1,85	0,37	0,31	0,09	0,02	2,66	0,02
10	0,8	0,4	0,16	1,92	0,31	0,38	0,14	0,02	1,42	0,02
11	0,98	0,5	0,49	1,09	0,53	-0,45	0,20	0,10	35,29	0,14
12	0,25	3,01	0,75	0,13	0,09	-1,42	2,01	1,51	3,91	1,53
13	0,35	0,35	0,06	0,36	0,02	-1,18	1,40	0,09	0,416	0,09
14	0,44	0,35	0,15	0,43	0,07	-1,11	1,24	0,19	1,57	0,19
15	0,35	0,06	0,01	0,48	0,01	-1,06	1,13	0,01	0,0714	0,01
16	0,25	0,04	0,01	0,16	0,00	-1,38	1,91	0,01	0,0173	0,01
7	0,08	0,5	0,02	1,52	0,03	-0,02	0,00	0,00	0,0071	0,0002
18	0,5	0,08	0,02	0,63	0,01	-0,91	0,83	0,02	0,0071	0,02
19	0,2	0,1	0,01	2,06	0,02	0,52	0,27	0,00	0,0055	0,002
Σ			<b>3,87</b>		<b>5,96</b>					<b>3,1</b>

$$Y_G = \frac{\sum Y_G i S_i}{\sum S_i} = \frac{6,1}{3,93} = 1,54m.$$

$$S_C = 2 \times \sum S_i = 2 \times 3,93 = 7,74 m^2.$$

$$I_{Gx} = 2 \times I_{Gx} = 2 \times 3,08 = 6,20 m^4.$$

**Tableau II. 5.** Caractéristiques géométriques et mécaniques du VSC.

$V'$	$V$	$p$	$C$	$C'$
0,91	1,54	0,57	0,88	0,52

Les différentes lois de variation des paramètres géométriques et mécaniques sont données dans le tableau suivant :

**Tableau II. 6.** Variation géométriques et mécanique des voussoirs.

$x$	$H(x)$	$e(x)$	$I_G(x)$	$S(x)$	$Z_G(x)=V(x)$	$V'(x)$	$p(x)$	$C(x)$	$C'(x)$
<b>0</b>	2,45	0,25	6,20	7,74	1,54	0,91	0,57	0,88	0,52
<b>3,75</b>	2,48	0,25	6,39	7,78	1,55	0,92	0,57	0,89	0,53
<b>7,5</b>	2,55	0,27	6,97	7,91	1,59	0,97	0,58	0,91	0,56
<b>11,25</b>	2,68	0,29	8,01	8,12	1,65	1,03	0,58	0,95	0,60
<b>15</b>	2,86	0,32	9,62	8,41	1,73	1,13	0,59	1,01	0,66
<b>18,75</b>	3,09	0,35	11,94	8,79	1,83	1,26	0,59	1,08	0,74
<b>22,5</b>	3,37	0,40	15,21	9,25	1,96	1,41	0,60	1,17	0,84
<b>26,25</b>	3,70	0,45	19,69	9,79	2,11	1,59	0,60	1,27	0,95
<b>30</b>	4,08	0,51	25,75	10,42	2,29	1,79	0,60	1,38	1,08
<b>34,5</b>	4,61	0,60	35,73	11,28	2,53	2,08	0,60	1,52	1,25

## CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a opté pour un mono caisson à deux âmes inclinées d'un angle de  $10^\circ$ . Les différents voussoirs ne sont pas identiques (caractéristiques géométriques et mécaniques), ils suivent une variation parabolique. Ces caractéristiques vont nous permettre de modéliser la structure et la solliciter avec les différents cas de chargement.

# Chapitre III

## Charges et Surcharges

## INTRODUCTION :

L'évaluation des différentes charges et surcharges agissantes sur l'ouvrage est très importante. Ce dernier doit résister tant qu'en phase de construction, qu'en service sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propres.

Tous les calculs dans ce chapitre, sont basés sur les Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR)[2].

### 1. Caractéristiques du pont :

#### 1.1. Largeur roulable :

La largeur roulable de notre pont est  $l_r=10,45$  m

#### 1.2. Classe du pont :

$l_r=10,45$  m  $\geq 7$  m donc c'est un pont de 1<sup>er</sup> classe.

#### 1.3. Largeur chargeable :

La largeur chargeable = la largeur roulable moins 0,5 m pour chaque dispositif de retenue.

On a :

Présence de dispositif de retenue (barrière) à gauche et à droite du tablier.

Donc :  $l_s = l_r - (2 \times 0,5) = 10,45 - (2 \times 0,5) = 9,45$  m.

#### 1.4. Nombre de voies :

Le nombre de voie de circulation est égale à :

$$N_v = E \left[ \frac{l_s}{3} \right] = 3 \text{ voies.}$$

#### 1.5. Largeur de la voie :

$$l_v = \frac{l_s}{N_v} = \frac{9,45}{3} = 3,15 \text{ m.}$$

## 2. Evaluation des charges et surcharges :

### 2.1. Charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de :

Les éléments porteurs, éléments non porteurs et les installations fixes.

#### 2.1.1. Les éléments porteurs :

Ces charges concernent le tablier seul.

$$G = 2 G_R + G_C$$

On note :

- $G_R$  : Poids propre d'une travée de rive.
- $G_C$  : Poids propre d'une travée centrale.

Calcul de  $G_R$  :

$$G_R = G_{sc} + G_{cl} + G_{var} + 1/2 G_{vsp}$$

Avec :

- $G_{sc}$ : Poids propre du voussoir sur la culée (partie de hauteur constante « partie coulée sur cintre»)
- $G_{cl}$ : Poids propre du voussoir de clavage.
- $G_{vsp}$ : Poids propre d'un voussoir sur pile.
- $G_{var}$ : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

$$G_{sc} = \gamma_b \times 6,5 \times Sc = 2,5 \times 6,5 \times 7,74 = 125,77t$$

$$G_{cl} = \gamma_b \times 3 \times Sc = 2,5 \times 3 \times 7,74 = 58,05t$$

$$1/2 G_{vsp} = \gamma_b \times 4,5 \times Sp = 2,5 \times 4,5 \times 11,29 = 127,01t$$

Avec :

$$Sc : \text{Section du voussoir sur culée. } Sc = 7,86m^2$$

$S_p$  : Section du voussoir sur pile.  $S_p = 11,22 \text{ m}^2$

$$G_{var} = \gamma_b \times \int_0^{30} S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{x^2}{l^2}\right) dx = 642,13 \text{ t}$$

$$G_R = 125,77 + 58,05 + 127,01 + 642,13 = 952,96 \text{ t}$$

Calcul de  $G_C$  :

$$G_C = G_{vsp} + 2G_{var} + G_{cl}$$

$$G_{vsp} = \gamma_b \times 9 \times S_p = 2,5 \times 9 \times 11,22 = 254,02 \text{ t}$$

$$G_{var} = \gamma_b \times \int_0^{30} S_p - (S_p - S_c) \left(\frac{x^2}{l^2}\right) dx = 642,13 \text{ t}$$

$$G_{cl} = \gamma_b \times 3 \times S_c = 2,5 \times 2 \times 7,74 = 58,05 \text{ t}$$

$$G_C = 254,02 + 2 \times 642,13 + 58,05 = 1596,33 \text{ t}$$

Donc le poids total du tablier sans les charges complémentaire est :

$$G = 2 \times 952,96 + 1596,33 = 3502,25 \text{ t}$$

### 2.1.2. Les éléments non porteurs :

#### a. Revêtements :

Les revêtements des tabliers comprennent essentiellement une couche d'étanchéité qui protège les armatures passives et actives contre la corrosion et une couche de roulement qui offre de bonnes caractéristiques antidérapantes pour la sécurité des usagers. [6]

Le poids du revêtement  $P_{rev}$  contient :

- ✚ Chape d'étanchéité épaisse (à base d'asphalte) avec une épaisseur  $e_{asp} = 30 \text{ mm}$  et une masse volumique de  $\gamma_{Asph} = 2,4 \text{ t/m}^3$
- ✚ Couche de revêtement en béton bitumineux avec une épaisseur  $e_{bb} = 8 \text{ cm}$  et une masse volumique  $\gamma_{bb} = 2,5 \text{ t/m}^3$

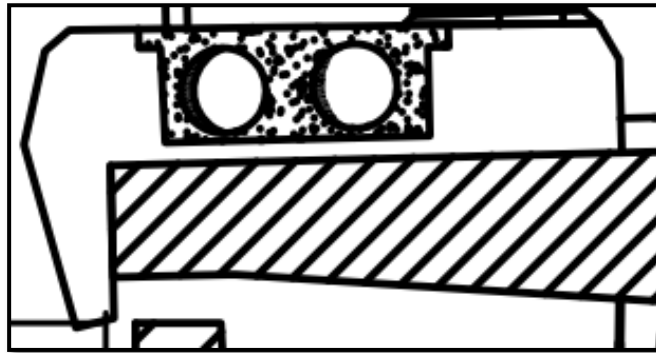
Donc :

$$P_{rev} = l_r \times (e_{bb} \cdot \gamma_{bb} + e_{asp} \cdot \gamma_{Asph})$$

$$P_{rev} = 10,45 \times (0,08 \cdot 2,5 + 0,03 \cdot 2,4) = 2,84 \text{ t/m}$$

**b. Trottoirs et corniche :**

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants.



**Figure III. 1 .** Coupe transversale corniche-trottoir.

Le poids de trottoir-corniche ( $P_{T-C}$ ) : est donnée par la formule :  $P_{T-C} = St \times \gamma_{bé}$  .

Avec :  $\gamma_{bé} = 2.5 t/m^3$ .

Pour le côté droit =  $0,5023 \times 2.5 = 1.25 t/m$ .

**c. Garde-corps :**

En plus de leurs fonctions de retenue pour les piétons, les gardes corps ont souvent une fonction esthétique.

Le poids du garde-corps ( $P_{gc}$ ) : Est estimé à 0.1 t/ml,  $P_{gc}=0,1 t/ml$ . [19]

**d. Barrière :**

On dispose d'une barrière métallique type (BN4) :

$P_{b(BN4)} = 0,06 t/m$  et nettement moins agressifs vis-à-vis des véhicules légères.

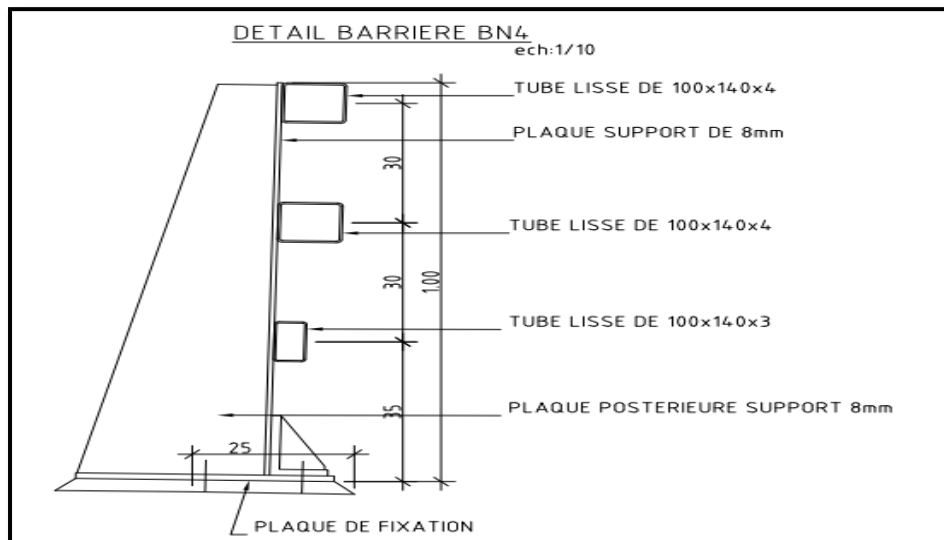


Figure III. 2. Détail Barriere BN4.

CCP : Complément des charges permanentes, contient : revêtement + corniches et trottoirs + garde-corps + barrières de sécurité.

$$CCP = 2,84 + 1,25 + 0,1 + 0,065 = 4,32 \text{ t/m}$$

Son poids est égale à :  $G_{CCP} = 4,32 \times 160 = 691,2 \text{ t}$

Le poids total du tablier est :

$$G_{\text{totale}} = G_{CCP} + G$$

$$G_{\text{totale}} = 691,2 + 3502,25 = 4193,45 \text{ t}$$

$$G_{\text{totale}} = 4193,45 \text{ t.}$$

### 3. Les surcharges routières :

D'après le D.T.R, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- ✚ La charge routière type : A (I)
- ✚ La charge routière type : B (Bc, Bt, Br)
- ✚ La charge militaire Mc: (Mc80., Mc120)
- ✚ Convoi exceptionnel : D240
- ✚ Surcharges sur trottoirs : St
- ✚ Vent : w.



- ✚ Température.
- ✚ Force de freinage.
- ✚ Séisme.

On ne peut pas déterminer directement le choix du placement de la charge A sur les travées qui donne le moment le plus défavorable et l'effort tranchant Max,

Il faut donc étudier les différents cas possible, dans notre cas nous allons étudier 5 cas de chargement possible illustré sur la figure ci-dessous :

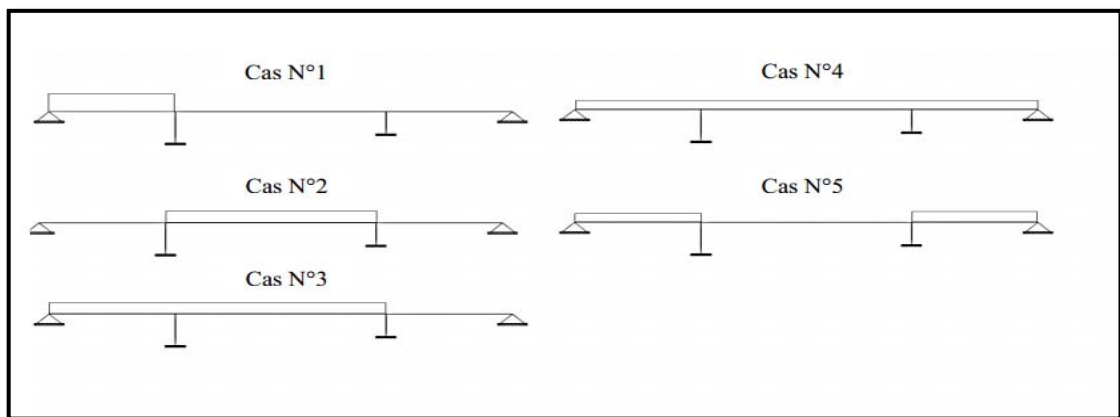


Figure III. 3. Cas de chargement.

### 3.1. Le système de chargement A :

$$A = a_1 \times a_2 \times A(l)$$

Où la charge  $A(l)$  est donnée par le D.T.R par la formule suivante :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l+12} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Avec

- ✓  $a_1$  : coefficient déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées.
- ✓  $a_2$ : est donné par la formule suivante :  $a_2 = \frac{V_0}{V}$ .

#### Application Numérique :

L : la portée,

$L=44\text{m}$  (travée de rive)

$A(L)=2.30+360/(44+12)$

$A(L)= 8.72\text{KN/m}^2$

$a_1= 1 \ a_2= 1.11$

Pour trois voies chargées :

$A(L)=1.11 \times 0.9 \times 8.7285 \times 3 \times 3.15$

$A(L)= 82.40\text{KN/ml}$

**Tableau III. 1.** Valeurs de A(L).

Cas	L	A(L) Kg/m <sup>2</sup>	3 voies chargées KN
1	44	872.85	8.24
2	72	658.60	6.21
3	116	511.25	4.82
4	160	439.30	4.14
5	88	590	5.56

**3.2. 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 isole,
- ✚ Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

NB : 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.[2]

**3.2.1. Le système de charge Bc :**

- ❖ Masse total.....30t.
- ❖ Masse portée par chacun des essieux arrière ..... 12 t.
- ❖ Masse portée par l'essieu avant..... 6 t.
- ❖ Longueur d'encombrement .....10, 5 m.
- ❖ Largeur d'encombrement.....2, 5m.
- ❖ Distance des essieux arrière.....1.5m.

- ❖ Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière .....4,5 m.
- ❖ Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu .....2 m.
- ❖ Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0.25m de côté.

✓ Disposition dans le sens transversal :

Le nombre maximal de files que l'on peut disposer est égal au nombre de voies de circulation, les files peuvent être accolées ou non.

✓ Disposition dans le sens longitudinal :

Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

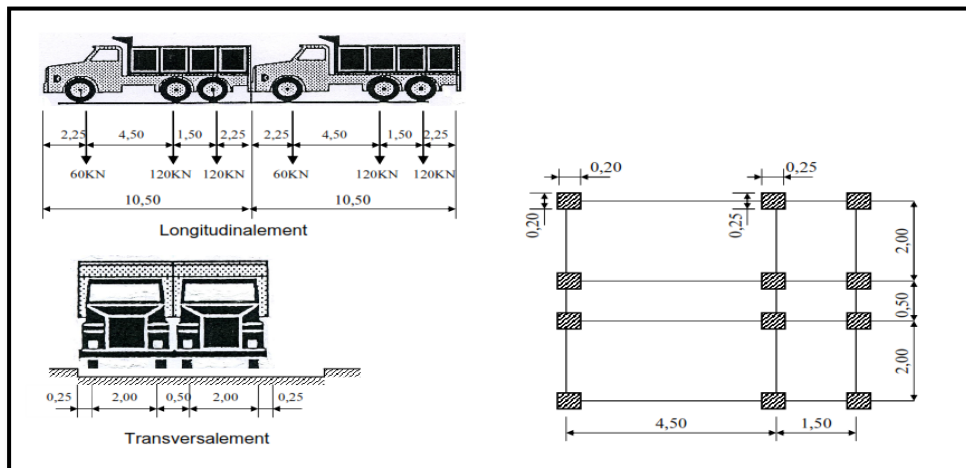


Figure III. 4. Les dimensions du système Bc.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_c$ , donné dans le tableau suivant

Tableau III. 2. Valeurs de  $b_c$  selon le RCPR.

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	$\geq 5$
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1.0	1.0	1.0	-	-
3	1.0	0.8		-	-

**Application numérique :**

On a un pont de première classe, trois voies chargées ;

Alors,  $bc=0.95$

La charge maximale du système Bc est de :

$$S = n_{\text{camion}} \times P_{\text{camion}} \times bc$$

$$S = 6 \times 30 \times 0.95$$

$$S = 171 \text{ t}$$

Tel que :

: Nombre de camion ;

: Poids du camion ;

*Coefficient d'amplification dynamique  $\delta$  :*

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

Tel que :

L : la longueur de l'élément considérée,  $L=44\text{m}$  ;

S : la surcharge considérée,  $S=171\text{t}$  ;

G : la charge permanente,  $G=1143.04 \text{ t}$

$$\Rightarrow \delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 44} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{1143.04}{171}} = 1.01 ; \delta = 1.10.$$

Le tableau suivant résume, le calcul des différentes charges  $S_i$  du système Bc et du coefficient d'amplification dynamique :

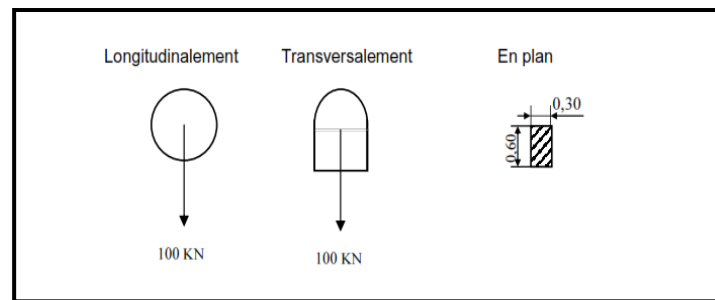
**Tableau III. 3.** Valeurs du coefficient Dynamique.

Cas	L	G	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$
1	44	1143,04	72	132	171	1,05	1,06	1,10
2	72	1907,37	72	132	171	1,03	1,04	1,08
3	116	3050,41	72	132	171	1,02	1,02	1,07
4	160	4193,45	72	132	171	1,01	1,02	1,07
5	88	2286,08	72	132	171	1,03	1,03	1,08

### 3.2.2. La surcharge Br :

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

Le rectangle d'impact de la roue Br, dispose normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut-être placé n'importe où sur la largeur roulable. Dans les ponts biais il est loisible de diriger suivant le biais le rectangle d'impact.



**Figure III. 5 .** Dimensions du système Br.

Le système de charge Br est majoré par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

#### Application numérique :

$$L=44\text{m,}$$

$$G=1143.04\text{t}$$

$$S=10\text{t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 44} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1143.04}{10}} \quad \text{donc} \quad \delta = 1.04$$

Les autres résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

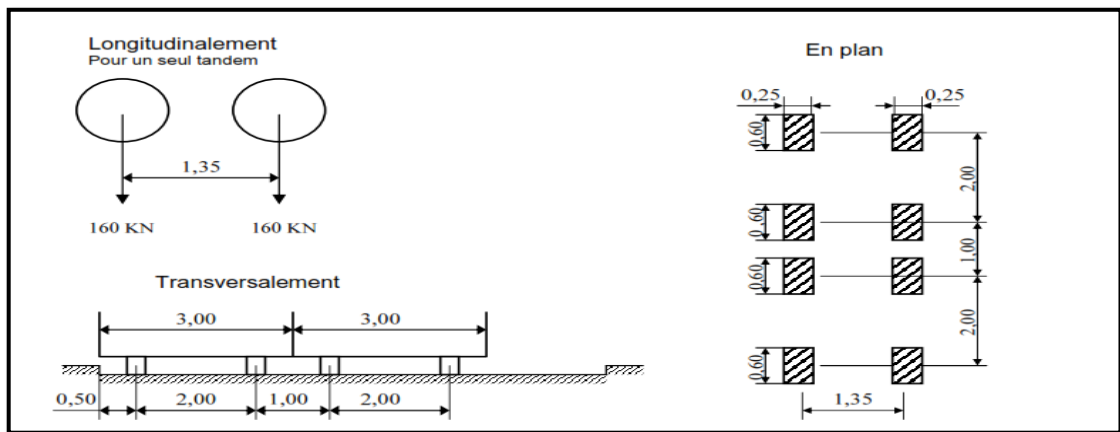
**Tableau III. 4.** Valeurs du coefficient dynamique.

Cas	L	G	S <sub>1</sub>	δ <sub>1</sub>
1	44	1143,04	10	1,04
2	72	1907,37	10	1,03
3	116	3050,41	10	1,02
4	160	4193,45	10	1,01
5	88	2286,08	10	1,02

**3.2.3. La surcharge Bt :**

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

- Charge portée par chaque essieu. ....160 KN
- Distance des deux essieux. ....1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....2 m.



**Figure III. 6.** Dimensions du système de chargement Bt.

NB :-Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.

-Le système Bt doit être multiplié par un coefficient bt qui est en fonction de la classe du pont.

Les valeurs de coefficient bt sont données par le tableau suivant :

**Tableau III. 5.** Valeurs de bt selon le RCPR.

Classe du pont	1	2
Coefficient bt	1.2	0.9

**Application numérique :**

Cas d'une seule travée : L=44 m

Masse totale du tandem : 32t

Du tableau III.5, on tire le coefficient  $b_t=1.2$

$$S = n_{\text{camion}} \times P_{\text{camion}} \times b_t$$

$$S = 2 \times 32 \times 1.2$$

$$S = 76.8t$$

Coefficient d'amplification dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 44} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1143.04}{76.8}}$$

$$\delta = 1.05 \text{ à revoir c'est deux tandems}$$

L'ensemble des résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

**Tableau III. 6.** Valeurs du coefficient dynamique

Cas	L	G	S <sub>2</sub>	δ <sub>2</sub>
1	44	1143,04	76,8	1,05
2	72	1907,37	76,8	1,03
3	116	3050,41	76,8	1,02
4	160	4193,45	76,8	1,01
5	88	2286,08	76,8	1,03

Avec :

G : le poids des travées selon le cas de chargement.

### 3.3. Surcharge Militaire Mc120 :

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

Charge totale .....1100 KN

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

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

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

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

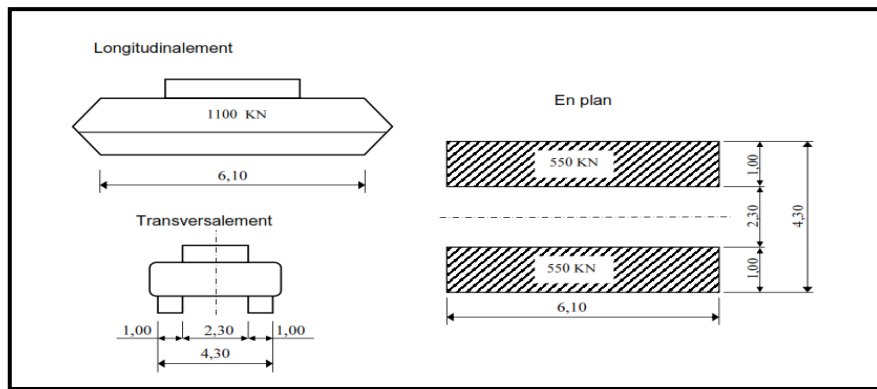


Figure III. 7. Dimensions de la surcharge Mc120

**Application numérique :**

Cas de la première travée : L=44m

Masse totale de chenille : S=110t

Coefficient de majoration dynamique

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 44} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1143.04}{220}} = 1.07.$$

$$P = 220 \cdot 1.07 = 235.04 \text{ t}$$

La masse par chenille :  $Mc120 = P / (2 \cdot 6.1) = 19.27 \text{ t/ml.}$

Le tableau récapitulatif des valeurs de la surcharge Mc120.

**Tableau III. 7.** Valeurs de  $\delta$ , P et Mc120.

Cas	L	G(t)	N	S	$\delta$	P(t)	Mc120
1	44	1143,04	2	220	1,07	235,04	19,27
2	72	1907,37	2	220	1,04	229,41	18,80
3	116	3050,41	4	440	1,04	456,46	18,71
4	160	4193,45	6	660	1,03	682,99	18,66
5	88	2286,08	2	220	1,04	227,83	18,67

Avec

G : le poids des travées selon le cas de chargement.

N : Nombre de convoi



### 3.4. Charge exceptionnelle (convoi D240)

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t 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.

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

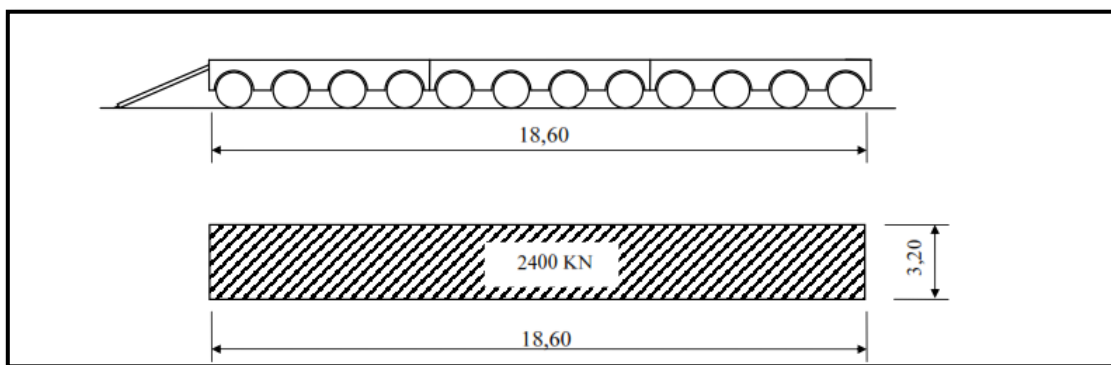


Figure III. 8. Dimensions du convoi D240

$$M_{D240} = P/L$$

$$M_{D240} = 240/18.60$$

$$M_{D240} = 12.90 \text{ t/m}$$

## 4. Autres surcharges :

### 4.1. Surcharge sur trottoir :

Elle s'appelle aussi charge générale, Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 1.50 KN/m<sup>2</sup>.

### 4.2. La température :

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journellement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. Logiquement l'extrados est plus chaud que l'intrados. Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse.

Le gradient thermique d'après le RCPR [2] est :

$\Delta T = \pm 7^{\circ}\text{C}$  : en phase de service.

$\Delta T = \pm 12^{\circ}\text{C}$  : en phase de construction.

#### 4.3. 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 sens de circulation.

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

##### a. Effort de freinage correspondant au système de charge A(I):

La relation donnant l'effort de freinage " F " :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

Où S désigne en  $\text{m}^2$  la surface chargée  $S = L \times L_s$

On a alors les résultats de calcul suivant :

**Tableau III. 8.** Effort de freinage du système A.

S ( $\text{m}^2$ )	A ( $\text{t}/\text{m}^2$ )	F ( t )
415.8	0,87	16,91
680.4	0,66	20,02
1096.2	0,51	23,51
1512	0,44	26,24
831.6	0,59	21,42

##### b. Effort de freinage correspondant au système de charge Bc :

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner produisant un effort de 30t. Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas à majorer pour effets dynamiques. Cependant les coefficients bc du tableau s'appliquent aux efforts de freinage développés par le système Bc.

#### 4.4. L'effort sismique « E » :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable

Zone I : faible

Zone IIa : moyenne

Zone IIb : élevée

Zone III : très élevée

Notre ouvrage est situé en zone III.

Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de L'importance du pont, voir le tableau ci-dessous :

**Tableau III. 9.** Coefficient d'accélération de zone A.

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

Pour notre ouvrage on va opter pour un groupe d'usage g2 (pont important), donc un coefficient d'accélération de zone :  $A=0.3$  [3]

## 5. Combinaison de charge :

Tableau III. 10. Les combinaisons de charge.

Etat limite	Combinaisons
ELU	$1.35 G + 1.6 (A(I) + ST)$
	$1.35 G + 1.6 (Bc + ST)$
	$1.35 G + 1.35 Mc120$
	$1.35 G + 1.35 D240$
ELS	$G + 1.2 (A(I) + ST)$
	$G + 1.2 (Bc + ST)$
	$G + Mc120$
	$G + D240$
	$G + 1.2 (A(I) + ST) + 0.5 \Delta T$
	$G + 1.2 (Bc + ST) + 0.5 \Delta T$
	$G + Mc120 + 0.5 \Delta T$
	$G + D240 + 0.5 \Delta T$

## 6. 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.

Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par le logiciel *RobotStructural*.

### 6.1 Présentation du logiciel :

*Robot Structural* 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, , Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques. Les utilisateurs de ce logiciel pour bénéficier de toute la puissance de modélisation afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

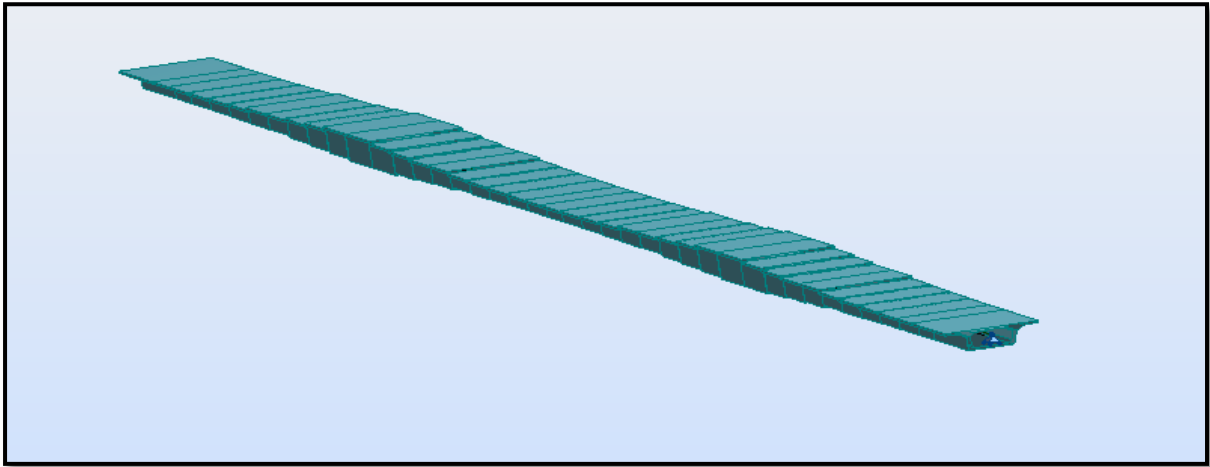
En générale la modélisation d'un ouvrage comprend :

- ✚ La définition de la structure.
- ✚ La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- ✚ La définition 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.

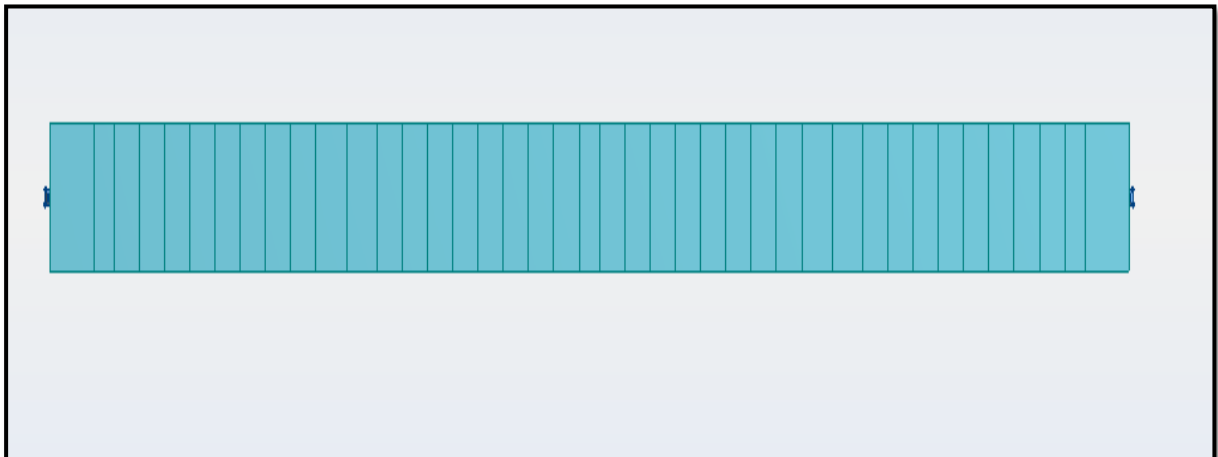
Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- ✚ La structure est définie par des éléments barres.

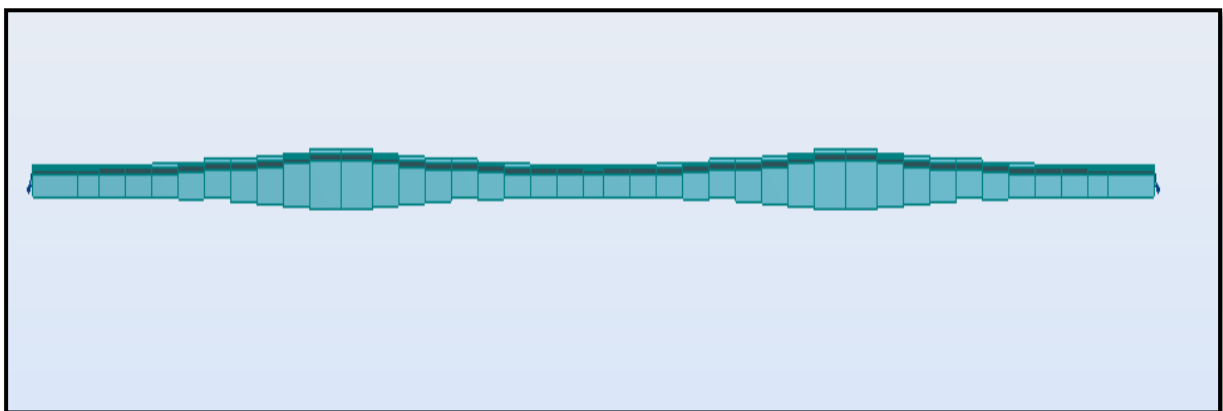
- ✚ Les appuis sont considérés comme des appuis simples au niveau des piles, et des appuis doubles sur les culées.



**Figure III. 9.** Vue en 3D du modèle.



**Figure III. 10.** Vue en plan du modèle.



**Figure III. 11.** Vue en élévation du modèle.

### 6.2 Combinaisons de calcul :

D'après le « fascicule N°61-Titre II », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à [19] :

- **Poids propre (G)** : pris automatiquement par le logiciel.
- **Complément des charges permanentes (CCP)** : charge uniforme répartie le long du tablier.
- **charge (AL)** : charge uniforme répartie le long du tablier.
- **Surcharge sur les trottoirs (St)** : Charge uniforme répartie le long du tablier
- **surcharge Bc.**
- **Surcharge militaire Mc120.**
- **Convois exceptionnel D240.**

Les charges roulantes sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur. Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le « Fascicule N°61 Titre 2 » ainsi que le nom et la nature [19] :

**Tableau III. 11.** Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61.

Cas	Etat limite	Noms du cas	nature	
1		G	permanente	
2		CCP	permanente	
3		Al	Exploitation	
4		Bc	Exploitation	
5		Mc120	Exploitation	
6		D240	Exploitation	
7		St	Exploitation	
8	ELU	$1.35G + 1.6 (Al + St)$		
9		$1.35G + 1.6 (Bc + St)$		
10		$1.35 (G + Mc120)$		/
11		$1.35 (G + D240)$		
12	ELS	$G + 1.2 (Al + St)$		
13		$G + 1.2 (Bc + St)$		
14		$G + Mc120$		/
15		$G + D240$		

### 6.3 Résultats :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU). Les résultats sont donnés en Kilo Newton mètre (KN.m) pour les moments et en Kilo Newton (KN).

#### 6.3.1 Moments fléchissant :

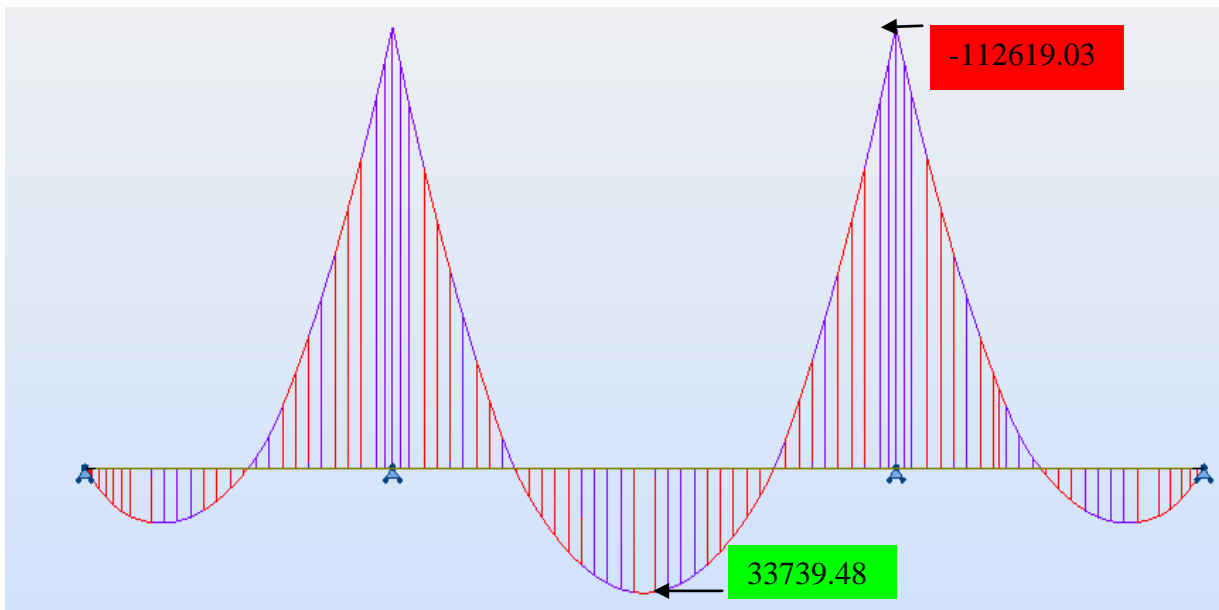


Figure III. 12. Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes.

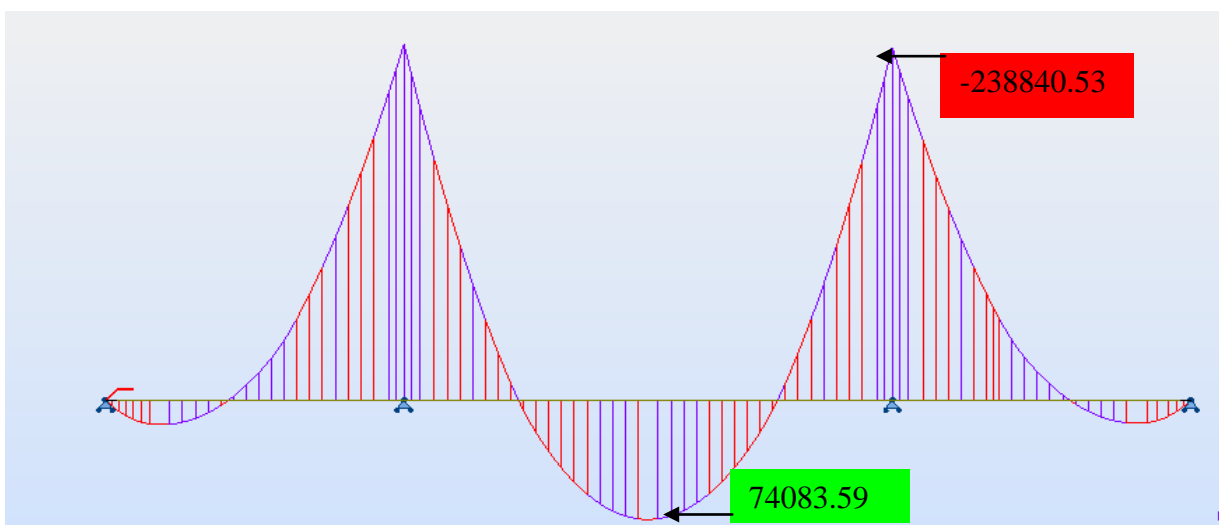


Figure III. 13. Diagramme du moment fléchissant dû à la combinaison (ELU) :



$$1.35G + 1.6 (A + St).$$

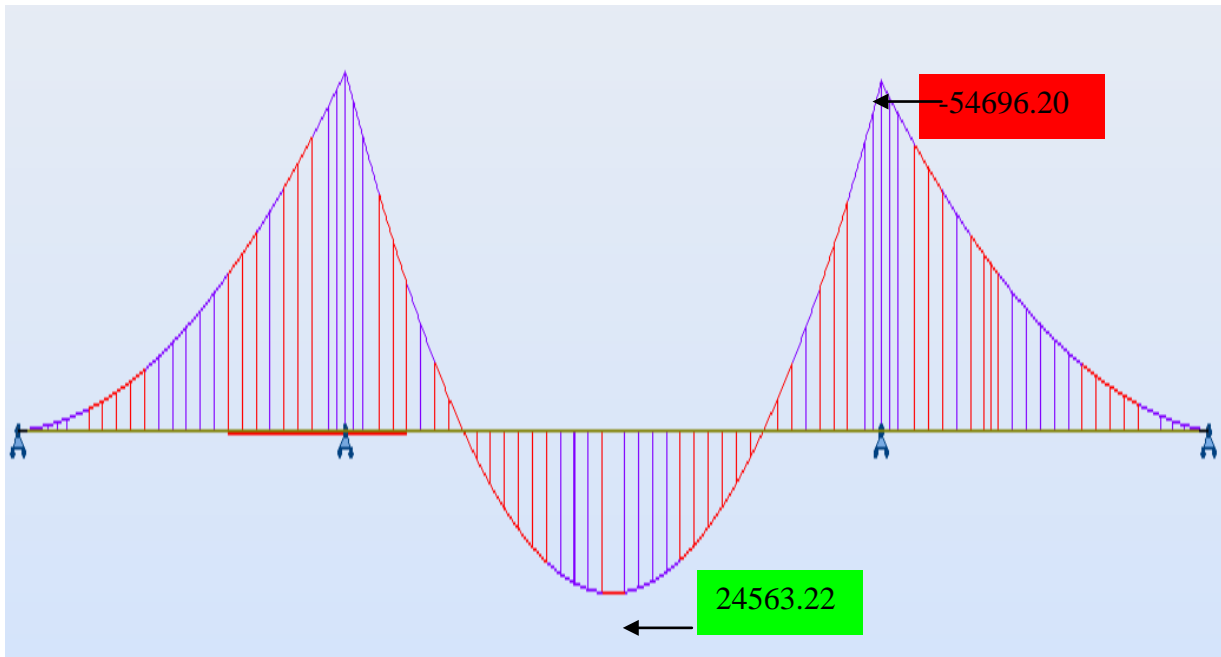


Figure III. 14. Diagramme du moment fléchissant dû à la combinaison (ELS) :

$$G + 1.2 (A + St).$$

6.3.2 Effort tranchant :

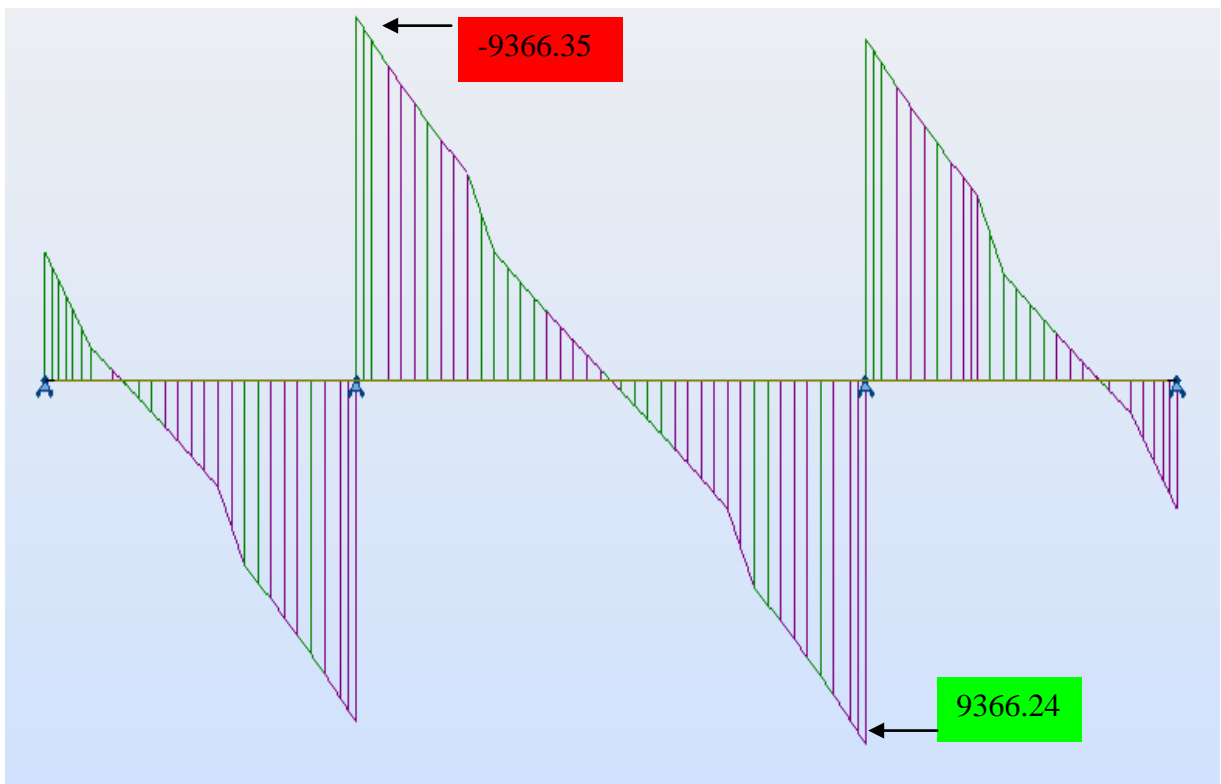
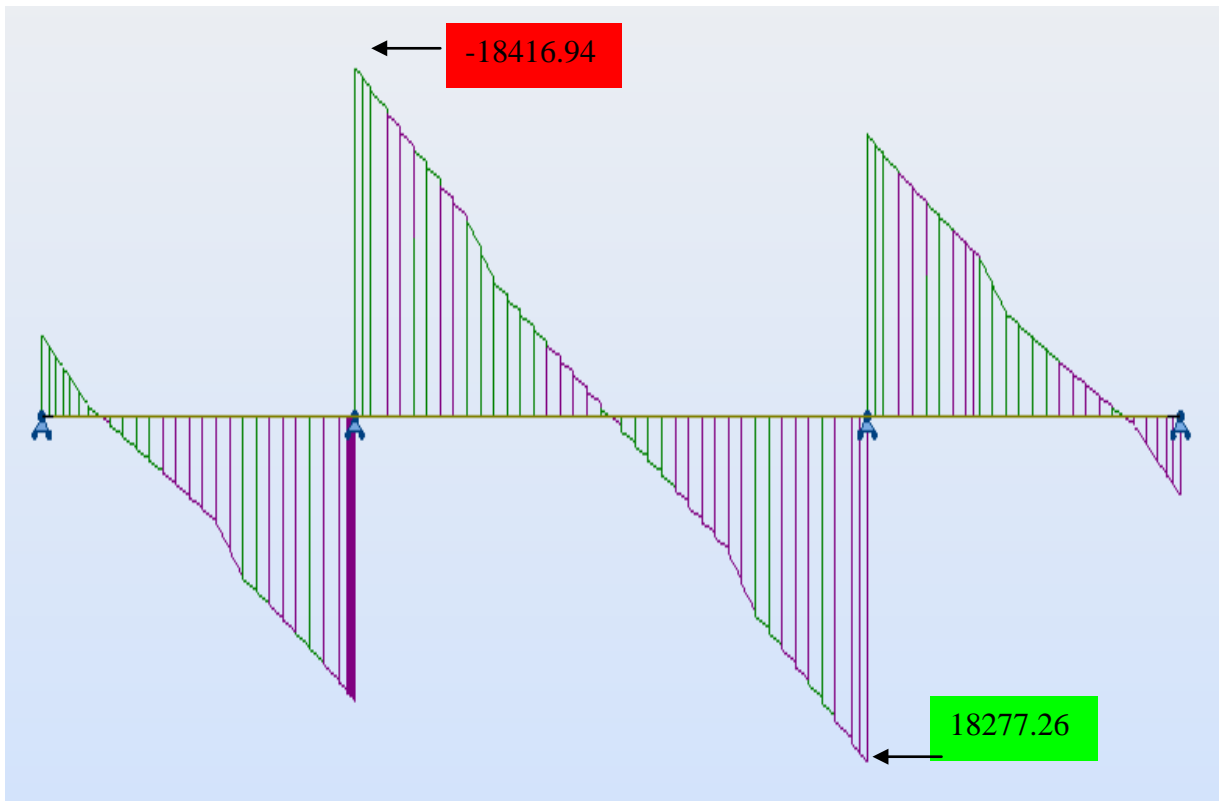
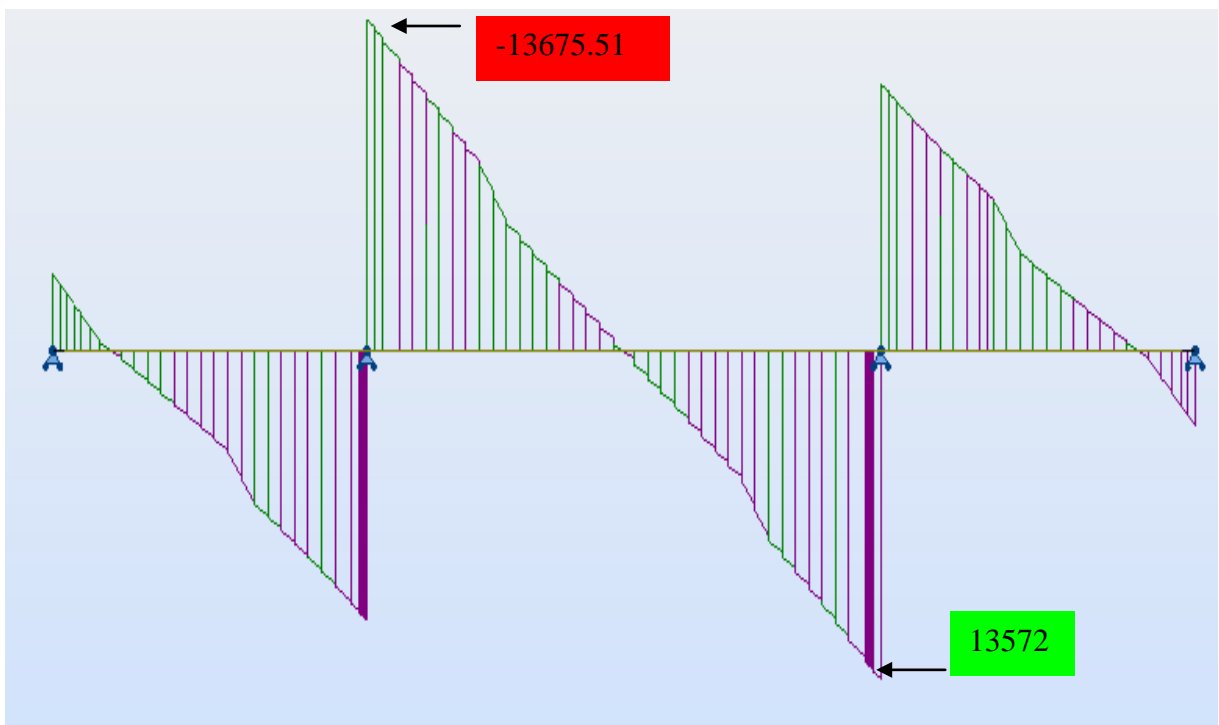


Figure III. 15. Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanentes.



**Figure III. 16.**Diagramme de l'effort tranchant dû à la combinaison (ELU) :  
 $G + 1.2 (A + St)$ .



**Figure III. 17.**Diagramme de l'effort tranchant dû à la combinaison (ELS) :  
 $G + 1.2 (A + St)$ .

**CONCLUSION :**

Dans ce chapitre nous avons évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur notre ouvrage en se basant sur le R.C.P.R, ainsi que les différentes combinaisons de charge aux états limites ultimes et service.

La modélisation de notre pont a été faite par le logiciel Robot Structural, à partir duquel nous avons déterminé le moment maximum sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU et à l'ELS.

# Chapitre IV

## Etude en construction et Stabilité des fléaux

## INTRODUCTION

La construction des ponts par encorbellement successif consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, ces derniers sont fixés, à l'aide des câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau.

Dans ce chapitre, nous allons calculer les différentes charges qui sollicitent le fléau, pour le calcul du câblage de précontrainte par la suite.

### 1. Etude en construction :

#### 1.1. Les charges intervenant dans la phase de construction et leurs effets :

Les charges à prendre en compte dans le calcul longitudinal, sont celles d'une situation d'exécution, c'est-à-dire, les charges permanentes  $G$ , les charges d'exécution connues  $Q_{PRC1}$  (en grandeur et en position) ou aléatoire  $Q_{PRA}$  et enfin, les actions variables comme le vent  $W$  ou un gradient thermique  $\Delta\theta$ . Des situations accidentelles sont aussi envisagées ; elles comportent des charges permanentes, des charges de chantier et une action accidentelle FA.

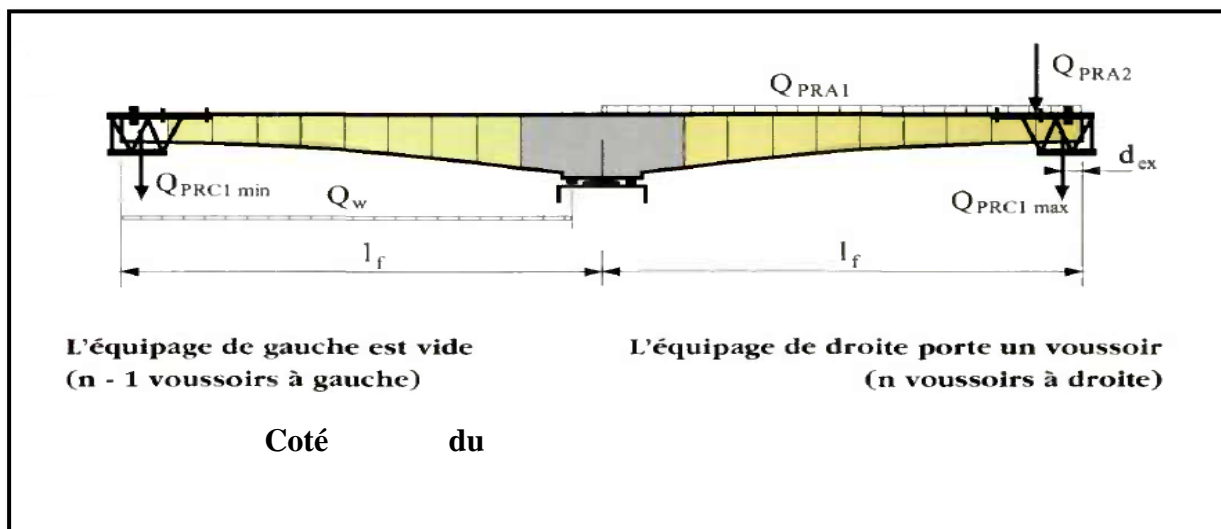


Figure IV. 1. Charges appliquées au fléau.

### 1.1.1. Le poids propre du tablier G:

La variation de la hauteur des voussoirs de notre ouvrage, donne le poids propre du tablier (par mètre linéaire) avec la formule suivante :

$$G(x) = \gamma \times S(x) = \gamma \times (S_c + (S_p - S_c) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2)$$

$\gamma$ : poids volumique du béton égal à **2.5 t/m**.

**S<sub>p</sub>** : l'aire de la section sur pile.

**S<sub>c</sub>** : l'aire de la section à la clé.

#### ✓ Les effets dus au poids propre :

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre sont donnés par les formules suivantes :

#### ✚ Effort tranchant :

La variation de l'effort tranchant est donnée par la formule suivante :

$$V(x) = \int_0^{36} G(x) = \int_0^{36} \gamma \times S(x)$$

$$V(x) = -\gamma(S_c x + \frac{(S_p - S_c)x^3}{3l_f^2})$$

#### ✚ Moment fléchissant :

La variation du moment fléchissant est donnée par la formule suivante :

$$M(x) = \int_0^{36} V(x)$$

$$M(x) = -\gamma\left(\frac{S_c x^2}{2} + \frac{(S_p - S_c)x^4}{12l_f^2}\right)$$

### 1.1.2. Charges de chantier connues(Q<sub>prc1</sub>) :

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté **Q<sub>PRC1</sub>**, compris entre **30t** et **90t**. Au stade du dégrossissage, on considère parfois que le poids de l'équipage peut être égal à la moitié du voussoir le plus lourd, dans notre cas c'est le premier voussoir en encorbellement V<sub>1</sub> après le VSP qui nécessite la mise en place d'un équipage mobile. [1]

$$Q_{PRC1} = \gamma_b \times S_v \times \frac{l_v}{2}$$

Avec :

$S_v$  : section de  $V_1$

$l_v$  : longueur de  $V_1$

Donc :

$$Q_{PRC1} = 2.5 \times 10.325 \times \frac{3.75}{2} \approx 50t$$

### 1.1.3. Effet de la surcharge concentrée ( $Q_{Prc1}$ ) :

$$Q_{prc1} = 500 \text{ KN}$$

$$M_{prc1}(x) = -Q_{prc1}(x-1.875)$$

$$V(x) = -Q_{prc1}$$

### 1.1.4. Charges de chantier aléatoires ( $Q_{pra1}$ , $Q_{pra2}$ ) :

On tient également compte de divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de  $Q_{pra1} = 20 \text{ kg/m}^2$  et une surcharge concentrée de  $Q_{pra2} = 11.1 \text{ tonnes}$  (donnée par la relation  $50+5b \text{ en KN}$ ) est appliquée au bout de la console [1].

**b** : Largeur du tablier ; **b=12.2 m**.

### 1.1.5. Effet de la surcharge répartie ( $Q_{PRA1}$ ) :

$$Q_{PRA1} = 20 \times 12.2 \times 10 = 2.44 \text{ KN/ml}$$

$$M_{pra1}(x) = -\frac{q_{pra1}x^2}{2}$$

$$V(x) = -q_{pra1}x$$

### 1.1.6. Effet de la surcharge concentré ( $Q_{PRA2}$ ) :

$$Q_{pra2} = 117.5 \text{ KN}$$

$$M_{pra2}(x) = -Q_{pra2}x$$

$$V(x) = -Q_{pra}x$$

### 1.1.7. Le vent :

Le RCPR prescrit une charge de  $Q_w = 0.125 \text{ t/m}^2$  en phase de construction. [2]

### 1.1.8. Effet de la surcharge répartie ( $Q_w$ ) :

$$Q_w = 0.125 \times 12.2 \times 10 = 15.25 \text{ KN/ml}$$

$$M_w(x) = \frac{Q_w x^2}{2}$$

$$V_w(x) = Q_w x$$

### 1.1.9. Actions accidentelles :

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide ou d'un voussoir en cours de pose (FA) est prise en compte avec un coefficient de majoration égale 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage  $Q_{prc1}$  max de l'un des demi-fléaux [1].

Effet de la surcharge accidentelle ( $F_a$ ) :

$$F_a = Q_{PRC1} \times 2 \times 10 = 50 \times 2 \times 10 = 1000 \text{ KN}$$

$$M_{F_a}(x) = F_a x$$

$$V(x) = F_a$$

Les effets des différentes charges sont donnés dans le tableau suivant :



Tableau IV. 1. Récapitulatif des résultats obtenus.

x	PP		Qprc1		Qpra1		Qpra2		Qw		Qacc	
	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)
0	0	0	-0,5	0	0	0	-0,12	0	0	0	1	0
3,75	-0,73	-1,361	-0,5	-0,937	-0,01	-0,02	-0,12	-0,44	0,06	0,11	1	3,75
7,5	-1,46	-5,463	-0,5	-2,812	-0,02	-0,07	-0,12	-0,88	0,11	0,43	1	7,5
11,3	-2,22	-12,35	-0,5	-4,687	-0,03	-0,15	-0,12	-1,32	0,17	0,97	1	11,3
15	-2,99	-22,11	-0,5	-6,562	-0,04	-0,27	-0,12	-1,76	0,23	1,72	1	15
18,8	-3,81	-34,85	-0,5	-8,437	-0,05	-0,43	-0,12	-2,2	0,29	2,68	1	18,8
22,5	-4,66	-50,72	-0,5	-10,31	-0,05	-0,62	-0,12	-2,64	0,34	3,86	1	22,5
26,3	-5,57	-69,88	-0,5	-12,19	-0,06	-0,84	-0,12	-3,08	0,4	5,25	1	26,3
30	-6,54	-92,56	-0,5	-14,06	-0,07	-1,1	-0,12	-3,53	0,46	6,86	1	30

## 2. Les combinaisons d'actions :

En raison de la symétrie par rapport à l'axe de la pile, on considère seulement un demi-fléau pour évaluer les efforts agissant sur chaque voussoir.

Les combinaisons d'action à étudier sont donc les suivantes [1]:

### 2.1. Cas Normal:

Combinaison A1 :  $1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_{prc1} + Q_w)$

Combinaison A2 :  $0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_{prc1} + Q_w)$

### 2.2. Cas Accidentel :

Combinaison B1 :  $1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + Fa + (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_{prc1})$

Combinaison B2 :  $0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + Fa + (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_{prc1})$

Selon SETRA, les imperfections de coffrage ou de bétonnage conduisent à la réalisation de voussoirs symétrique dont les poids ne sont pas rigoureusement identiques. C'est pourquoi le poids de demi-fléau situé au côté du déséquilibre (**Figure IV.1**) est majoré de 2% ( $G_{\max}$ ), alors que le poids de son symétrique est minoré de 2% ( $G_{\min}$ ) [1].

D'où :

$$G_{\max}=1.02G \quad \text{et} \quad G_{\min}=0.98G.$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 2.** Résultats des combinaisons d'action.

X	$G_{\max}$	$G_{\min}$	SITUATION FONDAMENTALE		SITUATION ACCIDENTELLE	
			A1	A2	B1	B2
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,75	-1389,12	-1334,65	-3138,10	-2860,28	826,68	1104,51
7,5	-5572,89	-5354,34	-10297,01	-9182,43	-2392,55	-1277,97
11,25	-12600,47	-12106,33	-20358,94	-17838,85	-8774,30	-6254,20
15	-22553,83	-21669,36	-33414,05	-28903,29	-18408,71	-13897,95
18,75	-35547,71	-34153,68	-49588,57	-42479,03	-31422,01	-24312,47
22,5	-51729,65	-49701,04	-69044,77	-58698,84	-47976,49	-37630,56
26,25	-71279,96	-68484,67	-91981,00	-77725,01	-68270,49	-54014,50
30	-94411,75	-90709,33	-118631,67	-99749,32	-92538,42	-73656,07
34,5	-127245,94	-122255,91	-155898,91	-130449,72	-127288,89	-101839,71

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le moment max à utiliser pour le dimensionnement de la précontrainte de fléau est «  $M = -155898.91 \text{KN.m}$  ».

### 3. Stabilité des fléaux :

Pendant la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage, et cela en évitant le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile.

#### 3.1. Charge à prendre en compte :

✚ Poids propre des voussoirs :

Le poids propre du demi-fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de 2% ( $G_{\max}$ ), alors que le poids propre de son symétrique est minoré de 2% ( $G_{\min}$ ) [1].

✚ Les charges variables d'exécution :

Charges de chantier connues : Ces charges doivent être majorées de +6% du côté du demi-fléau le plus lourd ou minorées de 4% du côté opposé, donc on aura  $Q_{PRC1\ max}$  et  $Q_{PRC1\ min}$  selon le même principe que pour le poids propre [1].

- ✚ Charges de chantier aléatoires :  $Q_{Pra1}$  : charges aléatoires sur un demi-fléau,  $Q_{Pra2}$  : charges aléatoires sur le bout du fléau.
- ✚ Actions accidentelles  $F_a$ .

### 3.1.1. Calcul des charges :

En se basant sur le Tableau IV.1, et en prenant en considération les facteurs de majorations, nous obtenons le tableau ci-dessous :

**Tableau IV. 3.** Résultats du calcul des efforts et des moments.

Charges	N(KN)	M(KN.m)
$G_{max}$	7944	127246
$G_{min}$	6886	-98009
$Q_{prc1max}$	530	17291
$Q_{prc1min}$	500	-16313
$Q_{pra1}$	84	1452
$Q_{pra2}$	111	3413
$F_a$	-530	17291

### 3.1.2. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sont celles déjà prédéfinies auparavant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 4.** Efforts et moments sous les différentes combinaisons d'action.

Combinaisons	N(KN)	M(KN.m)
<b>A1</b>	17844	39466
<b>A2</b>	14878	33618
<b>B1</b>	16508	71608
<b>B2</b>	13542	65761

### 3.2. Justification et dimensionnement des organes d'ancrage :

#### 3.2.1. Calcul du nombre de câbles :

Si  $\frac{M}{N} < \frac{e}{2}$  : le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont pas nécessaires, on disposera, toute fois, par sécurité un minimum de deux paires de câbles [1].

Si  $\frac{M}{N} > \frac{e}{2}$  : les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau. Pour calculer le nombre « n » de câbles à disposer, on distingue le cas des combinaisons de type A et de type B [1].

Avec :

- M et N étant les sollicitations résultantes des combinaisons d'action A et B.  
l'excentricité des efforts de sollicitations est donnée par  $\frac{M}{N}$ .
- e est la distance entre les câbles de clouage.

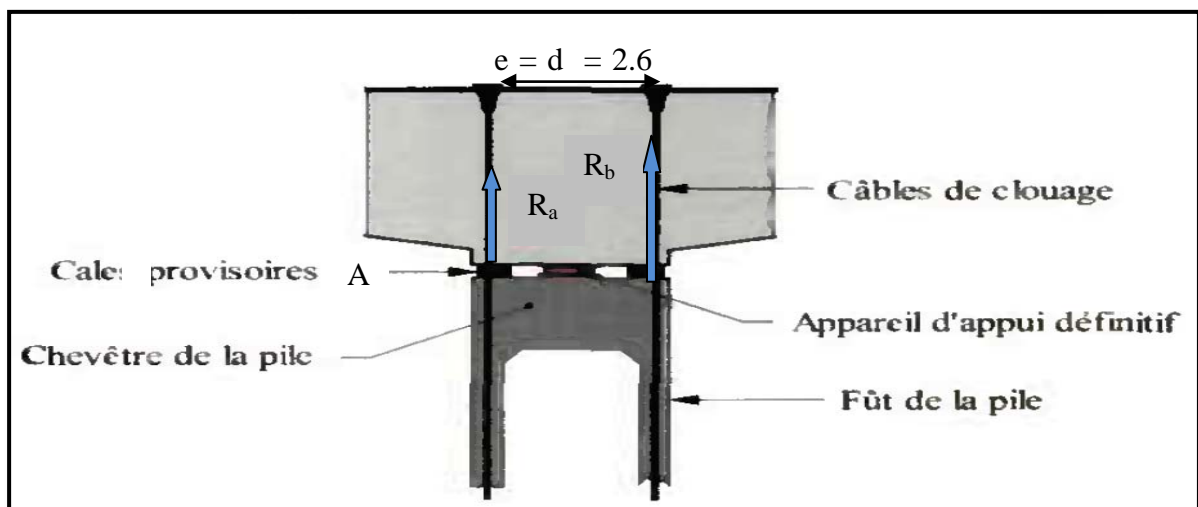


Figure IV. 2 . Schéma du clouage sur pile par câble.

#### a. Situation temporaire de construction (combinaison A) :

Le fléau ne doit pas décoller. La précontrainte doit donc compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et N [1].

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_i$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_i$$

Avec :

$$F_i = n \times (1 - p) \times \sigma_0 \times s$$

$n$  : nombre de câbles de clouage.

On a :

$$\frac{M}{N} = \frac{39466}{17844} = 2.21 > \frac{e}{2}$$

Dans ce cas, des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, leur nombre est calculer comme suit :

$$n \times s = \frac{\frac{M}{e} - \frac{N}{2}}{(1 - p) \times \sigma_{p0}}$$

$n = 3.27$  : On prendra 4 câbles de 12T15.

Donc :

$$F_i = 4 \times (1 - 25\%) \times 1413.33 \times 1800 \times 10^{-6}$$

$$F_i = 7.63 \text{ MPa}$$

Et :

$$R_a = 1.37 \text{ MN}$$

$$R_b = 31.73 \text{ MN}$$

Pour des câbles 12T15 :

La perte  $p$  est estimée à 25%.

$\sigma_{p0}$  : est la contrainte à l'origine.

$s$  : est la section de 12T15.

**b. Situation accidentelles (combinaison B) :**

Sous l'action de la résultante  $N$  et du moment  $M$  des charges appliquées au fléau, le voussoir sur pile, reste en équilibre par [1] :

- ✓ La surtension des câbles d'une file d'appuis provisoires.
- ✓ La compression  $R_b$  des cales de l'autre file d'appui.

Lorsque le voussoir sur pile tourne d'un angle  $d\alpha$  autour d'une file de cale, et que les câbles s'allongent ou se raccourcissent, l'équilibre des efforts appliqués, s'écrit :

$$F_g = F_i + \Delta T_g \leq F_{ul}$$

$$F_d = F_i + \Delta T_d$$

$$\frac{\Delta T_g}{\Delta T_d} = \frac{d}{e-d}$$

$$-F_g \times d - \frac{Ne}{2} + M + F_d \times (d-e) = 0$$

$$R_b - F_g - F_d - N = 0$$

Avec :

$F_g$  et  $F_d$  désignent les tensions dans chaque file de câbles,  $F_i$  leur force initiale,  $F_{ul}$  leur tension limite à l'ELU, et  $\Delta T_d$  les variations de tension de chaque file de câbles.

On sait que :

$$F_{ul} = n \times s \times \frac{f_{peg}}{\gamma_p}$$

$$F_i = n \times (1-p) \times \sigma_{p0} \times s$$

D'où :

$$n \times s = \left( M - \frac{N \times e}{2} \right) \times \frac{d}{K}$$

Avec :

$$K = (1-p) \times \sigma_{p0} \times (2d-e) \times (e-d) + \frac{f_{peg}}{\gamma_p} \times [d^2 + (d-e)^2]$$

On trouve :  $n = 6.8$  On prendra 8 câbles de 12T15.

On vérifie maintenant, s'il y a bien décollement du fléau avec le nombre de câbles déterminés précédemment. Pour cela, on calcule  $R_a$  comme si le fléau ne décollait pas :

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_i$$

Avec :

$$F_i = n \times (1 - p) \times \sigma_0 \times s = 15.26 \text{ MPa}$$

D'où :  $R_a = -4.02 \text{ MPa} < 0$   $\xrightarrow{\text{dans ce cas}}$  il y a décollement et le calcul de  $R_b$  se fait comme suit : [1]

$$R_b = \frac{e}{K_1} \times \left( F_i \times K_4 + N \times \frac{K_3}{2e} + M \right)$$

Avec :

$$K_1 = d^2 + (d - e)^2$$

$$K_2 = d^3 + e \times (2d - e) \times (d - e)$$

$$K_3 = 2 \times K_1 - e^2$$

$$K_4 = (2d - e) \times \frac{K_2}{e \times d^2}$$

Nous obtenons :  $R_b = 51.05 \text{ MPa}$

### 3.2.2. Calcul de la surface de cale :

#### a. Situation temporaire de construction (combinaison A) :

En supposant qu'on a deux cales de dimensions  $a \times b$  par ligne d'appui, la surface des cales est donnée par la formule suivante [1] :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{cmax}}$$

Avec :

$f_{cmax} = \text{Min}(f_{clim} ; f_{cf})$  représente la contrainte à ne pas dépasser.

Cette surface est telle que les cales sont comprimées à  $f_{bu}$  sous la réaction maximum  $R_b$ . Comme le béton des cales et celui des chevêtres de la pile est fretté, leur résistance caractéristique en compression peut être augmentée, cette contrainte est fixée selon à [8] :

$$f_{cf} = f_{cj} \times \left( 1 + 2 \times \rho_t \times \frac{f_e}{f_{cj}} \right)$$

Avec :  $\rho_t$  le pourcentage d'acier du seul noyau fretté, borné supérieurement à 0.04.

En fixant le pourcentage de frettage à 2% dans les cas courants, on obtiendra :

$$f_{cf} = f_{c28} + 20 \text{ MPa}$$

$$f_{cf} = 27 + 20 \text{ MPa} = 47 \text{ MPa}$$

Et  $f_{clim}$  est donnée par le guide SETRA [1], pour une combinaison fondamentale avec actions variables égale à  $0.72f_{cj}$ , donc :  $f_{clim} = 0.72 \times 27 = 19.44 \text{ MPa}$

Dans ce cas, on aura :

$$f_{cmax} = \text{Min}(47 ; 19.44) = 19.44 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{R_b}{f_{cmax}} = \frac{31.73}{19.44} = 1.63 \text{ m}^2$$

$$S' = \frac{S}{2} = 0.82 \text{ m}^2$$

On opte pour une section de cale de  $1.5 \times 0.55$ .

#### **b. Situation accidentelle (combinaison B) :**

Le calcul de la surface des cales, se fait de la même manière que celui de la situation temporaire de construction (combinaison A), et on aura :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{cmax}} = \frac{51.05}{25.38} = 2.01 \text{ m}^2$$

Avec  $f_{cmax} = 0.94f_{cj}$  (combinaison accidentelle)



$$S' = \frac{S}{2} = 1 \text{ m}^2$$

On opte pour une section de  $1.5 \times 0.7$  en tenant compte de l'enrobage des frettes fixé à 5cm.

### **CONCLUSION :**

Ce chapitre nous a permis de déterminer les différentes sollicitations en phase de construction ainsi que leurs effets, et ce dans le but de déterminer le câblage de fléau. Nous avons aussi dimensionné les câbles de clouages a fin de solidariser le voussoir avec la pile et éviter le basculement du fléau.

# Chapitre V

## Etude de la précontrainte

## 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 ou ne subit que des contraintes de traction faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas de béton armé.

### 1. Les familles du câblage :

Le tracé des câbles de précontrainte résulte du mode de construction et des phases successives rencontrées. Les câbles peuvent se regrouper en deux familles :

#### 1.1. Les câbles de fléau :

Le câblage de fléau est dimensionné en phase de construction, Ils assurent [1] :

- ✚ la résistance au moment négatif dus au poids propre des voussoirs et les charges de chantier en phase de construction définies ci-avant au chapitre IV.
- ✚ la stabilité de fléau pendant la construction.

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.

Dans la majorité des cas, les câbles de fléaux sont dimensionnés en considérant la contrainte normale en fibre supérieure, au moment du bétonnage de la dernière paire de voussoirs (avant la mise en tension des câbles de fléau ancrés dans ce voussoir).

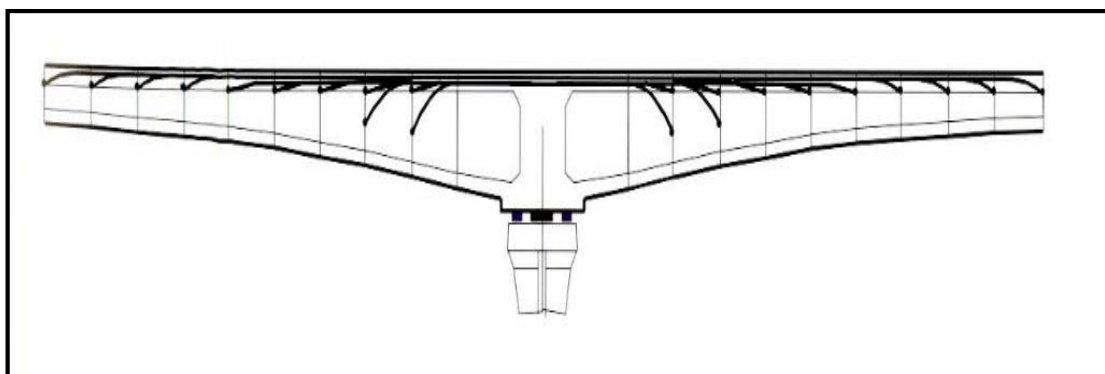


Figure V. 1: Disposition des câbles de fléau [1].

### 1.2. Les câbles de continuité intérieurs au béton (câbles éclisses) [1] :

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

Les câbles de continuité intérieurs au béton appelés souvent "câbles éclisses" règnent sur la partie centrale des travées courantes et dans les extrémités des travées de rive. Ces câbles s'opposent aux moments positifs. Ils sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieure. Ils sont dimensionnés en phase de service.

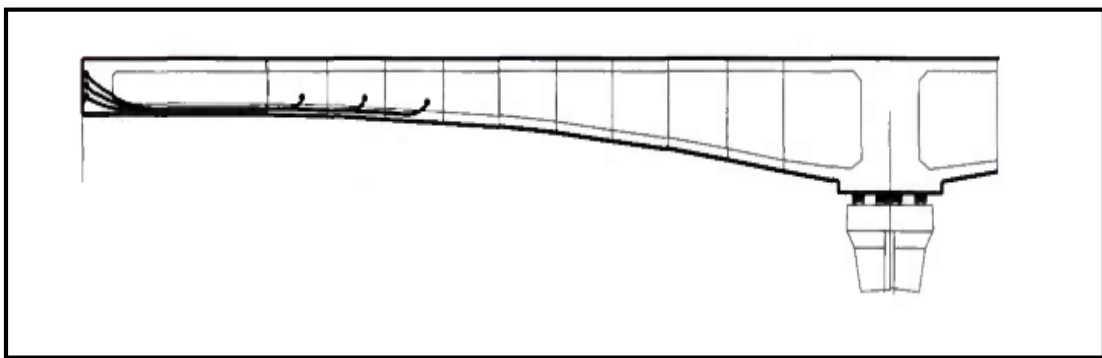


Figure V. 2: Disposition des câbles de continuité intérieurs en travée de rive [1].

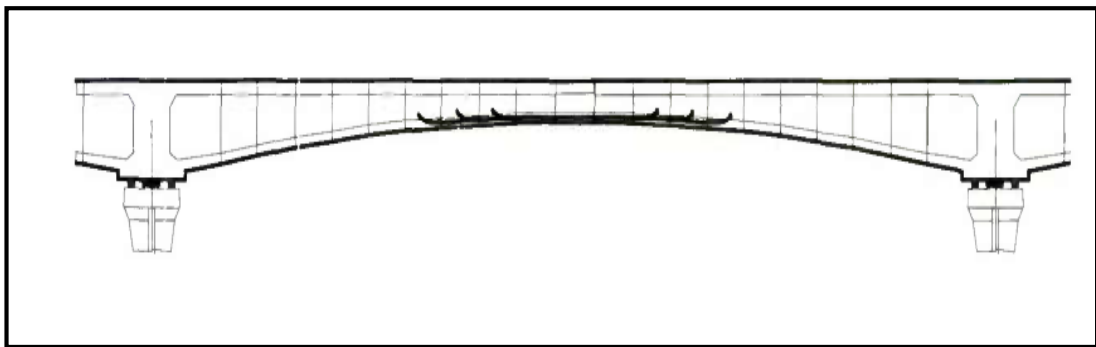


Figure V. 3: Disposition des câbles de continuité intérieurs en travée courante [1].

## 2. Etude de la précontrainte de fléau :

On adoptera le schéma classique qui consiste à faire descendre les câbles des fléaux dans les âmes afin de profiter de la réduction de l'effort tranchant dû aux composantes verticales des efforts de précontrainte. Les câbles sont disposés dans le gousset supérieur, le plus près possible de l'axe des âmes. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent des contraintes au niveau des fibres supérieures et inférieures :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = \frac{M}{I} v \\ \sigma_{inf} = \frac{M}{I} v' \end{array} \right.$$

Ces moments génèrent une traction dans les fibres supérieures et une compression au niveau des fibres inférieures.

L'effort de précontrainte vient reprendre ces moments négatifs :

✚ Au niveau des fibres supérieures :

$$\sigma_{psup} = \frac{P}{S} + \frac{Pev}{I}$$

✚ Au niveau des fibres inférieures :

$$\sigma_{pinf} = \frac{P}{S} + \frac{Pev'}{I}$$

Avec :

- $\sigma_{psup}$  : Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.
- $\sigma_{pinf}$  : Contrainte de traction générée au niveau des fibres inférieures par l'application de l'effort de précontrainte.
- $P$  : la force de précontrainte.
- $v$  : la distance du centre de gravité (CDG) de la section considérée à la fibre supérieure.
- $v'$  : la distance du centre de gravité (CDG) de la section considérée à la fibre inférieure.
- $I$  : le moment d'inertie longitudinal de la section.
- $e$  : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité (CDG).

### 2.1. Détermination de l'effort de la précontrainte :

Nous admettrons que les contraintes du béton au droit des fibres extrêmes de la section sont limitées [15] à :

$$\bar{\sigma}_s \leq \sigma \leq \bar{\sigma}_s'$$

$$\bar{\sigma}_i \leq \sigma \leq \bar{\sigma}_i'$$

Avec :

- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte supérieure admissible de traction.
- $\bar{\sigma}_s'$  : Contrainte supérieure admissible de compression.
- $\bar{\sigma}_i$  : Contrainte inférieure admissible de traction.
- $\bar{\sigma}_i'$  : Contrainte inférieure admissible de compression.

Les contraintes de compression et de traction à vérifier sont :

Le règlement B.P.E.L définit plusieurs classes de précontrainte selon la nature de l'élément et du milieu de son exposition, puisque notre ouvrage se situe à un milieu agressif on a choisi la classe I.

- ✚ Quelle que soit la classe de vérification retenue les contraintes de compression du béton ne peuvent dépasser  $0,6f_{cj}$  en cours de construction.
- ✚ En classe I et en situation d'exploitation, aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section.

Pour déterminer l'effort P de précontrainte il suffit d'équilibrer les contraintes dues aux surcharges avec celles dues à la précontrainte.

$$P = \frac{\frac{Mv}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{ev}{I}}$$

Pour calculer l'effort P nous devons fixer le e.

## 2.2. Dispositions constructives :

Les armatures de précontrainte doivent être disposées dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts, permettre un bétonnage correct et éviter un affaiblissement des éléments constitutifs de la structure [7].

### 2.2.1. Espacement des armatures de précontrainte :

En section courante l'espacement (espacement horizontal :  $e_h$ , espacement vertical  $e_v$ ) des conduits isolés ou des paquets de conduits doit satisfaire aux conditions suivantes :

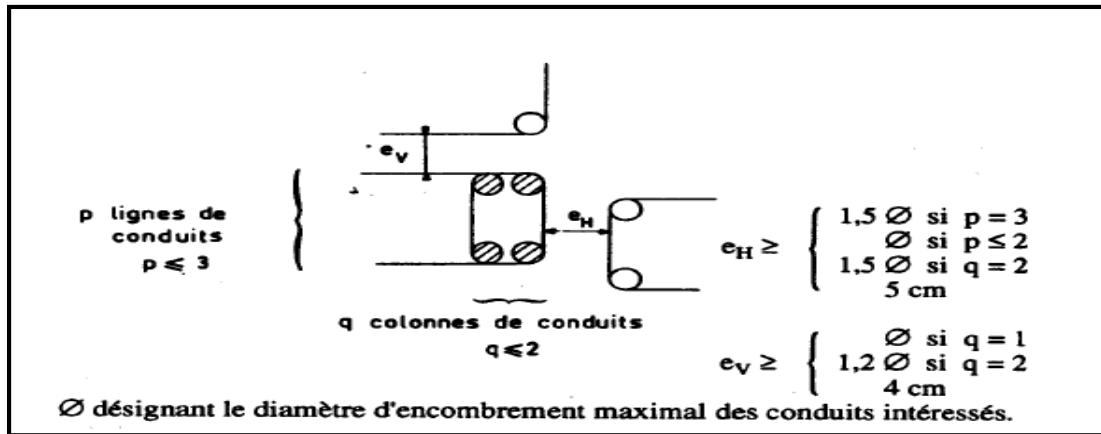


Figure V. 4: Espacement des armatures de précontrainte [7].

Selon le BPEL [7] :

Le groupement des armatures de précontrainte doit satisfaire aux conditions suivantes :

Le nombre de conduits dans chaque paquet est limité :

✚ Dans le sens horizontal à :

2 si  $\varnothing = 5 \text{ cm}$

1 si  $\varnothing > 5 \text{ cm}$

Pour notre cas :  $\varnothing = 8 \text{ cm} > 5 \text{ cm}$  donc le nombre est limité 1 seul conduit.

✚ Dans le sens vertical à :

3 si  $\varnothing = 5 \text{ cm}$

2 si  $5 \text{ cm} < \varnothing < 10 \text{ cm}$

1 si  $\varnothing = 10 \text{ cm}$

Pour notre cas :  $5 < \varnothing = 8 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$  donc le nombre est limité à 2 conduits.

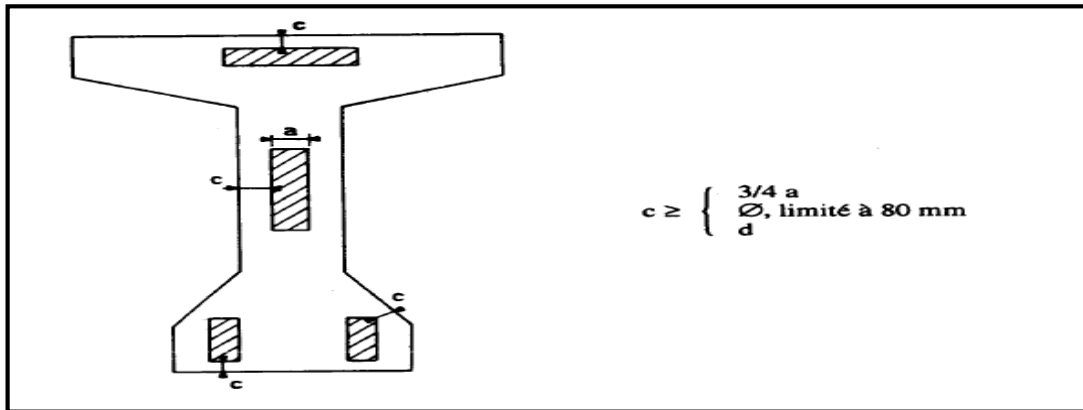
On a pris un seul conduit horizontalement et verticalement donc :

$$\begin{cases} q = 2 & \text{donc : } e_v \geq 1,2\Phi & \text{donc } e_v = \mathbf{10 \text{ cm}} \\ p \leq 2 & \text{donc : } e_h \geq \Phi & \text{donc } e_h = \mathbf{10 \text{ cm}} \end{cases}$$

### 2.2.2. Distance des armatures de précontrainte aux parements :

La distance minimale « c » entre un conduit (ou un paquet de conduits) et un parement doit satisfaire aux conditions ci-après [11] :

$$c \geq \begin{cases} \Phi, \text{ limité à } 80 \text{ mm} \\ d \\ \frac{3}{4} a \end{cases}$$



**Figure V. 5 :** Distance des armatures de précontrainte aux parements.

Avec :

- **a** la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.
- **d** pour les ouvrages courants est égal à 4 cm, dans le cas d'ouvrages exposés à une atmosphère agressive, d est supérieur ou égal à 5 cm, dans le cas d'ouvrages à l'abri des intempéries, d est égal à 3 cm.

Ces conditions visent à assurer une bonne mise en place du béton et permettent le passage des aiguilles vibrantes.

$$C \geq \begin{cases} \Phi = 8 \text{ cm} \\ d \geq 5 \text{ cm} \\ \frac{3}{4} a = \frac{3}{4} (8 \text{ cm}) = 6 \text{ cm} \end{cases}$$

On opte pour **C=10 cm**.

### 2.2.3. Distance des câbles de précontrainte à la fibre supérieure :

En se basant sur le règlement BPEL [7] :

**d<sub>1</sub> = 14 cm, d<sub>2</sub> = 32 cm.**



$d_1, d_2$  : représente la distance entre le centre du câble de précontrainte à la face supérieure du voussoir.

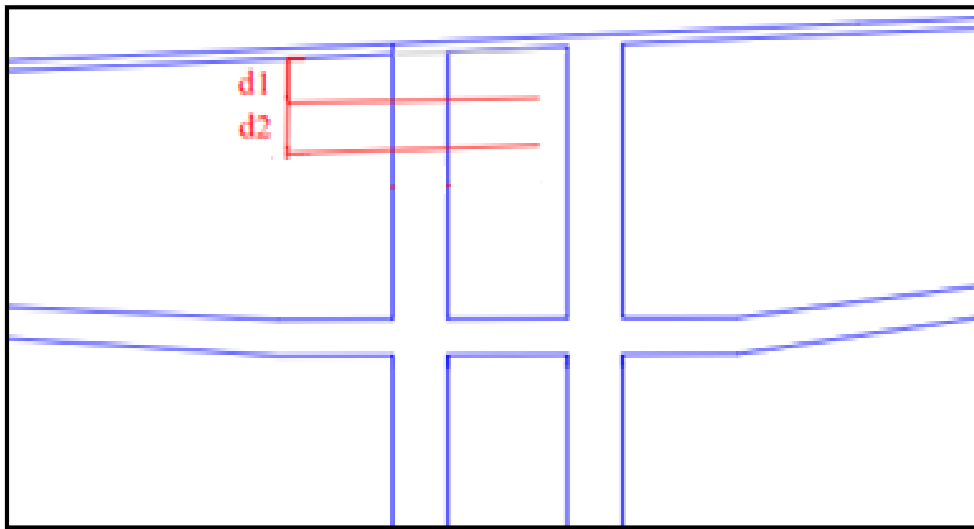


Figure V. 6: Disposition des nappes.

Le schéma ci-dessous présente la disposition adéquate des câbles de la précontrainte pour un gousset du voussoir sur pile, en respectant les exigences du règlement BPEL :

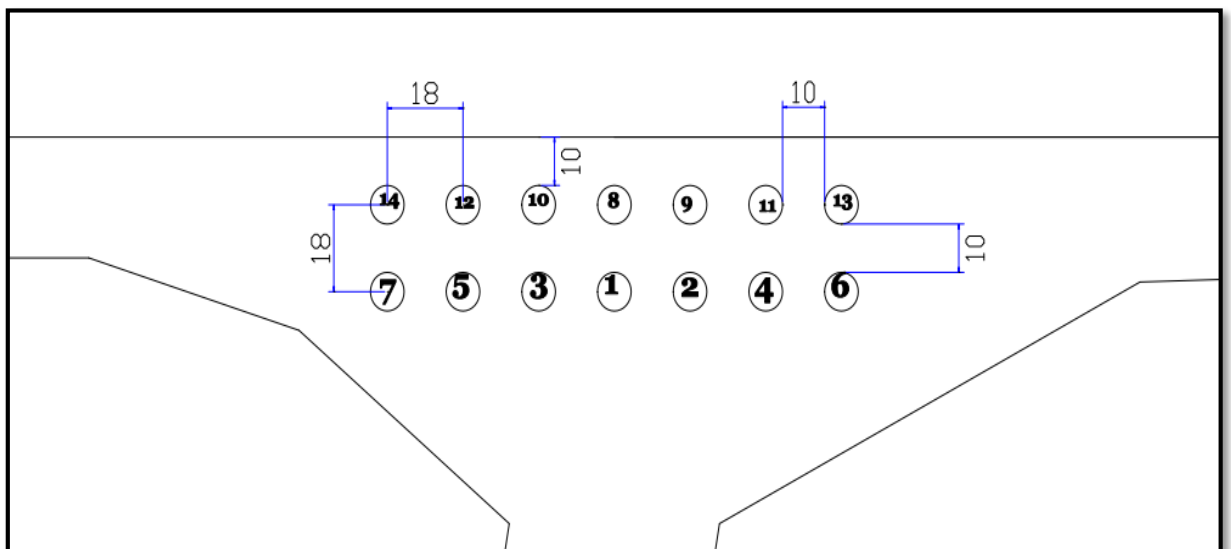


Figure V. 7: Disposition des câbles de fléau.

### 2.3. Détermination du nombre de câbles :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$(n(P_0 - \Delta P) \geq P)$$

Avec :

- $P_0$  : l'effort de précontrainte limite d'un câble de **12T15**.
- $\Delta P$  : étant la perte de tension estimée égale à 25% donc :

$$n \geq \frac{P}{0.75 \times P_0}$$

La tension d'origine :  $P_0 = \min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) = \min(212 ; 212,4) = 212 \text{KN}$

Pour des câbles de 12T15 :  $P_0 = 2544 \text{KN}$  et  $\sigma_{P0} = 1413,33 \text{MPa}$ .

### Résultats numérique :

La détermination du nombre de câbles pour un demi-fléau se fait au niveau de la section d'encastrement (sur pile) où les sollicitations sont maximales, elle présente les caractéristiques géométriques suivantes :

À l'encastrement le moment issu de la combinaison ( $A_1$ ) du chapitre IV est de :

$$M = -155898,91 \text{KN.m}; V = 2,08 \text{m}; e = 1,85 \text{m}; S = 11,28 \text{m}^2; I = 35,73 \text{m}^4$$

D'où :  $P = 50257,59034 \text{KN}$

Donc le nombre de câble est :

$$n \geq \frac{P}{0.75 \times P_0} = \frac{50257,59034}{0,75 \times 2544} = 26.34$$

On adopte un câblage de **28 câbles** (soit 14 câbles par gousset).

### 2.4. Répartition des câbles dans chaque voussoir :

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans les âmes des voussoirs au fur et à mesure de l'avancement.

La répartition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

**Tableau V. 1 : Répartition des câbles dans chaque voussoir.**

(x)	M	P0	V'	e	S(x)	I <sub>y</sub>	V	P	N calculé	N choisi	N arrêté
0	155898,91	2544	2,08	1,85	11,28	35,73	2,53	50257,59	26,34	28	0
4,5	118631,67	2544	1,79	1,56	10,42	25,75	2,29	44951,04	27,22	28	0
8,25	91981,00	2544	1,59	1,36	9,79	19,69	2,11	39763,66	22,84	24	4
12	69044,77	2544	1,41	1,18	9,25	15,21	1,96	34198,50	17,92	20	4
15,75	49588,57	2544	1,26	1,03	8,79	11,94	1,83	27980,19	14,66	16	4
19,5	33414,05	2544	1,13	0,9	8,41	9,62	1,73	21402,79	11,21	12	4
23,25	20358,94	2544	1,03	0,8	8,12	8,01	1,65	14564,44	7,63	8	4
27	10297,01	2544	0,97	0,74	7,91	6,97	1,59	7956,33	4,16	6	2
30,75	3138,10	2544	0,92	0,69	7,78	6,39	1,55	2572,43	1,34	2	4
34,5	0,00	2544	0,91	0,68	7,74	6,2	1,54	0	0	0	2

Remarque :

- ✚ Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.
- ✚ Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

### 2.5. Le tracé du câblage de fléau :

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments de flexion négatifs engendrés pendant la construction des consoles, de façon à rendre chaque voussoir solidaire avec la partie du tablier déjà exécuté.

Ils subissent des déviations verticales et des déviations en plan dans le nœud supérieur, pour les arrêter il faut les descendre légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant [1].

On a adopté les dimensions suivantes pour la distance d'ancrage des câbles :

- Pour les 3 premiers voussoirs la distance d'ancrage à partir du parement est :  $d_1 = 1\text{ m}$ .
- Pour les autres voussoirs :  $d_1 = 0,7\text{ m}$ .

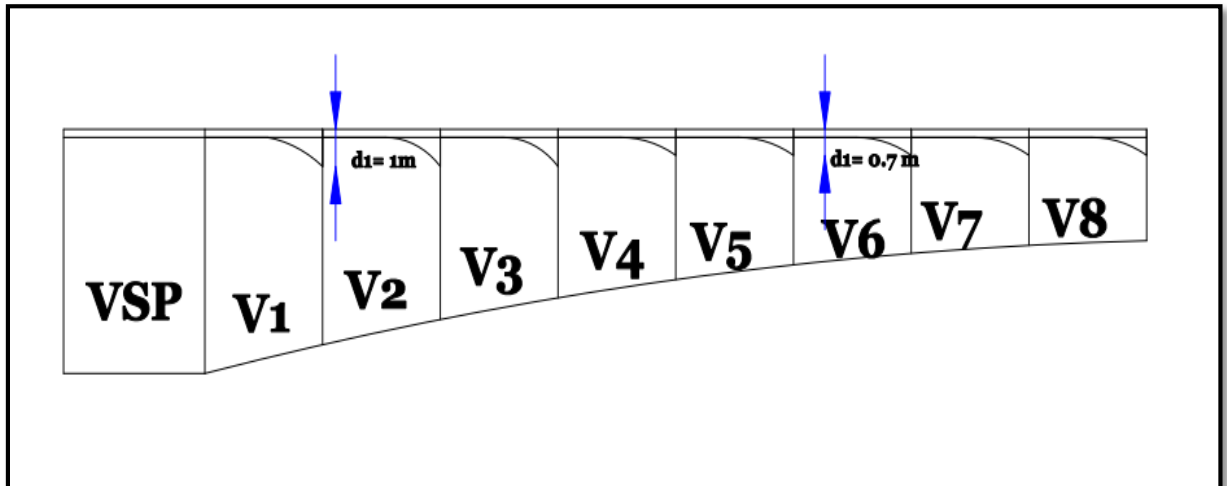


Figure V. 8: Ancrage des câbles de fléau dans les âmes.

### 2.5.1. Etude du tracé en élévation :

Le tracé des câbles doit être rectiligne dans la traversée des joints et perpendiculaire à la surface coffrée du masque, afin d'assembler correctement les éléments de conduits [1].

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- ✚ Il faut éviter les croisements des câbles.
- ✚ Les câbles doivent suivre une trajectoire rectiligne jusqu'au voussoir où ils doivent être ancrés, où ils subissent une déviation parabolique d'équation générale :

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

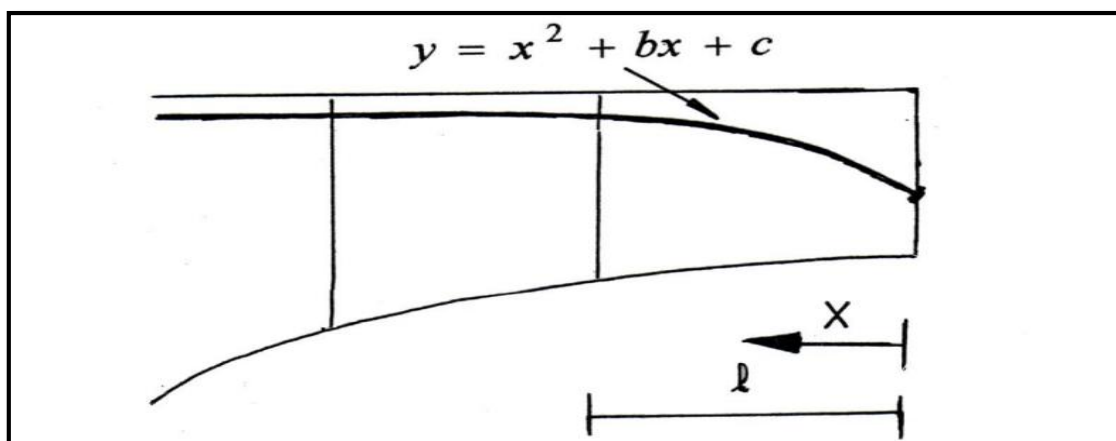


Figure V. 9: Tracé d'un câble en élévation.

En respectant les conditions aux limites l'équation devient :

$$y = d_0 + (d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Avec :

- $d_1$  : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.
- $d_0$  : distance de câbles à la fibre supérieure.

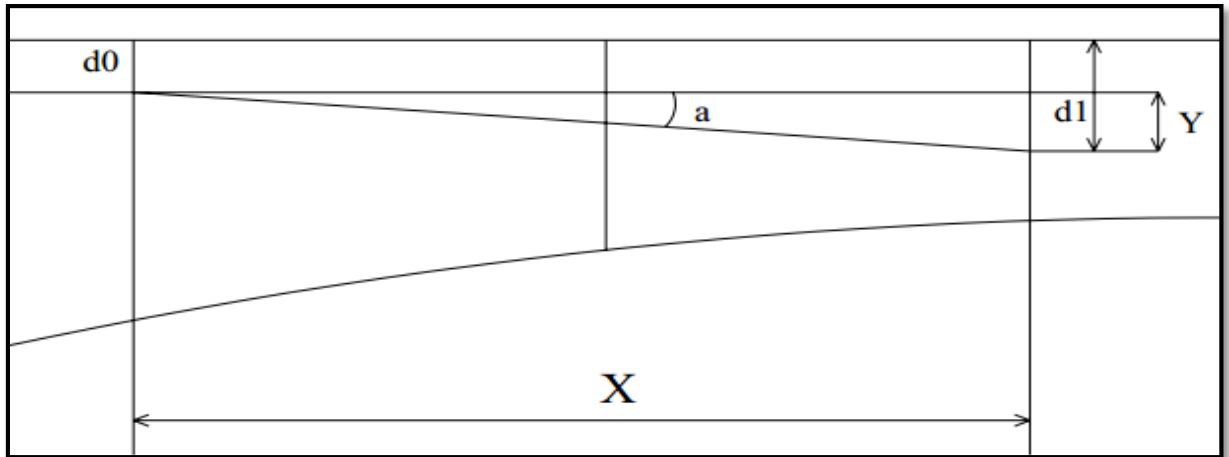


Figure V. 10 : Tracé en élévation des câbles.

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

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

$R_{min}$  : Rayon minimal pour les câbles 12T15 = 6m.

A partir de cette relation, à  $x=8,25$  m (premier voussoir) on va calculer le :

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

- ✚ La déviation verticale d'un câble  $\alpha_n$  est :

$$\tan \alpha_n = \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x}{l^2}, \text{ alors } \alpha_n(x) = \text{Arctng}\left(2(d_1 - d_0) \frac{x}{l^2}\right)$$

- ✚ L'inclinaison du câble doit vérifier aussi que :  $\tan \alpha = \frac{x^2}{2y}$

**Application numérique :**

Pour le voussoir  $V_1$ , nous avons arrêté quatre câbles soit deux par âme donc :

$$x = 8 \text{ m} ; d_0 = 0,32 \text{ m} ; d_1 = 1 \text{ m}.$$

✚ Rayon de courbure en un point :

$$d_1 \leq 0,32 + \frac{4^2}{2 \times 3} = 1,49 \text{ m} \quad 1 \leq 1,49 \text{ m}.$$

$$\text{Et } R = \frac{3,75^2}{2(1-0,32)} = 10,34 > R_{\min}, \text{ c'est vérifiée.}$$

✚ La déviation verticale du câble  $\alpha_n$ :

$$\text{à } X = 0 \text{ m} \quad \tan \alpha_0 = 0$$

$$\text{à } X = 3,75 \text{ m} \quad \tan \alpha_1 = 2(1 - 0,32) \frac{3,75}{3,75^2} = 0,36 \text{ m}.$$

De là, on est arrivé à déduire l'équation de la déviation :

$$y = d_0 + (d_1 - d_0) \left( \frac{x}{l} \right)^2 = 0,32 + (1 - 0,32) \left( \frac{x}{3,75} \right)^2$$

$$y = 0,32 + 0,048 \times x^2$$

En prenant ces coordonnées, on peut facilement définir la déviation de chaque câble dans chaque voussoir. Les résultats sont donnés ci-dessous :

Tableau V. 2 : Equations du tracé en élévation.

N° voussoir	N° de câble	Variation de x	l	d <sub>0</sub>	d <sub>max</sub>	d <sub>1</sub>	R	tan( $\alpha$ )	$\alpha$ (rad)	Equations
1	1	8,25	3,75	0,32	1,49	1	10,34	0,36	0,345	0,32+0,048X <sup>2</sup>
	2	8,25	3,75	0,32	1,49	1	10,34	0,36	0,345	0,32+0,048X <sup>2</sup>
2	3	12	3,75	0,32	1,49	1	10,34	0,36	0,345	0,32+0,048X <sup>2</sup>
	4	12	3,75	0,32	1,49	1	10,34	0,36	0,345	0,32+0,048X <sup>2</sup>
3	5	15,75	3,75	0,32	1,49	1	10,34	0,36	0,345	0,32+0,048X <sup>2</sup>
	6	15,75	3,75	0,32	1,49	1	10,34	0,36	0,345	0,32+0,048X <sup>2</sup>
4	7	19,5	3,75	0,32	1,49	0,7	18,50	0,20	0,197	0,32+0,048X <sup>2</sup>
	8	19,5	3,75	0,14	1,31	0,7	12,56	0,30	0,291	0,14+0,027X <sup>2</sup>
5	9	23,25	3,75	0,14	1,31	0,7	12,56	0,30	0,291	0,14+0,039X <sup>2</sup>
	10	23,25	3,75	0,14	1,31	0,7	12,56	0,30	0,291	0,14+0,039X <sup>2</sup>
6	11	27	3,75	0,14	1,31	0,7	12,56	0,30	0,291	0,14+0,039X <sup>2</sup>
7	12	30,75	3,75	0,14	1,31	0,7	12,56	0,30	0,291	0,14+0,039X <sup>2</sup>
	13	30,75	3,75	0,14	1,31	0,7	12,56	0,30	0,291	0,14+0,039X <sup>2</sup>
8	14	34,5	3,75	0,14	1,31	0,7	12,56	0,30	0,291	0,14+0,039X <sup>2</sup>

### 2.5.2. Etude du tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan, suit aussi une parabole qui commence du début jusqu'à son ancrage dans le voussoir, avec une variation très lente car le câble suit en même temps deux courbures.

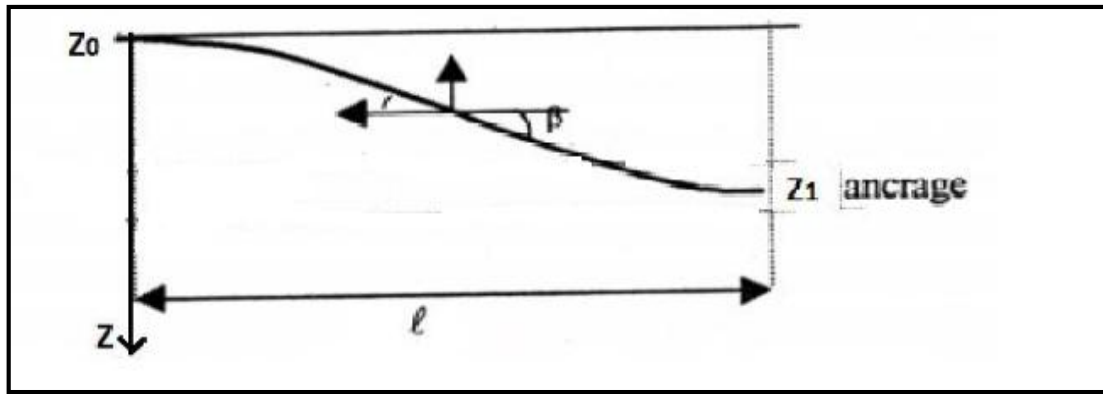


Figure V. 11: Tracé d'un câble en plan.

De même, ces câbles subissent une trajectoire parabolique en plan :

$$z = z_0 + (z_1 - z_0) \left( \frac{x}{l} \right)^2$$

Le rayon :  $R_p(x) = \frac{x^2}{2(z_1 - z_0)}$

La déviation :  $\beta(x) = \text{Arctng} \left( 2(z_1 - z_0) \frac{x}{l^2} \right)$

#### Application numérique :

Pour le voussoir V<sub>1</sub> pour le câble N° 2 :

$X = 3,75 \text{ m} ; l = 3,75 \text{ m} ; z_0 = 0 ; z_1 = 0,18$

$R_p(x) = 39,06 \text{ m} \quad \beta_n = 0,1 \text{ rad.}$

Le tableau suivant donne les déviations en plan pour chaque voussoir :



Tableau V. 3: Equation du tracé en plan.

N° voussoir	N° de câble	Variation de x	l	Z <sub>1</sub>	R <sub>p</sub>	β (rad)	Equations
1	1	8,25	3,75	0	0	0,00	0
	2	8,25	3,75	0,18	39,06	0,10	0,0128X <sup>2</sup>
2	3	12	3,75	-0,18	-39,06	-0,10	-0,0128X <sup>2</sup>
	4	12	3,75	0,36	19,53	0,19	0,0256X <sup>2</sup>
3	5	15,75	3,75	-0,36	-19,53	-0,19	-0,0256X <sup>2</sup>
	6	15,75	3,75	0,54	13,02	0,28	0,0384X <sup>2</sup>
4	7	19,5	3,75	-0,54	-13,02	-0,28	-0,0384X <sup>2</sup>
	8	19,5	3,75	0		0,00	0
5	9	23,25	3,75	0,18	39,06	0,10	0,0128X
	10	23,25	3,75	-0,18	-39,06	-0,10	-0,0128X <sup>2</sup>
6	11	27	3,75	0,36	19,53	0,19	0,0256X <sup>2</sup>
7	12	30,75	3,75	-0,36	-19,53	-0,19	-0,0256X <sup>2</sup>
	13	30,75	3,75	0,54	13,02	0,28	0,0384X <sup>2</sup>
8	14	34,5	3,75	-0,54	-13,02	-0,28	-0,0384X <sup>2</sup>

### 2.6. Calcul des pertes de tension de précontrainte :

Les contraintes dans les aciers ne peuvent être déterminées de façon réglementaire. En effet, certains phénomènes (pertes) interviennent de façon non négligeable dans les aciers de précontrainte (pertes de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale).

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux et du procédé de mise en tension.

La mise en tension des câbles de précontrainte s'effectue grâce à l'action de vérins hydrauliques. Au point le plus sollicité du câble, nous éviterons d'atteindre une valeur trop proche de la rupture de l'acier, c'est pourquoi la réglementation stipule de fixer une traction maximale de mise en tension appelée tension à l'origine et notée  $\sigma_{p0}$  [9].

Dans le cas de la post-tension ou de la prés-tension,  $\sigma_{p0}$  prend la valeur suivante :

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg})$$

Avec :

- $f_{prg}$ : la contrainte de rupture garantie.
- $f_{peg}$ : la limite conventionnelle d'élasticité.

Les pertes de précontrainte sont rangées en deux catégories : pertes instantanées et pertes différées.

### 2.6.1. Les pertes instantanées :

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes :

- ✚ Pertes par frottement.
- ✚ Pertes par recul d'ancrage.
- ✚ Pertes par raccourcissement du béton.

#### a. Les pertes par frottement [9] :

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine, ce frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble. Lors de la mise en tension, le câble est tiré du côté du vérin et fixé du côté opposé (ancrage mort). Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, il en est de même en ligne droite la gaine ni le câble ne sont rigoureusement rectilignes, on admet en général des déviations parasites dans les gaines.

L'effort  $P$  dans le câble, après mise en tension est donné par :

$$P(x) = P_0 e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Selon le BPEL, la perte de tension par frottement, dans la section considérée, est égale à :

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

Avec :

- $f$  : Coefficient de frottement de courbure.
- $\varphi$  : Le Coefficient de frottement droit.
- $\alpha$  : La variation angulaire du câble à l'abscisse x.
- $x$  : l'abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.
- $\theta$  : La déviation angulaire totale du câble à la distance x, est la somme de la déviation  $\alpha$  en plan et  $\beta$  en élévation d'où :  $\theta = \alpha + \beta$

La figure ci-après présente les valeurs de coefficient de frottement de courbure en fonction de la nature des armatures :

Cas	Nature des armatures	$f$		$\Phi$
		$3 \leq R \leq 6 m$	$R \geq 6 m$	
I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Fils trèfles ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprise de bétonnage	Fils trèfles ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Figure V. 12: Les valeurs numérique des coefficients de courbure [9].

Dans notre cas :  $f = 0,2 \text{ rd}^{-1}$  et  $\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$ .

**Application numérique :**

Evaluation des pertes pour le câble N° 2 ancré dans le voussoir N° 1 à  $x = 8,25 \text{ m}$  :

✚ Section 1 : à  $x = 8,25 \text{ m}$ , le câble est rectiligne  $\theta = 0$  :

$$\Delta\sigma(x) = \sigma_{p0}(1 - e^{-(0,2\theta + 0,003x)})$$

$$\Delta\sigma(x) = 1413,33(1 - e^{-(0,2*0 + 0,003*8,25)}) = 34,55 \text{ MPa.}$$

✚ Section 2 : à x= 3,75 m :

$$\Delta\sigma(x) = \sigma_{p0}(1 - e^{-(0,2\theta+0,003x)})$$

$$\Delta\sigma(x) = 1413,33(1 - e^{-(0,2*0+0,003*3,75)})= 15, 81 \text{ MPa.}$$

Le tableau suivant donne les valeurs des pertes pour chaque câble :

**Tableau V. 4:** Pertes dues aux frottements.

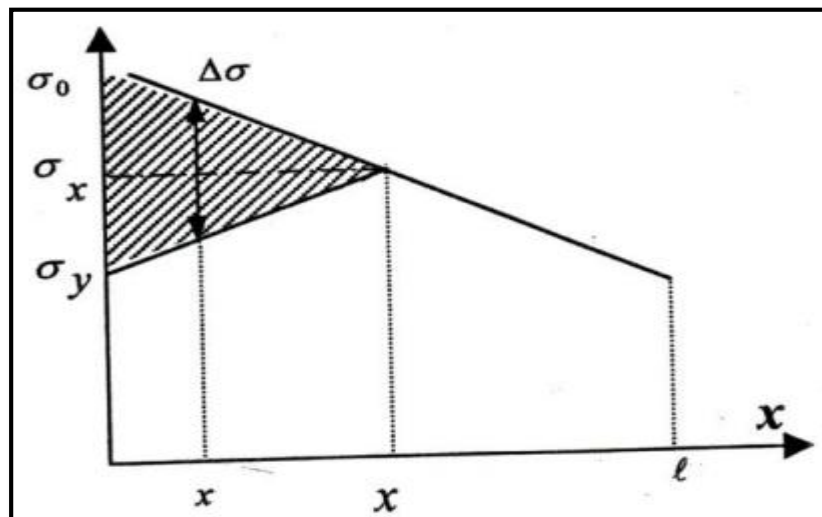
N° de câble	VSP (0)	VSP (4,5)	V <sub>1</sub> (8,25)	V <sub>2</sub> (12)	V <sub>3</sub> (15,75)	V <sub>4</sub> (19,5)	V <sub>5</sub> (23,25)	V <sub>6</sub> (27)	V <sub>7</sub> (30,75)	V <sub>8</sub> (34,5)
1	2,44	1,11								
2	2,44	1,11								
3	3,535	2,22	1,11							
4	3,53	2,22	1,11							
5	4,61	3,31	2,22	1,11						
6	4,61	3,31	2,22	1,11						
7	5,68	4,40	3,31	2,22	1,11					
8	5,68	4,40	3,31	2,22	1,11					
9	6,73	5,46	4,40	3,31	2,22	1,11				
10	6,73	5,46	4,40	3,31	2,22	1,11				
11	7,78	6,52	5,46	4,40	3,31	2,22	1,11			
12	8,81	7,57	6,52	5,46	4,40	3,31	2,22	1,11		
13	8,81	7,57	6,52	5,46	4,40	3,31	2,22	1,11		
14	9,83	8,60	7,57	6,52	5,46	4,40	3,31	2,22	1,11	0
$\Delta\sigma_{\text{frott}}$ (%)	5,80	4,52	4,01	3,51	3,03	2,58	2,22	1,48	1,11	0

### b. Les pertes par recul d'ancrage [9] :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et les clavettes dans les plaques d'ancrages, lors de la dé-tension du vérin et du blocage des clavettes.

Avec :

- $\lambda$  : longueur d'influence du glissement là où il se fait le recul.
- $\sigma_{p0}$  : contrainte initiale.
- $\sigma_{p0}'$  : contrainte après recul d'ancrage.
- $\Delta\sigma$  : la perte de tension.
- $g$  : l'intensité du recul d'ancrage  $g=6\text{mm}$ .
- $E_p$  : module d'élasticité des aciers =  $190\,000\text{ MPa}$  selon BPEL91.



**Figure V. 13:** Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet du recul d'ancrage.

En pratique, nous admettons le raisonnement suivant :

- ✚ Le terme  $g \times E_p$  représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature, compte tenu des frottements sur la longueur  $\lambda$ .
- ✚ Dans la mesure où l'armature de longueur  $l$  est tendue par une seule extrémité, et sa déviation angulaire totale sur cette longueur est  $\alpha$ . La déviation angulaire moyenne sur une longueur  $x$  est :  $\frac{\alpha x}{l}$

La longueur d'influence du glissement est alors :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E p}{\sigma p_0 \times \psi}} \quad \begin{cases} x > \lambda \text{ les pertes nulles.} \\ x < \lambda \text{ les pertes existent.} \end{cases}$$

Avec :  $\psi = \frac{8e_0}{l^2} + \varphi$  et  $g = 6 \text{ mm}$ .

Les pertes dues au recul à l'ancrage sont données par la formule suivante :

$$\Delta \sigma = 2 (\lambda - x) \psi.$$

### Application numérique :

Evaluation des pertes pour le câble N° 7, ancré dans le voussoir N°4 à  $x = 19,5 \text{ m}$  :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g E p}{\sigma p_0 \times \psi}} = 16,83$$

Le recul d'ancrage se fera dans les sections :  $x < \lambda$  donc à :  $x < 16,83$

✚ Section 1 à $x = 0 \text{ m}$	⇒	$\Delta \sigma = 2 (\lambda - x) \psi = 135,39 \text{ MPa.}$
✚ Section 2 à $x = 3,75 \text{ m}$	⇒	$\Delta \sigma = 2 (\lambda - x) \psi = 105,70 \text{ MPa.}$
✚ Section 3 à $x = 7,5 \text{ m}$	⇒	$\Delta \sigma = 2 (\lambda - x) \psi = 75,09 \text{ MPa.}$
✚ Section 4 à $x = 11,25 \text{ m}$	⇒	$\Delta \sigma = 2 (\lambda - x) \psi = 44,94 \text{ MPa.}$
✚ Section 3 à $x = 15 \text{ m}$	⇒	$\Delta \sigma = 2 (\lambda - x) \psi = 14,79 \text{ MPa.}$

Les pertes de recul d'ancrage sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V. 5:** Les pertes dues au recul d'ancrage.

N° de câble	VSP (0)	VSP (4,5)	V <sub>1</sub> (8,25)	V <sub>2</sub> (12)	V <sub>3</sub> (15,75)	V <sub>4</sub> (19,5)	V <sub>5</sub> (23,25)	V <sub>6</sub> (27)	V <sub>7</sub> (30,75)	V <sub>8</sub> (34,5)
1		7,5	9,74							
2		7,53	9,74							
3		5,32	7,50	9,68						
4			7,50	9,68						
5			5,31	7,47	9,63					
6			5,31	7,47	9,63					
7		1,04	3,17	5,31	7,44	9,57				
8		1,04	3,17	5,31	7,44	9,57				
9					5,30	7,41	9,53			
10				3,19	5,30	7,41	9,53			
11				1,12	3,21	5,30	7,38	9,47		
12					1,16	3,23	5,29	7,35	9,42	
13					1,16	3,23	5,29	7,35	9,42	
14						1,21	3,24	5,28	7,32	9,36
$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ (%)	0	1,531	3,45	4,10	5,03	5,87	6,71	7,36	8,72	9,36

**c. Perte par non-simultanéité de mise en tension (raccourcissement du béton) [9] :**

Lorsqu'une pièce est armée avec plusieurs câbles de précontrainte, la mise en tension du premier câble va entraîner un raccourcissement de la pièce, de même lors de la mise en tension du deuxième câble et ainsi de suite.

Selon le BPEL [7] la perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée à :

$$E_p \sum \frac{k \Delta\sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

Par simplification on retient la relation :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b(x) = \frac{1}{2} \times \frac{(2.10^5)}{12653,82} \times \sigma_b(x) = 2,66 \times \sigma_b(x)$$

Les pertes par raccourcissement du béton sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V. 6:** Les pertes par raccourcissement du béton.

Section (m)	VSP (0)	VSP (4,5)	V <sub>1</sub> (8,25)	V <sub>2</sub> (12)	V <sub>3</sub> (15,75)	V <sub>4</sub> (19,5)	V <sub>5</sub> (23,25)	V <sub>6</sub> (27)	V <sub>7</sub> (30,75)	V <sub>8</sub> (34,5)
<b>P (KN)</b>	67,09	66,91	65,91	56,39	46,77	37,26	27,79	18,5 4	13,76	4,61
<b>e(x)</b>	2,0	1,7	1,4	1,2	1,0	0,9	0,7	0,7	0,4	0,2
<b>S(x)</b>	11,3	10,4	9,8	9,3	8,8	8,4	8,1	7,9	7,8	7,7
<b>I(x)</b>	35,8	25,8	19,7	15,2	11,9	9,6	8,0	7,0	6,4	6,2
<b>M<sub>g</sub> (MN.m)</b>	124,7 5	92,56	69,88	50,71	34,85	22,11	12,35	5,46	1,36	0,0
<b>σ<sub>b</sub>(x) MPa</b>	6,4	7,7	8,1	7,2	6,2	5,4	4,1	3,1	2,1	0,6
<b>Δσ<sub>raccour</sub> (%)</b>	1,2	1,5	1,5	1,4	1,2	1,0	0,8	0,6	0,4	0,1



La somme des pertes instantanées est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{inst}(\%) = \Delta\sigma_{frott}(\%) + \Delta\sigma_{recul}(\%) + \Delta\sigma_{raccourci}(\%)$$

**Tableau V. 7:** Valeurs des pertes instantanées.

Section (m)	VSP (0)	VSP (4,5)	V <sub>1</sub> (8,25)	V <sub>2</sub> (12)	V <sub>3</sub> (15,75)	V <sub>4</sub> (19,5)	V <sub>5</sub> (23,25)	V <sub>6</sub> (27)	V <sub>7</sub> (30,75)	V <sub>8</sub> (34,5)
$\Delta\sigma_{instant}$ (%)	7,0	7,5	9,0	9,0	9,2	9,5	9,7	9,4	10,2	9,5

**2.6.2. Les pertes différées :**

**a. Pertes dues au retrait du béton [9]. :**

Le retrait de béton 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. Ce retrait aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

La valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma = \epsilon_r \cdot E_p$$

Avec :

- $\epsilon_r$  : le retrait final du béton, pour une région humide vaut :  $1.5 \cdot 10^{-4}$  [7].

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 8 :** Les pertes dues au retrait.

Section (m)	VSP (0)	VSP (4,5)	V <sub>1</sub> (8,25)	V <sub>2</sub> (12)	V <sub>3</sub> (15,75)	V <sub>4</sub> (19,5)	V <sub>5</sub> (23,25)	V <sub>6</sub> (27)	V <sub>7</sub> (30,75)	V <sub>8</sub> (34,5)
$\Delta\sigma_{retrait}$ (MPa)	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
$\Delta\sigma_{retrait}$ (%)	2,12	2,12	2,12	2,12	2,12	2,12	2,12	2,12	2,12	2,12

**b. Pertes dues au fluage :**

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. A la différence du retrait, le fluage commence au moment du chargement (effort constant) et se développe dans le temps pendant la durée d'application de ce dernier, la perte due au fluage vaut selon le BPEL [7] :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$\sigma_b$  étant la contrainte finale et  $\sigma_M$  la contrainte maximale, supportées par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les actions précédentes, y compris celles dues à la précontrainte.

Si  $\sigma_M = 1,5 \sigma_b$ , l'évaluation de la perte finale de tension due au fluage du béton est :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\Delta\sigma_{fluage} = 2 \cdot \varepsilon_{ri} \cdot E_p$$

Où :  $\varepsilon_{ri} = \frac{\sigma_b}{E_i}$  et  $\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$

Avec :

- **M** : moment en phase de service.
- **P** : force de précontrainte.
- **e** : excentricité du câble moyen.

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 9:** Les pertes dues au fluage.

Section (m)	VSP (0)	VSP (4,5)	V <sub>1</sub> (8,25)	V <sub>2</sub> (12)	V <sub>3</sub> (15,75)	V <sub>4</sub> (19,5)	V <sub>5</sub> (23,25)	V <sub>6</sub> (27)	V <sub>7</sub> (30,75)	V <sub>8</sub> (34,5)
<b>P(x) MN</b>	66,24	65,88	64,83	64,83	64,65	64,48	64,313	64,50	63,94	64,47
<b>σ<sub>b</sub>(x)MPa</b>	6,20	7,52	7,86	8,83	9,65	10,78	11,02	12,31	9,87	8,79
<b>ε<sub>ri</sub> *10<sup>-4</sup></b>	1,64	1,99	2,08	2,34	2,56	2,86	2,92	3,27	2,62	2,33
<b>Δσ<sub>fluage</sub> (MPa)</b>	65,89	79,91	83,53	93,93	102,57	114,62	117,16	130,92	104,98	93,45
<b>Δσ<sub>fluage</sub> (%)</b>	4,66	5,65	5,91	6,65	7,26	8,11	8,29	9,26	7,43	6,61

**c. Pertes dues à la relaxation de l’acier [9] :**

La relaxation de l’acier est un relâchement de la tension, elle dépend de l’acier et de son traitement. On distingue des aciers :

- à relaxation normale, RN.
- Très basse relaxation, TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000heures exprimée par Φ<sub>1000</sub>=2,5% pour des aciers T.B.R (très basse relaxation).

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

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

- σ<sub>pi</sub>(x) : est la contrainte dans le câble après pertes instantanées.
- μ<sub>0</sub> : étant un coefficient pris égal à 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

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

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 10:** Les pertes dues à la relaxation des aciers.

Section (m)	VSP (0)	VSP (4,5)	V <sub>1</sub> (8,25)	V <sub>2</sub> (12)	V <sub>3</sub> (15,75)	V <sub>4</sub> (19,5)	V <sub>5</sub> (23,25)	V <sub>6</sub> (27)	V <sub>7</sub> (30,75)	V <sub>8</sub> (34,5)
$\sigma_{pi}(x)$ MPa	1314	1307	1286	1286	1282	1279	1276	1279	1268	1279
$\mu$	0,74	0,74	0,73	0,73	0,73	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72
$\Delta\sigma_{relaxa}$ (MPa)	61,88	60,74	57,49	57,51	56,96	56,45	55,92	56,49	54,82	56,42
$\Delta\sigma_{relaxa}$ (%)	4,38	4,30	4,07	4,07	4,03	3,99	3,96	4,00	3,88	3,99

La somme des pertes différées est prise égale à [9] :

$$\Delta\sigma_{diffé}(\%) = \Delta\sigma_{retrait}(\%) + \Delta\sigma_{fluage}(\%) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{relaxation}(\%)*$$

\*La perte de tension par relaxation de l'acier diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Il en a été tenu compte forfaitairement dans cette relation en minorant par 5/6 la valeur de la relaxation finale de l'acier.

**Tableau V. 11:** Les pertes différées.

Section (m)	VSP (0)	VSP (4,5)	V <sub>1</sub> (8,25)	V <sub>2</sub> (12)	V <sub>3</sub> (15,75)	V <sub>4</sub> (19,5)	V <sub>5</sub> (23,25)	V <sub>6</sub> (27)	V <sub>7</sub> (30,75)	V <sub>8</sub> (34,5)
$\Delta\sigma_{différées}(\%)$	10,43	11,36	11,42	12,16	12,74	13,56	13,71	14,72	12,78	12,06

### 2.6.3 Les pertes totales :

Les pertes totales dues aux pertes instantanées et pertes différées sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau V. 12: Les pertes totales.

Section (m)	VSP (0)	VSP (4,5)	V <sub>1</sub> (8,25)	V <sub>2</sub> (12)	V <sub>3</sub> (15,75)	V <sub>4</sub> (19,5)	V <sub>5</sub> (23,25)	V <sub>6</sub> (27)	V <sub>7</sub> (30,75)	V <sub>8</sub> (34,5)
$\Delta\sigma$ totale (%)	17,4	18,9	20,4	21,1	22,0	23,0	23,4	24,2	23,0	21,5

**Remarque :**

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%).

**3. Etude de la précontrainte de continuité intérieur :**

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux [1].

**3.1. Moment dû à la combinaison maximale  $M_{comb}$  :**

Les câbles de continuité intérieurs seront dimensionnés avec les moments maximum positifs dus à la combinaison suivante :

$$G + 1,2(AL + ST) + M_{fl}$$

Avec :

- **G** : poids propre du tablier et les charges complémentaire permanentes (CCP).
- **Al** : surcharge routière dominante.
- **St** : surcharge du trottoir.
- **M<sub>fl</sub>** : Moment dû au fluage.

**3.2. Moment dû au fluage  $M_{fl}$  :**

Pour simplifier les calculs, l'ouvrage peut être dimensionné en considérant que le fluage crée une contrainte de traction en fibre inférieure à la clé de la travée centrale. Les moments dus à l'effet du fluage sont déterminés analytiquement à l'aide de la formule suivante [1] :

$$M_{fl} = I_0 \cdot \frac{\sigma^*}{\nu_i}$$

Avec :

- $I_0$  : l'inertie du voussoir de clavage qui est égale à  $6,2 \text{ m}^4$ .
- $V_i$  : distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure du voussoir concerné
- $\sigma^*$  : à une valeur de 1 MPa pour les voussoirs préfabriqués et 1,5MPa pour les voussoirs coulés sur place qui est pour notre cas.

$$M_{fl} = 6,2 \cdot \frac{1,5}{V_i} = \frac{9,3}{V_i}$$

**Tableau V. 13:** Moment de fluage.

x	V'(x)	M <sub>fl</sub> (KN.m)
0	0,91	<u>10219,8</u>
3,75	0,92	10066,8607
7,5	0,97	9634,38039
11,25	1,03	8990,63875
15	1,13	8221,56119
18,75	1,26	7406,92786
22,5	1,41	6606,81672
26,25	1,59	5858,86073
30	1,79	5181,95894
34,5	2,08	4471,15385

### 3.3. Calcul de l'effort de précontrainte et nombre de câble de continuité :

L'effort de précontrainte se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$P = \frac{\frac{M.v}{I}}{\frac{1}{s} + \frac{e.v}{I}}$$

Le nombre de câble est déterminé par la formule suivante :

$$n \geq \frac{P}{0.75 \times P_0}$$

Avec :

- $\Delta P$  : étant la perte de tension estimée à 25%
- $e$  : est la distance du centre de gravité du voussoir concerné à la moitié de l'épaisseur de l'hourdis inférieur.

D'où le moment total est :

$$M_{ttle} = M_{comb} + M_{fl}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Les valeurs du moment dû à la combinaison maximale est donnée en annexe.

✚ Travée centrale :

**Tableau V. 14:** Calcul du nombre de câbles de continuité intérieurs (travée centrale).

N° de voussoir	X	I	S	V'	e	$M_{ttle}$	P	N câble	N choisi	N arrêté
<b>VSC</b>	0	1,54	7,74	0,91	1,42	35520,67	15475,69	8,11	10	2
<b>1</b>	3,75	1,55	7,78	0,92	1,42	32474,52	14039,14	7,36	8	2
<b>2</b>	7,5	1,59	7,91	0,97	1,45	24645,12	10413,13	5,46	6	2
<b>3</b>	11,25	1,65	8,12	1,03	1,50	12065,90	4913,22	2,58	4	4
<b>4</b>	15	1,73	8,41	1,13	1,57	-5294,46	-2052,19	-1,08	0	0
<b>5</b>	18,75	1,83	8,79	1,26	1,66	-27432,51	-10018,01	-5,25	0	0
<b>6</b>	22,5	1,96	9,25	1,41	1,76	-54441,24	-18580,19	-9,74	0	0
<b>7</b>	26,25	2,11	9,79	1,59	1,89	-86584,13	-27452,52	-14,39	0	0
<b>8</b>	30	2,29	10,42	1,79	2,03	-123831,1	-36328,41	-19,04	0	0
<b>VSP</b>	34,5	2,53	11,28	2,08	2,23	-175530,2	-46770,34	-24,51	0	0

Donc pour la travée centrale on retient 10 câbles 12T15.

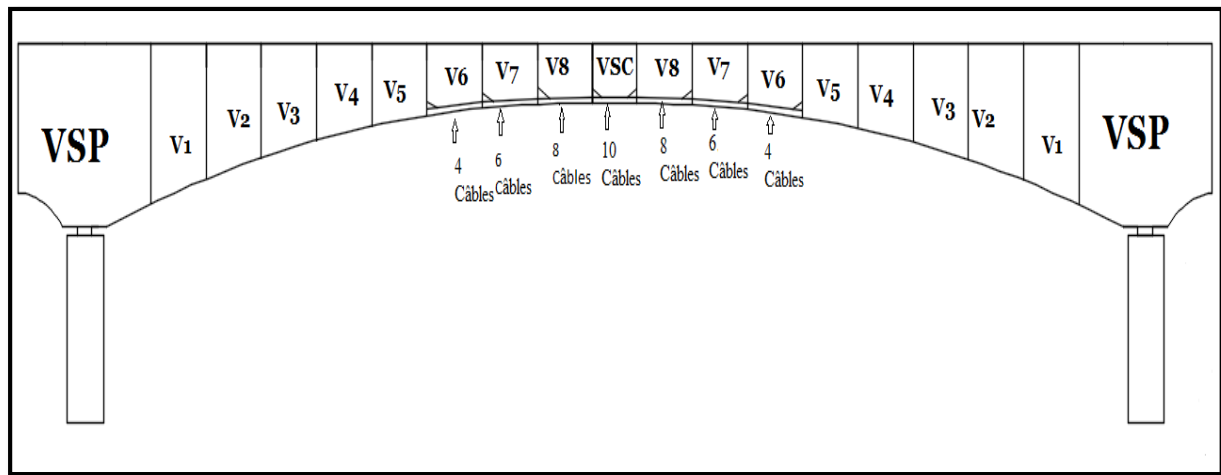


Figure V. 14: Nombre de câbles de continuité pour la travée centrale.

✚ Travée de rive :

Les valeurs du moment dû à la combinaison maximale est donnée en annexe.

Tableau V. 15: Calcul du nombre de câbles de continuité (travée de rive).

N° de voussoir	X	I	S	V'	e	M <sub>ttle</sub>	P	N câble	N choisi	N arrêté
VSC	0	1,54	7,74	0,91	1,42	25836,59	11256,51	5,90	8	0
1	3,75	1,55	7,78	0,92	1,42	26828,27	11598,19	6,08	8	2
2	7,5	1,59	7,91	0,97	1,45	22954,88	9698,97	5,08	6	2
3	11,25	1,65	8,12	1,03	1,50	14023,37	5710,30	2,99	4	4
4	15	1,73	8,41	1,13	1,57	25,08	9,72	0,01	0	0
5	18,75	1,83	8,79	1,26	1,66	-19130,05	-6986,05	-3,66	0	0
6	22,5	1,96	9,25	1,41	1,76	-44788,72	-15285,89	-8,01	0	0
7	26,25	2,11	9,79	1,59	1,89	-73005,97	-23147,41	-12,13	0	0
8	30	2,29	10,42	1,79	2,03	-108074,18	-31705,78	-16,62	0	0
VSP	34,5	2,53	11,28	2,08	2,23	-157590,54	-41990,28	-22,01	0	0

Pour la travée de rive on retient 8 câbles 12T15.



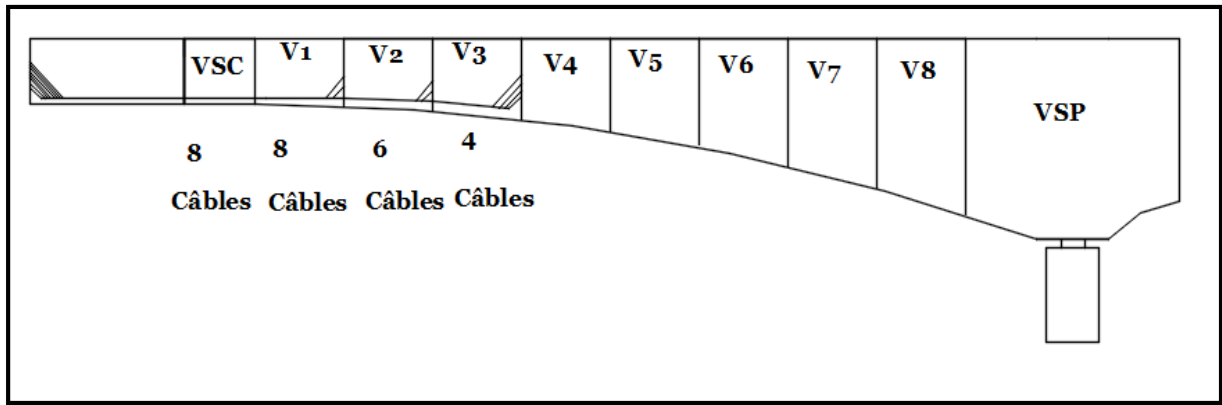


Figure V. 15: Nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

#### 4. Vérification des contraintes :

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

Selon le B.P.E.L on doit vérifier les contraintes dans deux phases différentes :

- ✚ En phase de construction.
- ✚ En phase de service.

##### 4.1. Vérification en phase de construction :

En phase de construction, les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{(P \cdot e \cdot v)}{I} - \frac{M \cdot v}{I} \geq \sigma_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{(P \cdot e \cdot v')}{I} + \frac{M \cdot v'}{I} \leq \sigma_{bc}$$

Avec :

- $\sigma_{inf}$  : La contrainte dans la fibre inférieure de la section.
- $\sigma_{sup}$  : La contrainte dans la fibre supérieure de la section.
- $P$  : La force de précontrainte due aux câbles de fléau.
- $S$  : Section transversale du voussoir.
- $M$  : Moment généré par application des charges.
- $v$  : La distance entre la fibre supérieure et l'axe neutre d'un voussoir.

- $v'$  : La distance entre la fibre inférieure et l'axe neutre d'un voussoir.
- $e$  : L'excentrement des câbles par rapport à l'axe neutre des voussoirs.
- $\bar{\sigma}_{bt}$ : Contrainte limite de traction du béton.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de compression du béton.
- 

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 24 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bt} = 0 \text{ MPa} \end{cases}$$

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérification :

- Etat à vide :  $M_{min}$  = moment dû au poids propre.
- Etat En charge :  $M_{max}$  = moment dû au poids propre et les surcharges de service.

✚ Travée centrale :

**Tableau V. 16:** Vérification des contraintes en phase de construction sous  $M_{min}$ (MPa).

Section	0	3,75	7,5	11,25	15	18,75	22,5	26,25	30	34,5
$\sigma_{inf}(x)$	0,32	0,70	0,74	2,05	2,61	3,76	4,29	4,76	5,01	5,70
$\sigma_{sup}(x)$	0,64	1,99	2,70	3,43	4,54	5,14	5,88	6,62	6,08	4,86

**Tableau V. 17 :** Vérification des contraintes en phase de construction sous  $M_{max}$  (MPa).

Section	0	3,75	7,5	11,25	15	18,75	22,5	26,25	30	34,5
$\sigma_{inf}(x)$	0,32	1,13	1,84	3,70	4,64	6,02	6,66	7,13	7,33	7,91
$\sigma_{sup}(x)$	0,64	1,74	2,03	2,39	3,21	3,59	4,18	4,84	4,26	3,05

D'après les tableaux ci-dessus, on constate que les contraintes en phase de construction sont vérifiées :

✚ Travée de rive :

Puisque les fléaux de notre ouvrage sont symétriques, la vérification des contraintes en phase de construction sous  $M_{min}$  et  $M_{max}$  dans la travée de rive est la même que celle de la travée centrale (Tableau V. 1 et Tableau V. 2).

#### 4.2. Vérification en phase de service :

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérification :

- Etat à vide :  $M_{\min}$  = moment dû au poids propre, surcharges de service ainsi qu'au moment dû au fluage.
- Etat en charge :  $M_{\max}$  = moments dus au poids propre, fluage et moment max dû à la combinaison la plus défavorable « CCP+1,2(AL+ST) ».

En phase de service, les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{(P \cdot e \cdot v)}{I} - \frac{M \cdot v}{I} \geq \sigma_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{(P \cdot e \cdot v')}{I} + \frac{M \cdot v'}{I} \leq \sigma_{bc}$$

P : représente la force de précontrainte due aux câbles de fléau et de continuité.

✚ Travée centrale :

**Tableau V. 18:** Vérification des contraintes en phase de service sous  $M_{\min}$  (MPa).

Section	$M_{\text{fléau}}$	$M_{\text{continuité}}$	$M_{\text{poidpropre}}$	$M_{\text{ccp}}$	$M_{\text{fluage}}$	$\sigma_{sup}(x)$	$\sigma_{inf}(x)$
0	803,90	26998,2	0	7689,07	1500,00	-1,77	11,77
3,75	4701,31	21745,53	1361,88	7113,11	1455,96	-0,01	10,02
7,5	10827,26	16639,85	5463,61	5862,89	1334,20	1,22	7,61
11,25	16454,59	11460,67	12353,40	3931,70	1160,95	2,53	6,39
15	28574,20	/	22111,59	1309,55	967,20	4,50	3,02
18,75	40195,2	/	34850,69	-1982,40	778,75	5,43	3,57
22,5	57881,08	/	50715,34	-5961,99	611,58	6,49	3,60
26,25	79779,84	/	69882,31	10671,89	472,32	5,80	5,95
30	99297,40	/	92560,53	-15989,05	361,16	7,22	3,62
34,5	118245,1	/	124750,9	-23145,00	260,26	6,23	4,08

**Tableau V. 19:** Vérification des contraintes en phase de service sous  $M_{max}$  (MPa).

Section	$M_{fléau}$	$M_{continuité}$	$M_{poidpropre}$	$M_{combinaison}$	$M_{fluage}$	$\sigma_{sup}(x)$	$\sigma_{inf}(x)$
<b>0</b>	803,90	26998,2	0	25300,89	1500,00	-4,35	16,15
<b>3,75</b>	4701,31	21745,53	1361,88	23769,55	1455,96	-2,42	14,07
<b>7,5</b>	10827,26	16639,85	5463,61	20474,35	1334,20	-0,81	10,94
<b>11,25</b>	16454,59	11460,67	12353,40	15428,66	1160,95	1,04	8,76
<b>15</b>	28574,20	/	22111,59	8595,57	967,20	3,64	4,33
<b>18,75</b>	40195,2	/	34850,69	11,26	778,75	5,22	3,88
<b>22,5</b>	57881,08	/	50715,34	-10332,71	611,58	6,89	3,04
<b>26,25</b>	79779,84	/	69882,31	-22560,67	472,32	8,48	2,39
<b>30</b>	99297,40	/	92560,53	-36452,56	361,16	8,64	1,80
<b>34,5</b>	118245,1	/	124750,92	-55250,45	260,26	8,09	1,81

D'après les tableaux ci-dessus, on constate que les contraintes en phase de service sont dans la majorité vérifiées.

✚ Travée de rive :

**Tableau V. 20 :** Vérification des contraintes en phase de service sous  $M_{max}$  (MPa).

Section	$M_{fléau}$	$M_{continuité}$	$M_{poidpropre}$	$M_{ccp}$	$M_{fluage}$	$\sigma_{sup}(x)$	$\sigma_{inf}(x)$
<b>0</b>	803,904	21598,56	0	2171,65	1500,00	-0,66	8,57
<b>3,75</b>	4701,31	21745,53	1361,88	1987,74	1455,96	0,73	8,78
<b>7,5</b>	10827,26	16599,6	5463,61	1290,00	1334,20	1,85	6,56
<b>11,25</b>	16454,59	11448	12353,40	23,27	1160,95	3,03	5,59
<b>15</b>	28574,20	0	22111,59	-1976,41	967,20	4,88	2,43
<b>18,75</b>	40195,2	0	34850,69	-4595,42	778,75	5,70	3,17
<b>22,5</b>	57881,08	0	50715,34	-7848,11	611,58	6,66	3,36
<b>26,25</b>	79779,84	0	69882,31	-11695,07	472,32	7,60	3,55
<b>30</b>	99297,40	0	92560,53	-16128,00	361,16	7,23	3,61
<b>34,5</b>	118245,1	0	124750,9	-22221,87	260,26	6,17	4,15

**Tableau V. 21** : Vérification des contraintes en phase de service sous  $M_{max}$  (MPa).

Section	$M_{fléau}$	$M_{continuité}$	$M_{poidpropre}$	$M_{combinaison}$	$M_{fluage}$	$\sigma_{sup}(x)$	$\sigma_{inf}(x)$
<b>0</b>	803,90	26998,2	0	10000,81	1500,00	-1,81	10,51
<b>3,75</b>	4701,31	21745,53	1361,88	14123,30	1455,96	-1,02	11,73
<b>7,5</b>	10827,26	16639,85	5463,61	18784,11	1334,20	-0,57	10,54
<b>11,25</b>	16454,59	11460,67	12353,40	17386,13	1160,95	0,79	9,15
<b>15</b>	28574,20	/	22111,59	13915,11	967,20	3,01	5,29
<b>18,75</b>	40195,2	/	34850,69	8313,72	778,75	4,34	5,15
<b>22,5</b>	57881,08	/	50715,34	-680,19	611,58	6,00	4,28
<b>26,25</b>	79779,84	/	69882,31	-8982,51	472,32	7,38	3,85
<b>30</b>	99297,40	/	92560,53	-20695,60	361,16	7,54	3,20
<b>34,5</b>	118245,1	/	124750,92	-37310,77	260,26	7,05	3,08

D'après les tableaux ci-dessus, on constate que les contraintes en phase de service sont dans la majorité vérifiées.

## 5. Vérification de l'effort tranchant :

Cette partie du chapitre traite uniquement des effets de l'effort tranchant sur une poutre ayant un plan moyen verticale et soumise à la flexion. La partie résistante d'un caisson à l'effort tranchant est celle de l'âme. Les tables supérieure et inférieure sont des éléments résistants à la flexion.

L'âme d'une poutre sera donc dimensionnée pour [9] :

- ✚ Résister à l'effort tranchant.
- ✚ Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontrainte

### 5.1. Détermination de l'effort tranchant [9] :

Pour la détermination de l'effort tranchant il faut tenir compte :

- ✚ Des charges et surcharges (poids propre, superstructures, charges d'exploitation).
- ✚ De la réduction de l'effort tranchant dû à la précontrainte.
- ✚ De l'effet RESAL.

### 5.1.1. Effet isostatique [9] :

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-dessous situé à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués :

- Effort tranchant  $V$  positif.
- Composante verticale de la précontrainte  $P \sin \alpha$  qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

On aura alors :  $V - P \sin \alpha = 0$

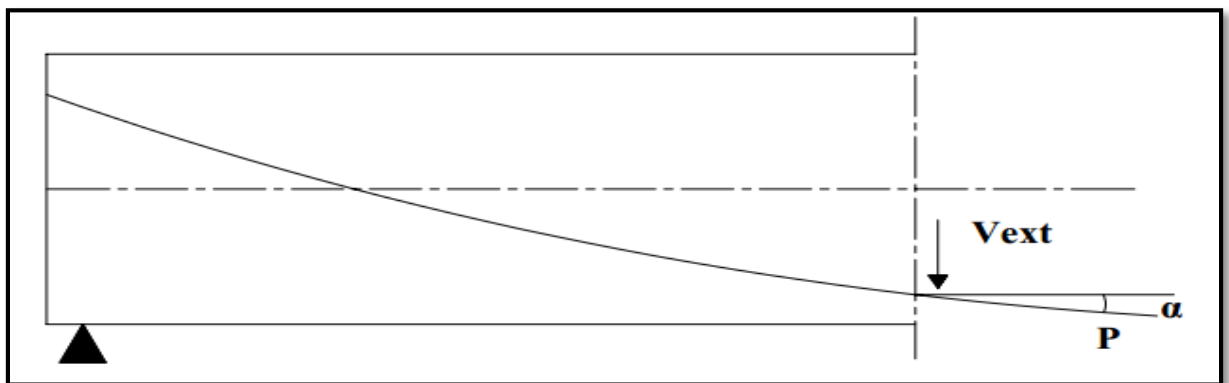


Figure V. 16: Effort Tranchant Isostatique Dans La Poutre.

### 5.1.2. Effet des charges et surcharges :

L'effort tranchant dû aux charge et surcharge est déterminé numériquement (Robot), à l'ELS sous la combinaison de charge :  $G+1.2 (A1+St)$ .

### 5.1.3. Effet REZAL [9] :

Dans notre cas, la hauteur de la poutre caisson est variable avec l'abscisse, plus grande sur appui qu'en travée.

En respectant un extradoss horizontal, l'intrados est incliné de pente :  $\frac{dh}{dx}$ , et généralement comprimé près des appuis, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures est compensée par la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :

$$V_{res} = \frac{M}{Z} \frac{dh}{dx}$$

Cette réduction consiste à tenir compte de l'inclinaison de l'hourdis inférieur par rapport à la fibre moyenne. Il est admis de ne l'appliquer que sur la part de compression exercée à l'extérieur de l'âme (zone hachurée du caisson).

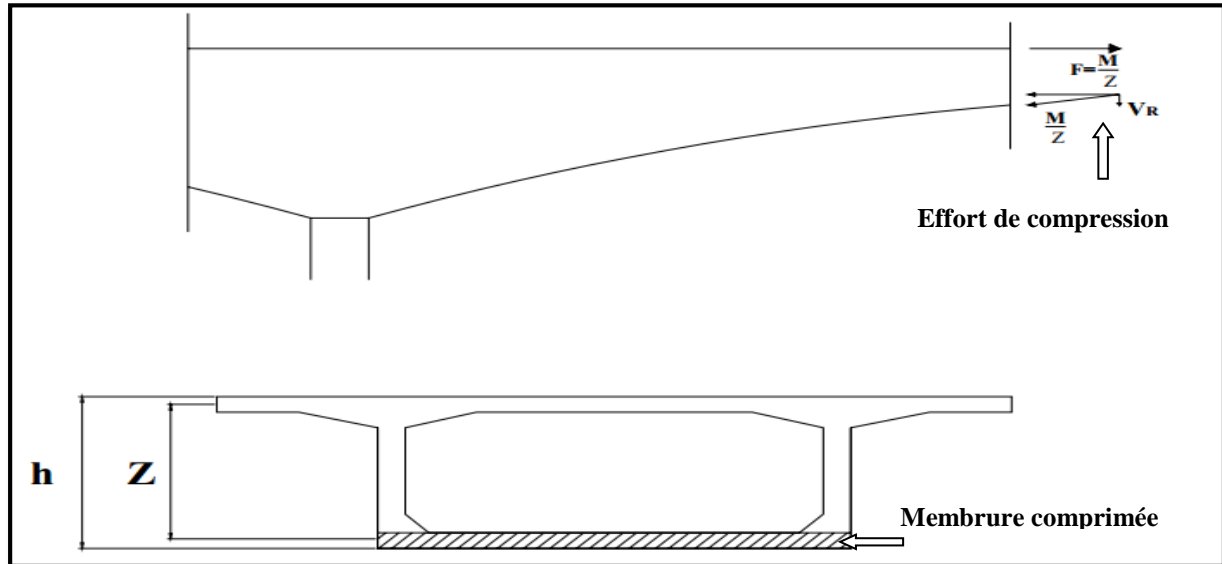


Figure V. 17: Effet RESAL.

En résumé l'effort tranchant réduit vaut :

$$V_r = V_{max} - P \sin \alpha - V_{resal}$$

## 5.2. Détermination de la contrainte de cisaillement [7] :

La contrainte de cisaillement se calcule comme suit :

$$\tau = \frac{V_r}{Zb}$$

Avec :

- **T** : Effort tranchant réduit.
- **Z** : Bras de levier  $Z = \frac{1+\rho}{2} h$
- **b<sub>n</sub>** : Epaisseur nette des deux âmes, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale des âmes et les diamètres des câbles qui les traversent.  

$$b_n = 2(0,5 - n \cdot \phi)$$

Ensuite, il faut vérifier que la contrainte de cisaillement calculée soit inférieure à la contrainte de cisaillement admissible :  $\tau < \bar{\tau}$ .

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par l'expression :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{tj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x)$$

Le calcul de la contrainte de compression du hourdis inférieur  $\sigma_x$  au centre de gravité se fait en utilisant le diagramme suivant :

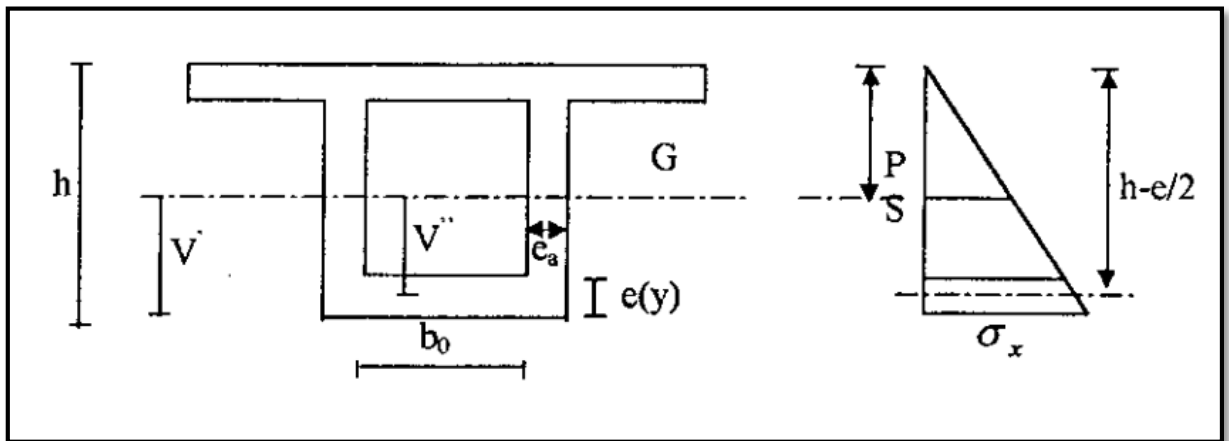


Figure V. 18: Diagramme des contraintes.

$$\frac{\sigma_x(\text{hourdis inférieur})}{h - \frac{e}{2}} = \frac{P_a}{S} \times \frac{h - e}{v} \quad \text{Où :} \quad \sigma_x = \frac{P_a}{S} \times \frac{h - e}{v}$$

Avec :

- $e$  : l'épaisseur du hourdis inférieur à la section considéré.
- $h$  : la hauteur de la section considérée.
- $P_a$  : L'effort de précontrainte.
- $S$  : l'aire de la section.
- $f_{tj}$  : Contrainte de traction du béton.
- $f_{cj}$  : contrainte de compression du béton.



**Application numérique :**

✚ Section à  $x = 0$  m :

$$f_{tj} = 3 \text{ MPa} \quad f_{cj} = 40 \text{ MPa}; \quad S = 11,28 \text{ m}^2; \quad V = 2,08 \text{ m}; \quad h = 4,61 \text{ m}; \quad e = 0,6 \text{ m}.$$

$$P_a = 58892,65 \text{ KN}$$

$$\sigma_x = \frac{P_a}{11,28} \times \frac{4,61 - 0,6}{2,08} = 10,81 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) = 0,4 \cdot 3 (3 + 10,81) = 16,58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{tj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x) = 2 \times \frac{3}{40} \cdot (0,6 \times 3 - 10,81) (3 + 10,81) = 27,32 \text{ MPa}$$

- $\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2) = \min(8,29; 13,66) = 8,29 \text{ MPa}.$

$$T = 13728,32 \text{ KN}.$$

$$M = -177872,53 \text{ KN.m}$$

$$\frac{dh}{dx} = 0,13$$

- $V_{resal} = \frac{M}{Z} = \frac{M}{Z} \frac{dh}{dx} = 177872,3 \times (0,13) = 5322,04 \text{ KN}.$

P.  $\sin \alpha = 0$  pas de câble ancré dans cette section.

$$V_r = V_{max} - P \sin \alpha - V_{resal} = 13728,32 - 5322,04 = 8406,28 \text{ KN}$$

$$b_n = 0,5 - n \cdot \phi = 2(0,5 - 2 \times 0,0008) = 1 \text{ m}$$

$$Z = \frac{1 + \rho}{2} h = \frac{1 + 0,6}{2} \times 4,61 = 3,69 \text{ m}$$

- $\tau = \frac{V_r}{Z b} = \frac{8406,28}{3,69 \times 1} = 5,18 \text{ MPa}$   
 $\tau = 5,18 < \bar{\tau} = 8,29$  (c'est vérifiée).

La contrainte de cisaillement calculée est inférieure à la contrainte de cisaillement admissible.

Les résultats sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V. 22: Valeur des contraintes tangentielles pour les travées de rive.

Section	0	4,5	8,25	12	15,75	19,5	23,25	27	30,75	34,5
<b>h</b>	4,61	4,08	3,70	3,37	3,09	2,86	2,68	2,55	2,48	2,45
<b>e<sub>inf</sub></b>	0,60	0,51	0,45	0,40	0,35	0,32	0,29	0,27	0,25	0,25
<b>z</b>	4,19	3,70	3,35	3,04	2,79	2,58	2,41	2,29	2,23	2,20
<b>p (x)</b>	0,60	0,60	0,60	0,60	0,59	0,59	0,58	0,58	0,57	0,57
<b>S(x)</b>	11,28	10,42	9,79	9,25	8,79	8,41	8,12	7,91	7,78	7,74
<b>M (MN.m)</b>	-177,8	-119,7	-77,33	-40,11	-8,14	16,65	34,41	47,46	55,95	59,9
<b>V max</b>	13,73	11,94	10,50	9,06	7,72	5,24	3,98	2,77	1,56	0,27
<b>P</b>	0,00	0,00	8,11	8,03	7,95	7,84	7,80	3,86	7,83	7,98
<b>sin α</b>	0,00	0,00	0,34	0,34	0,34	0,24	0,29	0,29	0,29	0,29
<b>dh/dx</b>	-0,13	-0,11	-0,10	-0,08	-0,07	-0,05	-0,04	-0,03	-0,01	0,00
<b>V<sub>resal</sub>(MN)</b>	5,32	3,52	2,20	1,08	0,20	-0,35	-0,58	-0,56	-0,34	0,00
<b>V<sub>r</sub> (MN)</b>	8,41	8,41	5,56	5,27	4,84	3,70	2,32	2,22	-0,34	-2
<b>Z</b>	3,69	3,27	2,96	2,69	2,46	2,27	2,12	2,01	1,95	1,93
<b>b<sub>n</sub></b>	1,00	1,00	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,84	0,68	0,68
<b>τ(MPa)</b>	2,28	2,57	2,76	2,88	2,90	2,40	1,61	1,32	-0,26	-1,5
<b>σ<sub>x</sub></b>	10,82	11,87	12,67	11,71	10,44	8,91	7,09	4,87	3,86	2,63
<b>τ<sub>1</sub><sup>2</sup></b>	16,58	17,85	18,80	17,65	16,13	14,29	12,11	9,44	8,23	6,76
<b>τ<sub>2</sub><sup>2</sup></b>	27,32	27,06	26,63	27,12	27,34	26,96	25,60	22,58	20,72	18
<b>τ<sup>2</sup></b>	5,18	6,62	7,63	8,32	8,38	5,76	2,61	1,73	0,07	2,38

Section	37,50	41,25	45,00	48,75	52,50	56,25	60,00	63,75	67,50	72,00
<b>h</b>	2,45	2,48	2,55	2,68	2,86	3,09	3,37	3,70	4,08	4,61
<b>e<sub>inf</sub></b>	0,25	0,25	0,27	0,29	0,32	0,35	0,40	0,45	0,51	0,60
<b>z</b>	2,20	2,22	2,29	2,41	2,58	2,79	3,04	3,35	3,70	4,19
<b>p (x)</b>	0,57	0,57	0,58	0,58	0,59	0,59	0,60	0,60	0,60	0,60
<b>S(x)</b>	7,74	7,78	7,91	8,12	8,41	8,79	9,25	9,79	10,42	11,28
<b>M (MN.m)</b>	59,90	55,79	47,22	34,12	16,41	-8,25	-40,05	-76,91	-119,0	-176
<b>V<sub>max</sub></b>	-0,63	-1,81	-2,97	-4,21	-5,45	-7,93	-9,26	-10,64	-12,10	-13,67
<b>P</b>	7,98	7,83	3,86	7,80	7,84	7,95	8,03	8,11	0,00	0,00
<b>sin α</b>	-0,29	-0,29	-0,29	-0,29	-0,24	-0,34	-0,34	-0,34	0,00	0,00
<b>dh/dx</b>	0,14	0,15	0,16	0,18	0,19	0,20	0,22	0,23	0,24	0,26
<b>V<sub>resal</sub>(MN)</b>	3,71	3,76	3,36	2,50	1,21	-0,60	-2,86	-5,31	-7,88	-11,05
<b>V<sub>r</sub> (MN)</b>	-2,04	-3,31	-5,22	-4,47	-4,77	-4,64	-3,68	-2,58	-4,22	-2,62
<b>Z</b>	1,93	1,95	2,01	2,12	2,27	2,46	2,69	2,96	3,27	3,69
<b>b<sub>n</sub></b>	0,68	0,68	0,84	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	1,00	1,00
<b>τ(MPa)</b>	-1,56	-2,50	-3,09	-3,11	-3,10	-2,78	-2,01	-1,28	-1,29	-0,71
<b>σ<sub>x</sub></b>	2,64	3,84	4,89	7,07	8,90	10,49	11,74	12,69	11,84	10,82
<b>τ<sub>1</sub><sup>2</sup></b>	6,76	8,21	9,47	12,08	14,28	16,18	17,69	18,83	17,81	16,58
<b>τ<sub>2</sub><sup>2</sup></b>	18,06	20,68	22,62	25,57	26,95	27,34	27,11	26,62	27,07	27,32
<b>τ<sup>2</sup></b>	2,44	6,27	9,55	9,66	9,58	7,72	4,05	1,64	1,66	0,50

Les contraintes de cisaillement sont largement vérifiées.

**CONCLUSION :**

Ce chapitre nous a permis de déterminer le nombre de câble de fléau et de continuité avec une estimation de perte à 25 %, ainsi que leurs répartitions sur toute la longueur du pont. Par la suite nous avons calculé et vérifié que les pertes de précontrainte (instantanées et différées) sont égales aux pertes estimées.

Par ailleurs toutes les vérifications de contrainte dans le béton, en phase de construction et service ont été menées, nous avons déterminé l'effort tranchant réduit afin de vérifier la contrainte de cisaillement admissible.

Le prochain chapitre sera consacré à l'étude transversale des voussoirs (VSP, VSC) ainsi que leur ferrailage.

# Chapitre VI

## Etude transversale

## INTRODUCION :

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

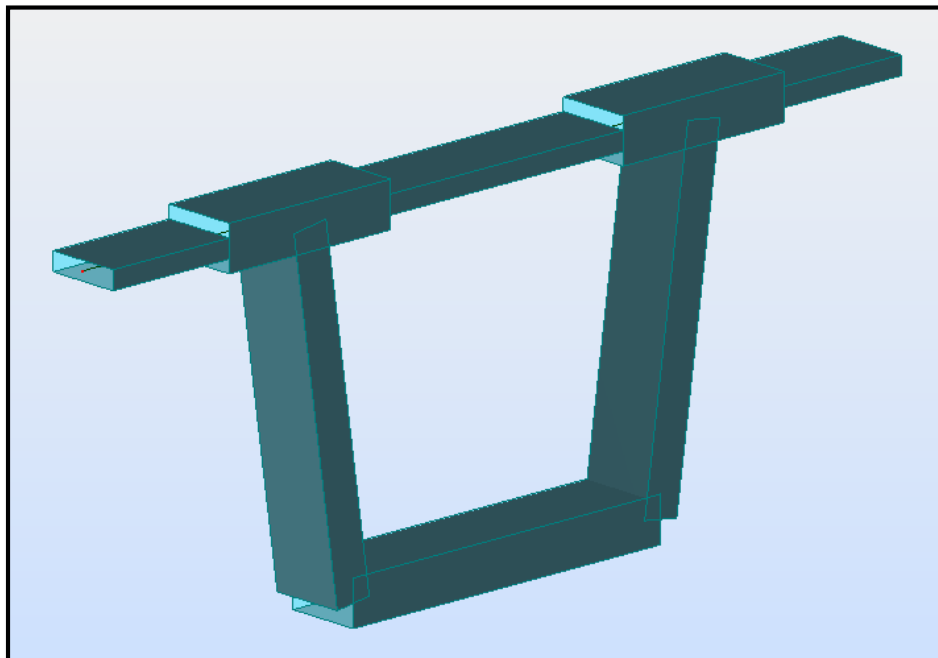
### 1. Principe de justification :

Dans un ouvrage de hauteur variable, les calculs en flexion transversale sont menés généralement dans une section près de la pile et dans la section de clé, ceci permet de prendre en compte les différences de comportement entre deux sections de hauteurs extrêmes.

### 2. Modélisation :

La modélisation est effectuée par le logiciel Robot Structural. Le caisson est modélisé par un portique fermé, appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis double et simple.

On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie :



**Figure VI. 1:** Vue 3D du VSP modélisé par Robot Structural.

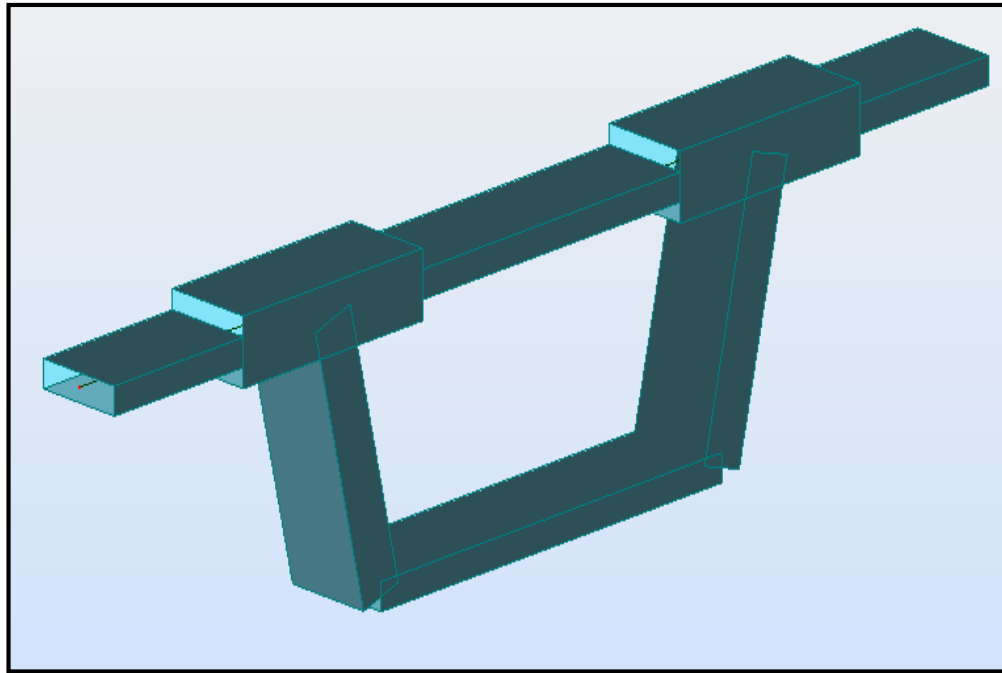


Figure VI. 2 : Vue 3D du VSC modélisé par Robot Structural.

### 3. Définition des charges :

D'après le RCPR, les charges appliquées à l'ouvrage sont dues aux :

- ✚ Poids propre (pp).
- ✚ Poids du revêtement : 2.72 KN/ml.
- ✚ Trottoir et corniche : 6.25 KN/ml.
- ✚ Garde-corps : 1 KN/ml.
- ✚ Barriere : 0,6 KN/ml.
- ✚ Charge A : Charge uniforme répartie.
- ✚ Surcharge Bc.
- ✚ Surcharge militaires Mc120.
- ✚ Convoi exceptionnel D240.
- ✚ Surcharges sur les trottoirs St : Charge uniforme répartie.

#### 4. Détermination des efforts :

Le voussoir doit être ferrailé sous le moment de la combinaison la plus défavorable, donnée ci-dessous [2] :

**Tableau VI. 1 :** Les différentes combinaisons de charges.

Combinaison	ELU	ELS
1	$1.35G+1.6 (A(l) +St)$	$G+1.2 (A(l) +St)$
2	$1.35G+1.6 (Bc+St)$	$G+1.2 (Bc+St)$
3	$1.35G+1.35Mc120$	$G+Mc120$
4	$1.35G+1.35D240$	$G+D240$

#### 5. Résultats de l'analyse :

Les diagrammes des moments fléchissant du VSP et VSC sont donnés en annexe.

Les valeurs des moments maximum sous les combinaisons les plus défavorables sont illustrées dans les tableaux suivants :

Les moments obtenus au niveau du gousset droit et gauche du VSP :

**Tableau VI. 2 :** Moment au niveau du gousset droit.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Surcharge combinaison 1	/	/	-109,81	-81,88
Surcharge combinaison 2	/	/	-301,19	-225,41
Surcharge combinaison 3	/	/	-176,34	-129,65
Surcharge combinaison 4	/	/	-559,04	-414,1



**Tableau VI. 3 :** Moment au niveau du gousset gauche.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Surcharge combinaison 1	/	/	-119,09	-88,72
Surcharge combinaison 2	/	/	-419,16	-313,77
Surcharge combinaison 3	/	/	-188,86	-139,9
Surcharge combinaison 4	/	/	-577,86	-428,05

Les moments obtenus au niveau de l'hourdis supérieur et inférieur du VSP :

**Tableau VI. 4 :** Moment au niveau de l'hourdis supérieur.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Surcharge combinaison 1	17,47	13,03	-25,84	-19,24
Surcharge combinaison 2	87,75	65,74	-84,35	-63,13
Surcharge combinaison 3	55,95	41	-60,15	-45,52
Surcharge combinaison 4	131,54	97,44	-167,2	-123,85

**Tableau VI. 5 :** Moment au niveau de l'hourdis inférieur.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Surcharge combinaison 1</b>	22,89	16,92	-41,13	-30,47
<b>Surcharge combinaison 2</b>	34,34	25,75	-143,8	-107,47
<b>Surcharge combinaison 3</b>	13,72	10,06	-55,44	-41,17
<b>Surcharge combinaison 4</b>	0	0	-99,59	-73,77

Les moments obtenus au niveau de l'âme droite et gauche du VSP :

**Tableau VI. 6 :** Moment au niveau de l'âme droit.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs		Effort normal	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Surcharge combinaison 1</b>	17,51	13,25	-20,57	-15,34		
<b>Surcharge combinaison 2</b>	201,27	151,07	-9,34	-6,91		
<b>Surcharge combinaison 3</b>	103,57	76,72	-39,5	-29,26		-26,86
<b>Surcharge combinaison 4</b>	465,12	344,53	-132,66	-98,27	-133,78	-99,16

**Tableau VI. 7 :** Moment au niveau de l'âme gauche.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs		Effort normal	Effort normal
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Surcharge combinaison 1</b>	19,96	15,08	-32,63	-24,22	17,23	12,84
<b>Surcharge combinaison 2</b>	218,66	164,1	-145,28	-108,71	83,96	62,89
<b>Surcharge combinaison 3</b>	104,69	77,55	-58,44	-43,29	40,92	30,31
<b>Surcharge combinaison 4</b>	470,09	348,22	-157,05	-116,33	140,37	103,98

Les moments obtenus au niveau du porte-à-faux droit et gauche du VSP :

**Tableau VI. 8 :** Moment au niveau du porte-à-faux droit.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Surcharge combinaison 1</b>	/	/	-21,66	-16,08
<b>Surcharge combinaison 2</b>	/	/	-17,14	-13,14
<b>Surcharge combinaison 3</b>	/	/	-17,14	-13,14
<b>Surcharge combinaison 4</b>	/	/	-17,14	-13,14

**Tableau VI. 9 :** Moment au niveau du porte-à-faux gauche.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Surcharge combinaison 1</b>	/	/	-32,66	-24,23
<b>Surcharge combinaison 2</b>	/	/	-42,19	-31,38
<b>Surcharge combinaison 3</b>	/	/	-29,14	-21,58
<b>Surcharge combinaison 4</b>	/	/	-29,14	-21,58

Les moments obtenus au niveau du gousset droit et gauche du VSC :

**Tableau VI. 10 :** Moment au niveau du gousset droit.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Surcharge combinaison 1	/	/	-105,41	-15,37
Surcharge combinaison 2	/	/	-258,79	-193,66
Surcharge combinaison 3	/	/	-165,57	-122,64
Surcharge combinaison 4	/	/	-535,71	-396,82

**Tableau VI. 11:** Moment au niveau du gousset gauche.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs		Effort normal	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Surcharge combinaison 1	/	/	-118,73	-88,41		
Surcharge combinaison 2	/	/	-434,71	-325,4		
Surcharge combinaison 3	/	/	-187,32	-138,76		
Surcharge combinaison 4	/	/	-557,46	-412,94		

Les moments obtenus au niveau de l'hourdis supérieur et inférieur du VSC :

**Tableau VI. 12 :** Moment au niveau de l'hourdis supérieur.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Surcharge combinaison 1	17,56	13,1	-28,43	-21,15
Surcharge combinaison 2	94,29	70,65	-100,91	-75,5
Surcharge combinaison 3	58,6	43,41	-61,51	-45,56
Surcharge combinaison 4	145,03	107,43	-159,43	-118,09

**Tableau VI. 13 :** Moment au niveau de l'hourdis inférieur.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Surcharge combinaison 1	10,82	8,01	-22,25	-16,47
Surcharge combinaison 2	11,17	8,3	-45,08	-33,6
Surcharge combinaison 3	9,42	6,98	-24,89	-18,44
Surcharge combinaison 4	3,21	2,37	-31,1	-23,04

Les moments obtenus au niveau de l'âme droite et gauche du VSC :

**Tableau VI. 14:** Moment au niveau de l'âme droit.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs		Effort normal	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Surcharge combinaison 1	16	12,13	-18,76	-13,91	-16,57	-12,39
Surcharge combinaison 2	197,28	148,1	-2,44	-1,68	-83,4	62,52
Surcharge combinaison 3	104,06	77,08	-19,02	-25,23	-52,35	-38,78
Surcharge combinaison 4	474,2	351,26	-25,23	-13,62	-204,82	-151,26

**Tableau VI. 15:** Moment au niveau de l'âme gauche.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs		Effort normal	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Surcharge combinaison 1</b>	14,7	11,16	-22,25	-22,25	-16,47	-13,04
<b>Surcharge combinaison 2</b>	213,79	160,48	-45,08	-33,6	-107,36	-80,47
<b>Surcharge combinaison 3</b>	76,34	92,66	-24,89	-18,44	-54,32	-40,24
<b>Surcharge combinaison 4</b>	473,2	88,93	-31,1	-10,46	-58,37	-206,79

Les moments obtenus au niveau du porte-à-faux du VSC :

**Tableau VI. 16:** Moment au niveau du porte-à-faux droit.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Surcharge combinaison 1</b>	0	0	-21,66	-16,08
<b>Surcharge combinaison 2</b>			-17,74	-13,4
<b>Surcharge combinaison 3</b>	0	0	-17,74	-13,4
<b>Surcharge combinaison 4</b>	0	0	-17,74	-13,4

**Tableau VI. 17:** Moment au niveau du porte-à-faux gauche.

Cas de charge	Moments positifs		Moments négatifs	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Surcharge combinaison 1</b>	0	0	-32,66	-24,23
<b>Surcharge combinaison 2</b>			-42,19	-31,38
<b>Surcharge combinaison 3</b>	0	0	-29,14	-21,58
<b>Surcharge combinaison 4</b>	0	0	-29,14	-21,58

## 6. Ferrailage du voussoir :

En l'absence de précontrainte transversale, la justification des pièces et la détermination du ferrailage s'effectuent en considérant généralement la fissuration comme préjudiciable [8].

On subdivise le voussoir en plusieurs éléments :

- ✚ L'hourdis inférieur et l'hourdis supérieur travaillent en flexion simple.
- ✚ Les goussets travaillent en flexion simple.
- ✚ Les porte-à-faux droit et gauche travaillent en flexion simple.
- ✚ Les deux âmes travaillent en flexion composée.

### 6.1. Flexion simple :

Calcul du ferrailage de l'hourdis supérieur du voussoir sur pile à l'ELS (Fissuration préjudiciable) :

- ✚  $M_{ser} = 131,54 \text{ KN.m}$ .
- ✚  $b = 1 \text{ m}$ .
- ✚  $h = 0,25 \text{ m}$ .
- ✚  $d = 0,9h = 0,225 \text{ m}$ .

Armature longitudinale :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Max} \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = \text{Min}(266,67; 241)$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_{st} = 241 \text{ MPa}$$

Avec :  $\eta = 1,6$  (armatures HA).

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 24 \text{ MPa.}$$

$$\chi = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0,132 \text{ m.}$$

$$Z = d - \frac{\chi}{3} = 0,180 \text{ m.}$$

Z : la distance entre l'effort résistant du béton comprimé (résultante du diagramme rectangle simplifié) et l'effort résistant des aciers tendus.

$$A_t = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st} \times \bar{z}} = 22.8 \text{ cm}^2 > A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) \times b \times d = 3.88 \text{ cm}^2 .$$

Armatures transversale :

$$A_t = \frac{A_{ser}}{3} = 7.6 \text{ cm}^2 .$$

Le calcul des autres éléments en flexion simple, est donné dans les tableaux suivants :



Tableau VI. 18: Ferrailage du VSP en flexion simple.

Section sur pile		$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )		$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	
<b>Gousset droit</b>	Moment positif	0	0,00	10HA12	10,87	0,00	8HA14
	Moment négatif	-414,1	28.3	6HA25	10,87	9.43	8HA14
<b>Combinaison max : 4</b>							
<b>Gousset gauche</b>	Moment positif	0	0,00	10HA12	10,87	0,00	8HA14
	Moment négatif	-428,1	29.3	6HA25	10,87	9.76	8HA14
<b>Combinaison max : 4</b>							
<b>Hourdis supérieur</b>	Moment positif		22,8	8HA20	3,88	7.6	7HA12
		97,44					
	Moment négatif	-123,9	29.5	7HA25	3,88	9.83	7HA14
<b>Combinaison max : 4</b>							
<b>Hourdis inférieur</b>	Moment positif	25,75	7.3	7HA14	9,32	2.43	7HA14
	Moment négatif	-107,5	8.3	7HA14	9,32	2.76	7HA14
<b>Combinaison max : 2</b>							
<b>Porte à faux droite</b>	Moment positif	0	0,00	8HA8	3,88	0,00	8HA8
	Moment négatif	-16,08	3.5	8HA8	3,88	1,75	8HA8
<b>Combinaison max : 1</b>							
<b>Porte à faux gauche</b>	Moment positif	0	0,00	8HA8	3,88	0,00	8HA8
	Moment négatif	-31,38	6.9	7HA12	3,88	2,3	8HA8
<b>Combinaison max : 2</b>							

Tableau VI. 19: Ferrailage du VSC en flexion simple.

Section sur clé		$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )		$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	
<b>Gousset droit</b>	Moment positif	0	0,00	8HA14	10,87	0,00	8HA14
	Moment négatif	-396,82	27.1	6HA25	10,87	9.03	8HA14
<b>Combinaison max : 4</b>							
<b>Gousset gauche</b>	Moment positif	0	0,00	10HA12	10,87	0,00	8HA14
	Moment négatif	-412,94	28.3	6HA25	10,87	9.43	8HA14
<b>Combinaison max : 4</b>							
<b>Hourdis supérieur</b>	Moment positif	107,43	25.3	9HA20	3,88	8.43	8HA12
	Moment négatif	-118,09	28	9HA20	3,88	9.33	7HA14
<b>Combinaison max : 4</b>							
<b>Hourdis inférieur</b>	Moment positif	8,3	3.5	8HA8	3,88	1.16	8HA8
	Moment négatif	-33,6	5	7HA10	3,88	1.66	8HA8
<b>Combinaison max : 2</b>							
<b>Porte à faux droite</b>	Moment positif	0	0,00	8HA8	3,88	0,00	8HA8
	Moment négatif	-16,08	3,5	8HA8	3,88	1.16	8HA8
<b>Combinaison max : 1</b>							
<b>Porte à faux gauche</b>	Moment positif	0	0,00	8HA8	3,88	0,00	8HA8
	Moment négatif	-31,38	6.9	9HA10	3,88	2.3	8HA8
<b>Combinaison max : 2</b>							

**6.2. Flexion composé :**

Le calcul du ferrailage des âmes en flexion composée, est donné dans le tableau suivant :

Le détail de calcul du ferrailage [20], est donné en annexe :

**Tableau VI. 20 :** Ferrailage du VSP et VSC en flexion composée.

		$M_{ser}$ (KN.m)	$N_{ser}$ (KN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )		$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )
				$A_{s1}$	$A_{s2}$		
<b>Section sur pile (VSP)</b>							
<b>Ame droite</b>	Moment positif	344,53	-99,16	19.5	0	7,76	4HA8
				7HA20	7HA12		
	Moment négatif	-98,27		0	11.4	7,76	6HA6
				7HA12	8HA14		
<b>Combinaison max : 4</b>							
<b>Ame gauche</b>	Moment positif	348,22	104	33.6	0	7,76	4HA10
				7HA25	7HA12		
	Moment négatif	-116,3		0	6.2	7,76	4HA6
				7HA12	7HA12		
<b>Combinaison max : 4</b>							
<b>Section sur clé (VSC)</b>							
<b>Ame droite</b>	Moment positif	148,1	-151.26	9.6	0	7,76	6HA6
				9HA12	7HA12		
	Moment négatif	-25,23		0.3	6.4	7,76	4HA6
				7HA12	7HA12		
<b>Combinaison max : 3</b>							
<b>Ame gauche</b>	Moment positif	160,48	-206.79	10.9	0	7,76	4HA6
				6HA16	7HA12		
	Moment négatif	-33,6		0.4	6.2	7,76	4HA6
				7HA12	7HA12		
<b>Combinaison max : 2</b>							

**CONCLUSION :**

Ce chapitre a porté sur l'étude transversale du tablier, où la modélisation des voussoirs (VSP, VSC) est faite avec le logiciel Robot Structural sous forme d'un portique fermé, appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes, par la suite on a procédé au calcul du ferrailage passif du caisson.

Le chapitre suivant portera sur les équipements de pont ; dimensionnement d'un appareil d'appui et choix d'un joint de chaussée.

# Chapitre VII

## Equipements de pont

## INTRODUCTION :

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction vis-à-vis des usagers. Ils remplissent un certain nombre de fonctions [5] :

- ✚ Protection et maintien de la pérennité de la structure : ce sont en particulier l'évacuation des eaux et l'étanchéité.
- ✚ Fonctionnement correct de la structure : ce sont les appareils d'appui et les joints de chaussées.

Les équipements de pont sont caractérisés par une durée de vie beaucoup plus réduite par rapport à la structure elle-même car ils sont sujet à usure et vieillissement.

### 1. Appareils d'appuis [5] :

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts entre les actions dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières) et de permettre les mouvements de rotation (effet des déformations différées du béton).

Les appareils d'appui se répartissent en trois grandes familles :

- ✚ Les appareils d'appui en acier, spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques.
- ✚ Les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et parfois pour les grands ponts).
- ✚ Les appareils d'appui spéciaux ou à pot.

#### 1.1. Le type d'appareil d'appui choisi pour notre ouvrage [13] :

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté (AAEF) est le type le plus compatible à notre ouvrage car :

Pour des réactions d'appui limitées à 12 Méga Newton (MN) (calculées à l'ELU), l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement, Cette valeur correspond à des dimensions en plan de l'ordre de 700 x 700 mm. Au-delà de 20 MN, les appareils d'appui à

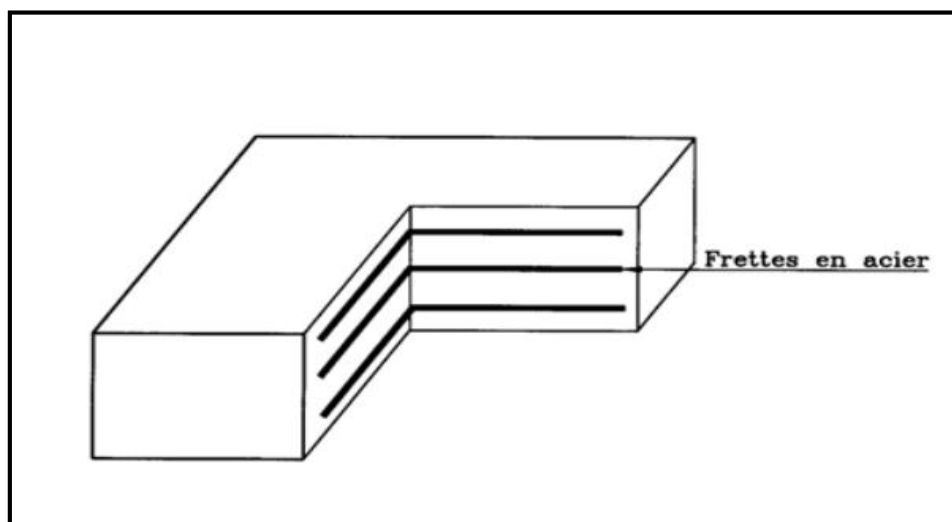
pot sont préférables car ils limitent l'encombrement du dispositif. Entre ces deux valeurs il est possible de conserver des AAEF, soit en augmentant les dimensions jusqu'à 900 x 900 mm pour les grands ouvrages, soit en accolant deux appareils d'appui plus petits. Cette dernière solution n'est facile à mettre en œuvre que pour les ponts en caisson et les ponts à dalle en béton pour des raisons d'encombrement de l'appareil d'appui. Elle est difficilement envisageable pour les ponts à poutres (mixtes ou en béton précontraint).

Pour notre cas la réaction d'appui est égale à 16 MN donc on optera pour des appareils d'appuis en élastomère fretté (AAEF).

Un appareil d'appui en élastomère fretté 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.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

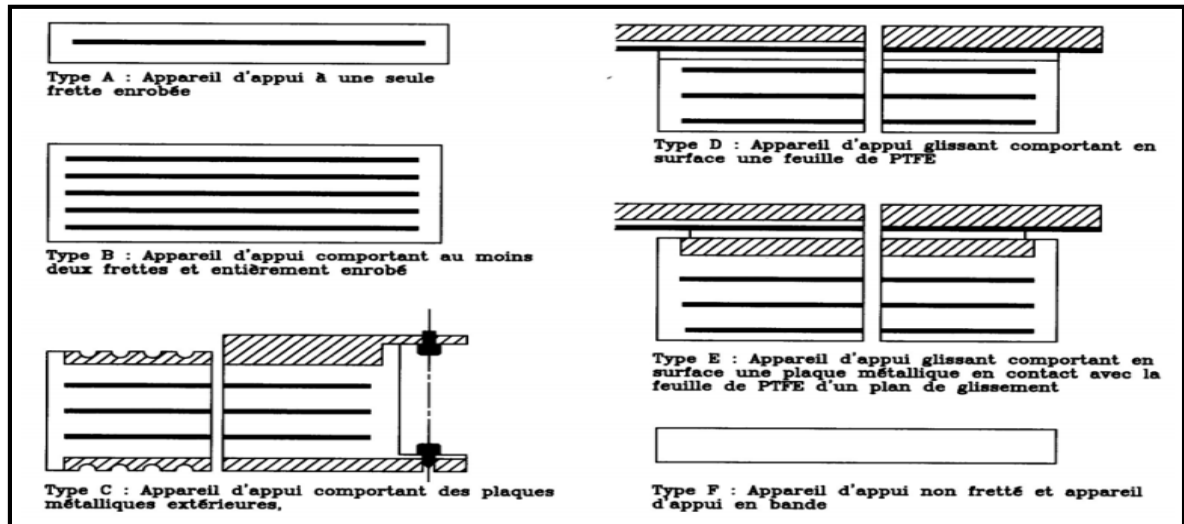
- ✚ Facilité de mise en œuvre réglage et contrôle.
- ✚ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✚ Ils n'exigent aucun entretien, ainsi que leur coût est relativement modéré.



**Figure VII. 1:** Constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté [13].

## 1.2. Types d'appareils d'appui en élastomère fretté :

La norme NF EN 1337-3 s'applique à six types d'appareils d'appui tels que définis dans la figure suivante [13]:



**Figure VII. 2:** Tableau présentant les différents types d'appareils d'appui en élastomère fretté [13].

Dans ce qui va suivre on va s'intéresser qu'aux appareils d'appuis de type B.

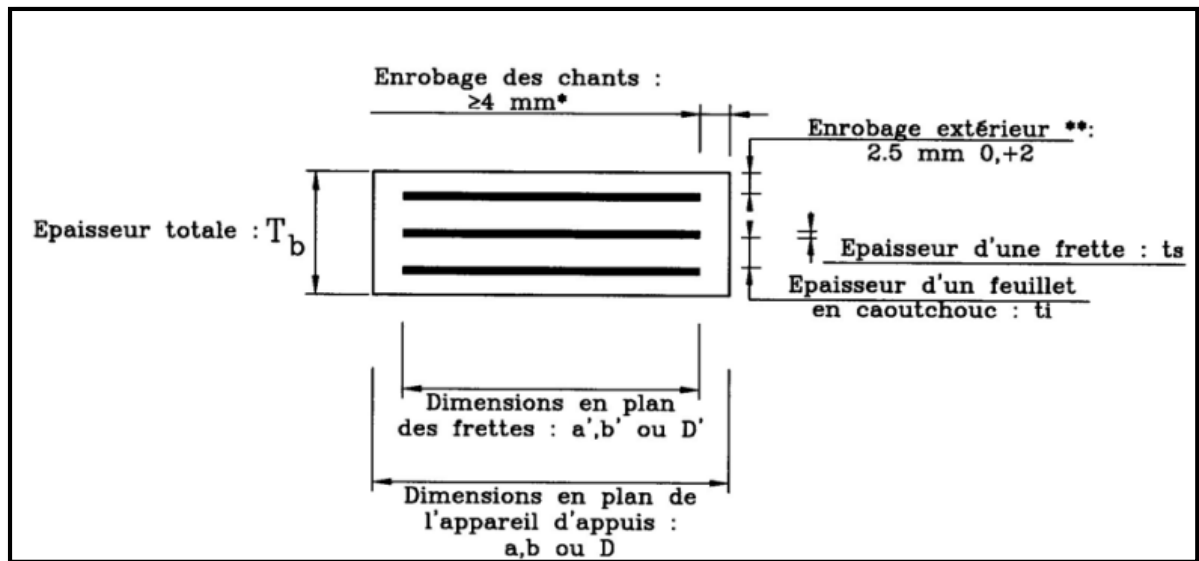
## 1.3. Caractéristiques des appareils d'appui type B [13] :

### 1.3.1. Définition géométrique :

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type (B) est donnée sur la figure VII. 3 dans laquelle a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire, a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan d'un appareil d'appui rectangulaire.

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui (Type B) en élastomère fretté sont définies sur la figure suivante :





**Figure VII. 3:** Définition géométrique d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3 [13].

En fonction du nombre  $n$  de feuillets intermédiaires, on définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement [13] :

- ✚ Épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui :  $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e$
- ✚ Épaisseur nominale totale d'élastomère :  $T_e = nt_i + 2e$
- ✚ Épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur.

$$\begin{cases} T_q = nt_i + 2e & \text{si } e > 2,5 \text{ mm} \\ T_q = nt_i & \text{si } e \leq 2,5 \text{ mm} \end{cases}$$

### 1.3.2. 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  $G$ , sauf spécification contraire, la valeur nominale  $G$  du module de cisaillement conventionnel est de  $0,9 \text{ MPa}$ . C'est cette valeur qui doit être introduite dans les calculs.

### 1.3.3. Caractéristiques des frettes internes :

L'épaisseur des frettes doit être supérieure ou égale à  $2 \text{ mm}$ . L'acier utilisé est de nuance S235 ou à allongement de rupture équivalent. La limite élastique à utiliser dans les calculs est donc de  $235 \text{ MPa}$ .

### 1.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui [13] :

Les règles de dimensionnement et de vérification 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.

Il y a quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes qui doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type :

- ✚ la distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée.
- ✚ l'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent.
- ✚ la stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement.
- ✚ les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).

En conclusion, les vérifications à effectuer à l'ELU, sous combinaisons fondamentales, sont récapitulées dans le tableau suivant :

Vérification	ELU Combinaisons fondamentales
Limitation de la distorsion $\varepsilon$	$\varepsilon = K_L (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$ et $\varepsilon_q < 1$
Traction dans les frettes	$t_s = \frac{2,6 F_z t_f}{A_r f_y}$
Limite en rotation	$\sum v_z \geq \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b)}{K_r}$
Stabilité au flambement	$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 G a' S_1}{3 T_e}$
Non-glissement	$F_{xy} \leq \mu_c F_z$ et $\frac{F_{z,Gmin}}{A} \geq 3 \text{ MPa}$

Figure VII. 4: Synthèse des vérifications à effectuer [13].

#### 1.4.1. Réaction dues aux combinaisons :

Les réactions seront calculées à l'ELU à l'aide des combinaisons déjà définis au chapitre III (charge et surcharge).

Les réactions maximales sont obtenues avec la combinaison de charges :

« 1.35G +1,5 (A(L) +St) » pour les culées (C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>) et piles (P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>).

Pour la suite des calculs on s'intéresse à l'étude de l'appareil d'appui de la pile « P<sub>2</sub> ».

#### 1.4.2. Aire de l'appareil d'appui [13] :

Sauf prescriptions particulières (par exemple : appareils d'appui provisoires de pont poussé), et sous réserve de justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa.

Dans notre ouvrage, nous partirons sur la valeur haute de la fourchette soit : 25 MPa.

La surface de l'appareil d'appui sous une réaction verticale maximale est :

$$A' > \frac{N_{max}}{\sigma_c} = \frac{16,64}{25} = 0,6656 \text{ m}^2$$

Soit : 6656 cm<sup>2</sup>.

#### 1.4.3. Détermination de la hauteur nette de l'élastomère :

La condition habituellement prépondérante est celle de  $\varepsilon_q$  liée au déplacement horizontal maximal. Celui-ci est dû, essentiellement, au déplacement imposé par la température uniforme sur la structure et par la force de freinage.

- Freinage de B<sub>C</sub> :

Parmi les camions que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner produisant un effort de freinage de 30t, cet effort n'est pas majoré pour effet dynamique :

$$H = 30 \times b_c = 36 \text{ t}$$

La part de cet effort que la pile P<sub>2</sub> va reprendre est :

$$H_x = \frac{K_P}{\sum K_i} \cdot H = 0,044 \text{ MN}$$

Pour procéder aux vérifications du tableau VII.5, d'abord on détermine :

$$\epsilon_q = \frac{V_x}{T_q} \leq 1 \quad \text{Où : } V_x = V_1 + V_2$$

- ✚  $v_1$  = déplacement horizontal maximal dû aux effets de dilatation linéaires (température et retrait)

$$V_1 = \Delta I_r + \Delta I_f = \epsilon_r \cdot x + \epsilon_{Tre} \cdot \Delta T \cdot x$$

Avec :

- $\epsilon_r$  : Coefficient dû au retrait du béton égale à  $4 \cdot 10^{-4}$ .
- $\epsilon_{Tre}$  : Coefficient dû à la température égale à  $10^{-5}$ .
- $\Delta T$  : Différence de température selon le RCPR.
- $x$  = est la distance du point fixe (point de déplacement nul  $x_0$ ) à la pile  $P_2$ .

- ✚ Calcul du point de déplacement nul :

$$x_0 = \frac{(K_{C1} \cdot x_{C1} + K_{(P+a)1} \cdot x_{P1} + K_{(P+a)2} \cdot x_{P2} + K_{C2} \cdot x_{C2})}{K_{C1} + K_{(P+a)1} + K_{(P+a)2} + K_{C2}}$$

Avec :

- $K_{C1}, K_{C2}$  sont respectivement les rigidités de l'appareil d'appui au niveau des culées  $C_1$  et  $C_2$ . Car les culées sont supposées infiniment rigides, seuls les appareils d'appui se déforment.
- $K_{(P+a)1}, K_{(P+a)2}$  sont respectivement les rigidités de l'appareil d'appui et de la pile au niveau des piles  $P_1$  et  $P_2$ .
- les  $X_i$  sont les distance entre :  $C_1, P_1, P_2, C_2$  et le point fixe  $X_0$ .

Donc :  $x_0 = 80 \text{ m}$

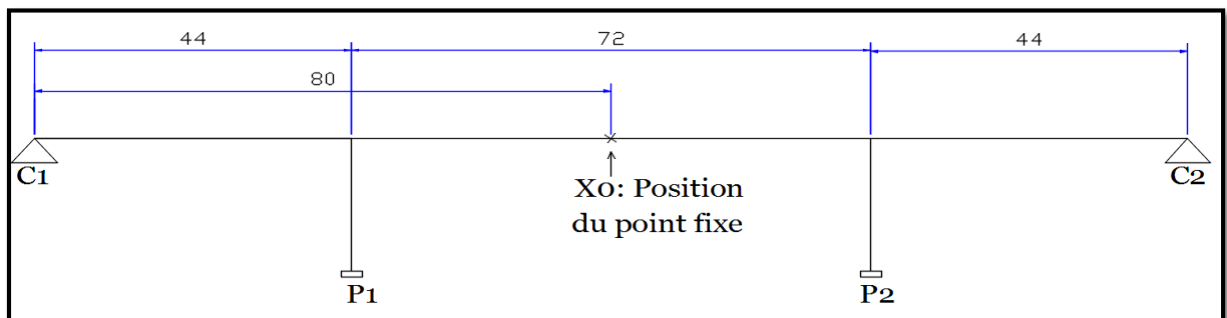


Figure VII. 5: Position du point fixe  $X_0$ .

$$V_1 = \Delta l_r + \Delta l_{T_{re}} = 36((4 \cdot 10^{-4} + (10^{-5} \cdot 30,48))) = 0,0252$$

✚  $v_2 =$  déplacement horizontal maximal dû au freinage.

$$V_2 = \frac{H_x \times T_q}{n G a b} = \frac{H_x \cdot T_q}{n \cdot G \cdot a \cdot b} = \frac{0,044 \cdot T_q}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6656} = 0,036 T_q$$

Donc :  $V_x = 0,0252 + 0,036 T_q$

$$\Rightarrow T_q \geq 0,026$$

D'après la norme européenne NF- EN 1337-3 [18] :

On a choisi :

- ✓ 4 feuillets intermédiaire avec  $t_i = 20$  mm.
- ✓ 2 feuillets extérieurs avec :  $e = \frac{t_i}{2} = 10$  mm soit :  $T_{choisi} = 10$  cm.

Donc :  $V_x = 0,039$

#### 1.4.5. Dimensions en plan :

On peut donc choisir un appareil parmi la gamme des produits disponibles, en respectant la surface minimale et en conservant une pression moyenne minimale de 3 MPa sous charge permanente minimale.

On détermine une surface maximale  $A' \leq \frac{N_{min}}{3}$

Donc :  $A' \leq \frac{10,5}{3} = 3,5$  m<sup>2</sup>

On choisit habituellement un appareil d'appui rectangulaire dont le côté a, parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage, est plus petit de manière à admettre le maximum de rotation

(a < b).

$$0,6656 \leq A' \leq 3,5$$

On a choisi les dimensions suivantes (a x b) = 800 x 900 [13].

$$\left. \begin{array}{l} a' = a - e = 0,8 - 0,01 = 0,79 \text{ m} \\ b' = b - e = 0,9 - 0,01 = 0,89 \text{ m} \end{array} \right\} \text{Donc } A' = 0,7031 \text{ m}^2$$

### 1.5. Vérification du dimensionnement :

#### 1.5.1. Stabilité au flambement :

Ayant déterminé les dimensions en plan et la hauteur d'élastomère, il est important de vérifier la stabilité de l'appareil d'appui au flambement. [13] :

$$\frac{F_Z}{A_r} < \frac{2Ga'S_1}{3T_e}$$

✚ Le coefficient de forme, pour le feuillet le plus épais (interne), vaut :

$$S_1 = \frac{a' \times b'}{2t_e(a'+b')} \text{ Avec : } t_e = t_i$$

$$S_1 = \frac{0,79 \times 0,89}{2 \times 0,02 \times (0,79 + 0,89)} = 10,46 \text{ m}^2$$

✚ Le coefficient de forme, pour le feuillet (externe), vaut :

$$S_2 = \frac{a' \times b'}{2t_e(a'+b')} \text{ Avec : } t_e = 1,4t_i$$

$$S_2 = \frac{0,79 \times 0,89}{2 \times 1,4 \times 0,02(0,79 + 0,89)} = 7,47$$

✚ Pression moyenne de  $\sigma_m = \frac{F_Z}{A_r}$

La valeur de l'effort vertical est :  $F_Z = 16,64 \text{ MN}$

Pour calculer  $A_r$ , on doit retirer l'enrobage latéral nominal (égale à la surface des frettes  $A'$  diminuée des trous si elles en comportent) et tenir compte des déformations horizontales  $v_x$  et  $v_y$  provoquées par les efforts horizontaux concomitants de l'effort vertical  $F_Z$ .

On pourra souvent négliger l'effet de  $V_y$

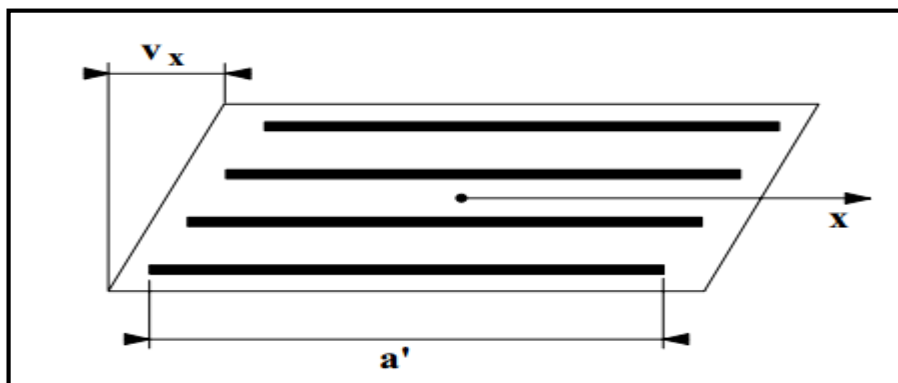


Figure VII. 6: Surface réduite sous l'effet des déformations horizontales.[12]

La surface réduite est :  $A_r = A' \left( 1 - \frac{V_x}{a'} - \frac{V_y}{b'} \right)$

Donc :  $A_r = 0,703 \left( 1 - \frac{0,039}{0,79} \right) = 0,669 \text{ m}^2$ .

$\sigma_m = \frac{16,64}{0,672} = 24,87 \text{ MPa}$ .

L'épaisseur totale d'élastomère est de :  $T_e = 4 \times 0,02 + 2 \times 0,01 = 0,1 \text{ m}$

G est le module conventionnel de l'élastomère, il vaut 0,9.

✚ Pression limite :  $\sigma_{lim} = \frac{2 \times a' \times G \times S_1}{3 T_e} = \frac{2 \times 0,79 \times 0,9 \times 10,46}{3 \times 0,1} = 49,58 \text{ MPa}$

D'où :  $\sigma_{lim} = 49,58 \text{ MPa} > \sigma_m = 24,87 \text{ MPa}$  condition vérifiée.

**1.5.2. Limitation de la distorsion :**

On contrôle alors que l'on respecte la limite de déformation totale [13] :

$$\epsilon_T = K_L (\epsilon_{cd} + \epsilon_{qd} + \epsilon_{ad}) < 7$$

$K_L$  est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général. Ce coefficient peut être porté à 1,5 dans le cas des ouvrages ferroviaires uniquement sous charges roulantes.

**a. Comportement sous effort normal  $\epsilon_{cd}$  :**

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.

Elle est donnée par la formule suivante :

$\epsilon_{cd} = \frac{1,5 F_z}{G \times A_r \times S}$  Avec :  $G = 0,9 \text{ MPa}$  et  $A_r$  est la surface en plan réduite.

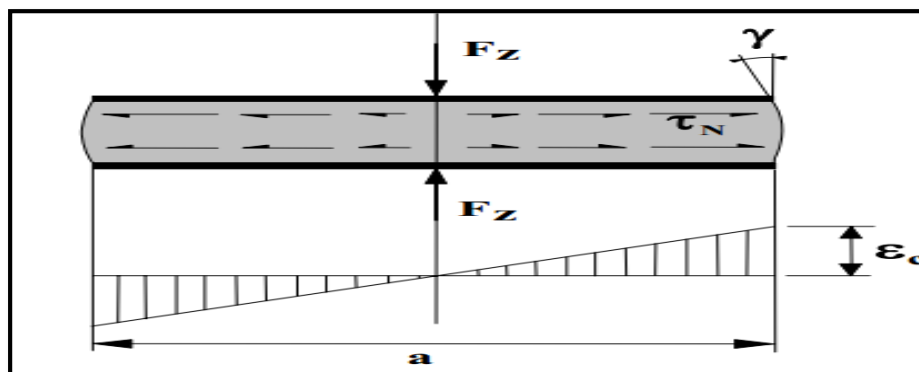


Figure VII. 7: Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal.

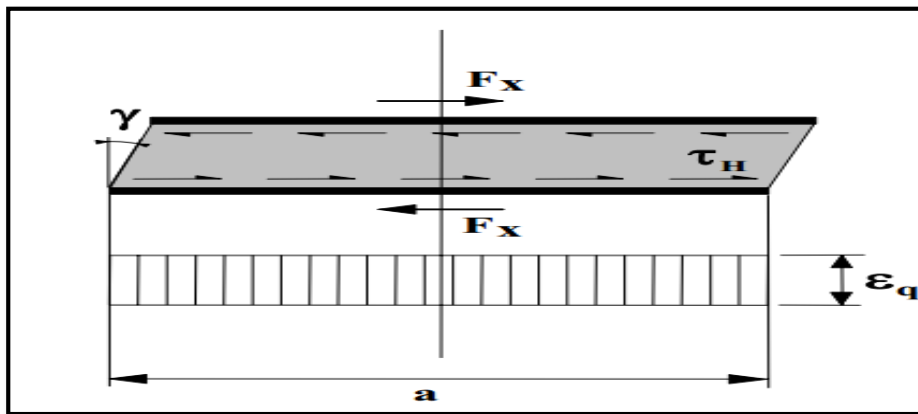
$$\varepsilon_{cd} = \frac{1,5 Fz}{G \times A r \times S} = \frac{1,5 \times 16,64}{0,9 \times 0,669 \times 10,46} = 4$$

**b. Comportement sous effort horizontal  $\varepsilon_{qd}$  :**

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion  $\varepsilon_q$  liée au cisaillement  $\tau_H$  dans l'élastomère.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon_{qd} = \text{tg}\gamma = \frac{Vx}{Te}$$



**Figure VII. 8:** Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal.

Avec :  $v_x=0.039$  et  $T_e=0,1$  m

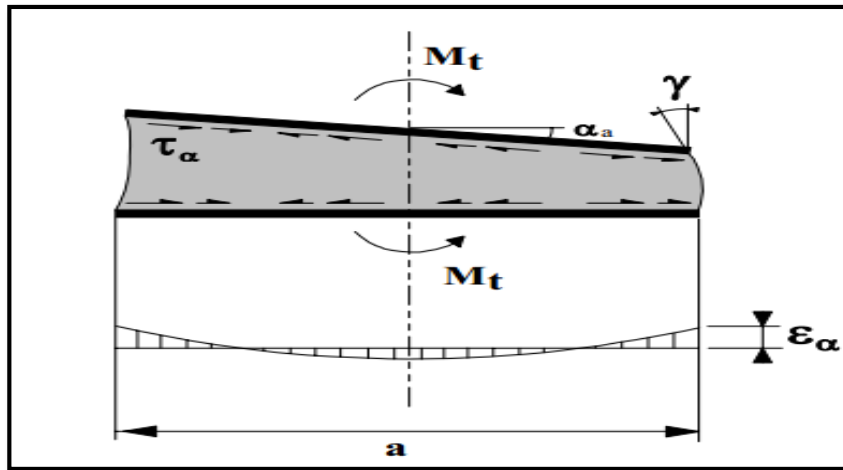
$$\varepsilon_{qd} \frac{0.039}{0.1} = 0,39$$

**c. Comportement sous une rotation d'axe horizontal  $\varepsilon_{ad}$  :**

La valeur de la distorsion  $\varepsilon_a$ , sous l'effet de rotations  $\alpha_a$  et  $\alpha_b$  d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par :

$$\varepsilon_{ad} = \frac{(a'^2 \times \alpha_a + b'^2 \times \alpha_b)t_i}{2 \sum t_i^3}$$





**Figure VII. 9:** Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal.

Selon La norme NF EN 1337-3 : Une valeur de défaut de pose ( $\alpha_0$ ) sera ajouté à la plus grande des rotations  $\alpha_a$  ou  $\alpha_b$ .

Pour notre cas on prend :  $\alpha_0 = 0,003$  radian.

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_a = -0,001 \\ \alpha_b = 0,003 \end{array} \right\} \text{Donc : } \left. \begin{array}{l} \alpha_a = -0,001 \\ \alpha_b = 0,006 \end{array} \right\}$$

$$\varepsilon_{\alpha d} = \frac{(0,79^2 \times 0,001 + 0,89^2 \times 0,006) \times 0,29}{2(4,0,02^3 + 2,0,01^3)} = 1,21$$

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime :

$\varepsilon_t = 1(\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{\alpha d} + \varepsilon_{qd}) = 5,6 < 7$  D'où la condition de la limite de déformation totale de l'élastomère est vérifiée.

### 1.5.3. Stabilité en rotation :

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'Etat Limite Ultime. Ensuite on s'assure que la stabilité en rotation est vérifiée pour l'appareil d'appui.

Le cas de charge déterminant est généralement celui qui donne la rotation maximum. Dans notre cas :

$$\alpha_{max} = 3 \cdot 10^{-3}$$

Pour  $V_{\max} = 6,64$  MN, on calcule le tassement pour les différents feuillet.

$$\text{Tassement théorique : } V_z = \sum \frac{F_z \times t_i}{A'} \left( \frac{1}{5 G S_i^2} + \frac{1}{Eb} \right)$$

Avec :

$S_i$ : le coefficients de forme du feuillet interne et externe.

$A' = a' \times b'$  : surface des frettes.

$E_b = 2000$  MPa

$$V_z = \left[ \frac{16,64 \times 2 \times 0,02}{0,672} \left( \frac{1}{5 \cdot 0,9 \cdot 10,46^2} + \frac{1}{2000} \right) + \frac{16,64 \times 2 \times 0,01}{0,672} \left( \frac{1}{5 \cdot 0,9 \cdot 7,74^2} + \frac{1}{2000} \right) \right] = 22 \text{ mm}$$

Soit  $V_z = 22$  mm

**Valeur de stabilité en rotation :**

Elle est calculée à partir de la formule suivante :  $\frac{a' \alpha_a + b' \alpha_b}{K_r}$

Avec :  $K_r$  coefficient égal à 3.

$$\frac{0,79 \times (-0,001) + 0,89 \times 0,003}{3} = 0,00062 \text{ m Soit : } 0,62 \text{ mm.}$$

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'Etat Limite Ultime. On doit vérifier :

$$V_z = \sum \frac{F_z \times t_i}{A'} \left( \frac{1}{5 G S_i^2} + \frac{1}{Eb} \right) \geq \frac{a' \alpha_a + b' \alpha_b}{K_r} \rightarrow 22 \text{ mm} \geq 0,62 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 1.5.4. Condition de non-glissement :

La vérification du non-glissement est assurée, en l'absence de dispositif anti-cheminement, si :  $F_{xy} \leq \mu_e F_x$  et  $\frac{F_{z,Gmin}}{A_r} \geq 3 \text{ Mpa}$

Avec :

- $F_{z,Gmin}$  : Réaction minimale sous charges permanentes.
- $F_z$  et  $F_{xy}$  Réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables.
- $\mu_e$  Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

$$\sigma_{min} = \frac{Fz}{Ar}$$

$$\sigma_{min} = \frac{16,64}{0,669} = 24,87 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 Kf}{\sigma_{min}} \quad (k_f = 0,6 \text{ pour le béton})$$

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \times 0,6}{24,87} = 0,136$$

$$Fz_{max} = 16,64 \text{ MPa}$$

$$F_{xy} = 0,37 \text{ MPa} \leq 0,136 \times 16,64 = 2,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 1.5.5. Traction dans les frettes :

On vérifie l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'état limite ultime, l'épaisseur minimale  $t_s$  des frettes est définie par :

$$t_s = \gamma_m \frac{2,6 \times Fz \times t_f}{A_r \times f_y}$$

Avec :

- $F_z$  : Effort vertical maximum appliqué.
- $f_y$  : limite élastique de l'acier qui compose les frettes (soit 235 MPa pour l'acier S235).
- $\gamma_m$  : Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1 dans le texte d'application nationale.

$$t_s = \frac{2,6 \times 16,64 \times 0,02}{0,669 \times 235} = 0,0056 \text{ m}$$

Pour un appareil d'appui de 800 x 900, on prendra des frettes de 6 mm d'épaisseur.

Le calcul de l'appareil d'appui de la Pile P<sub>1</sub> ainsi que celui des culées, est donné en annexes.

Des dispositions particulières sont en outre, à prévoir pour les appareils d'appui, elles se traduisent par une certaine conception de leur environnement ce sont les bossages [17].

### 1.6. Etude des bossages [17] :

#### 1.6.1. Rôle des bossages :

Le rôle de ces bossages est multiple :

- Mise en œuvre correcte des appareils d'appui.
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier (condition d'accessibilité).

Ces bossages doivent exister aussi bien sous les appareils d'appui (bossage inférieur) que dessus (bossage supérieur).

Le bossage supérieur généralement d'épaisseur réduite est bétonné avec le tablier ou parfois préfabriquée, son rôle est de présenter à l'appareil d'appui une surface parfaitement réglée et assurer aussi la protection des armatures inférieurs du tablier, son hauteur peut-être constante ou variable d'un appareil d'appui à l'autre selon les pentes relatives du tablier [17].

#### 1.6.2. Pré-dimensionnement des bossages :

##### a. Dimension en plan [17] :

Le bossage supérieur et inférieur présentera par rapport à l'appareil d'appui un débord minimal de 5 cm de part et d'autre.

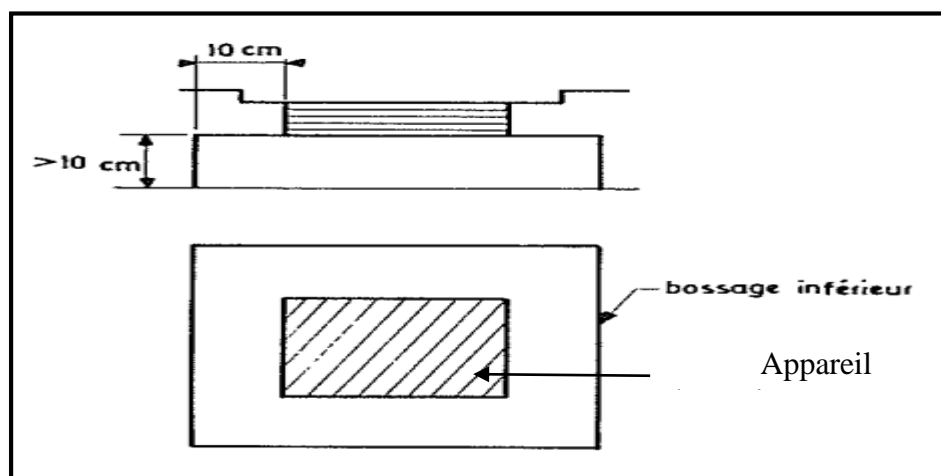


Figure VII. 10: Dimensions en plan d'un bossage.

Donc :

$$A = a + 200 = 1000 \text{ cm}$$

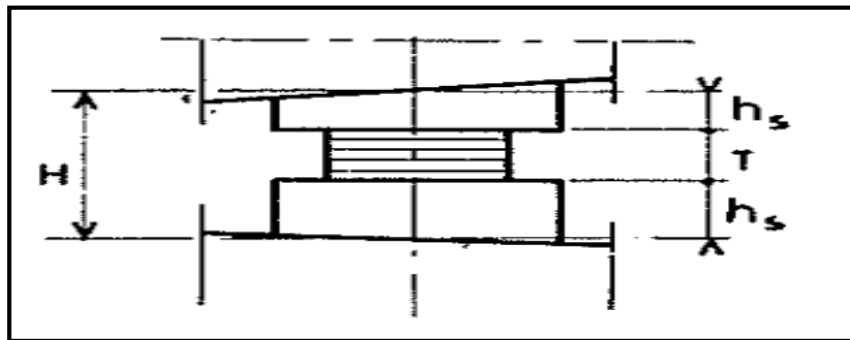
$$B = b + 200 = 1100 \text{ cm}$$

### b. Hauteur :

La hauteur des différents bossages d'un même appui sera telle que la distance verticale  $H_0$  entre la face supérieure de l'appui et l'intrados du tablier soit au moins de 15 cm, dans le souci de faciliter les visites de contrôle des appareils d'appui [17].

On se trouve alors en mesure de déterminer les hauteurs des bossages en désignant par :

- $H$  : la hauteur totale libre entre appui et tablier.
- $T$  : l'épaisseur de l'appareil d'appui.
- $h_i$  : la hauteur du bossage inférieur.
- $h_s$  : la hauteur du bossage supérieur.



**Figure VII. 11:** les différentes hauteurs d'un appareil d'appui et bossage.

On a la relation :

$$h_i + h_s + T = H$$

La détermination des hauteurs des bossages se fera sur la base suivante :

$$h_i + h_s = H - T$$

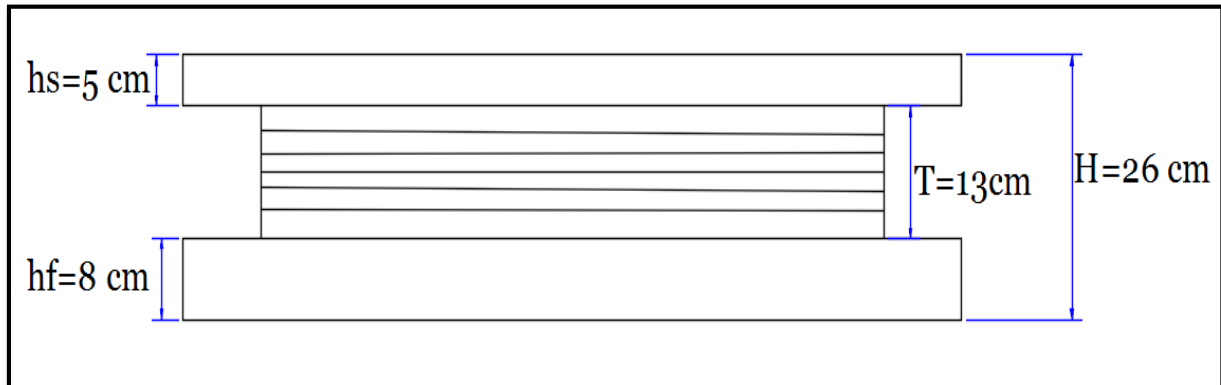
La répartition entre  $h_i$  et  $h_s$  est laissée au choix du projeteur de façon à ce que :

- Le bossage inférieur  $\geq 5 \text{ cm}$
- Le bossage supérieur  $\geq 2 \text{ cm}$

Il convient de limiter la hauteur de bossage inférieur à 10 cm

Compte tenu des indications précédentes :

$$h_i = 8 \text{ cm}; \quad h_s = 5 \text{ cm}; \quad T = 13 \text{ cm}; \quad \text{donc : } H = 26 \text{ cm}$$



**Figure VII. 12:** La hauteur de l'appareil d'appui et des bossages.

## 2. Joint de chaussée :

Le joint de chaussée est un élément exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre.

Afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est primordial de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement. Ce choix passe par la détermination du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le souffle de l'ouvrage, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical.

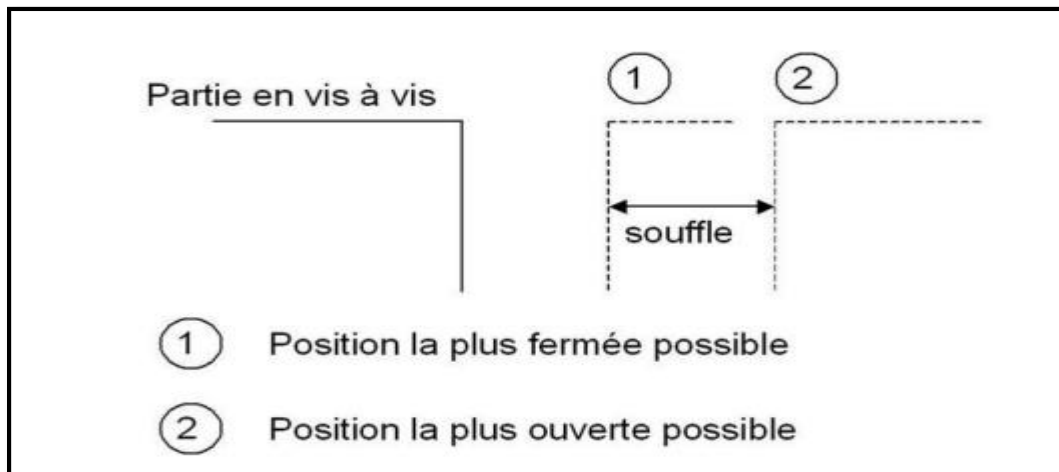
Selon SETRA (joint de chaussée) le choix d'un joint de chaussée adapté à un ouvrage donné et à son environnement dépend de nombreux paramètres.

Le paramètre le plus déterminant est le déplacement du tablier : le joint doit pouvoir reprendre le souffle. Le choix va se porter sur différentes familles de joints de chaussée en fonction de la valeur du souffle.

### 2.1. Calcul du souffle des joints :

Le souffle d'un joint est le déplacement relative maximale prévisible des deux éléments en regard, que peut atteindre, ce dernier noté  $\Delta l$  [16].

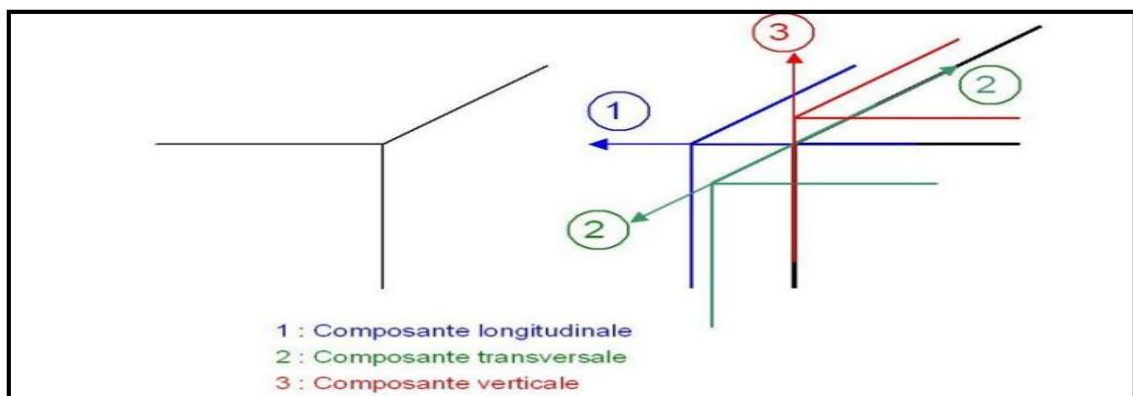
Il est la somme algébrique de plusieurs facteurs : le souffle sismique, le souffle thermique, le retrait et le fluage.



**Figure VII. 13:** Définition du souffle [16].

Ce déplacement possède dans le cas général trois composantes [16] :

- ✚ La composante longitudinale : est la seule composante considérée, elle est dû au retrait fluage et température.
- ✚ La composante transversale : n'apparaît que dans les ponts courbes ou biais.
- ✚ La composante verticale : faible dans tous les cas, due à la rotation de l'about du tablier ou tassement des appareils d'appuis.



**Figure VII. 14:** Composante du souffle [16].

On dimensionne les joints de chaussées selon le RPOA avec la combinaison suivant :

$$W = W_D + 0.4W_T + W_{exp}$$

$W$  : souffle total du joint.

$W_D$  : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

$W_T$  : souffle thermique.

$W_{exp}$  : souffle dû à la charge d'exploitation.

## 2.2. Les actions à prendre en compte :

- + la température
- + les effets de la structure porteuse : déformations différées du béton (retrait, fluage).
- + autres actions liées à la géométrie de l'ouvrage (courbure, biais, pente).
- + les charges d'exploitation : efforts horizontaux : freinage.

### 2.2.1. La température :

Cet effet constitue une part importante du souffle, la variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par [16] :

$$\Delta L_T = L \times \Delta T \times \alpha_T$$

Avec :

- $\Delta L_T$  : variation de la longueur.
- $L$  : longueur dilatable.
- $\alpha_T$  : coefficient de dilatation.
- $\Delta T$  : différence de température = 30°.
- + La longueur dilatable à considérer dépend de la position du « point fixe » du tablier qui peut être choisie (appui fixe) ou calculé (cas d'un tablier reposant sur des appareils d'appui en élastomère fretté) [6].

Le point de déplacement nul calculé précédemment vaut :  $x_0 = 80 \text{ m}$

Le coefficient de dilatation pris pour le calcul du souffle est  $10.10^{-6} / ^\circ\text{C}$  pour le béton et  $12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$  pour une structure métallique (NF EN 1991-1-5) [16].

$$\Delta L_T = 80 \times 30 \times 10.10^{-6} = 0.024 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \Delta L_T = 2.4 \text{ cm}$$

### 2.2.2. Les déformations différées du béton :

Le retrait et le fluage du béton dépendent des dimensions de la pièce, du pourcentage d'humidité relative et de la composition du béton. Le fluage dépend également de la maturité du béton lors du premier chargement ainsi que de l'intensité et la durée des chargements [16].



**a. Le retrait :**

Le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On l'évalue à :

$$\Delta L_r = L \times \varepsilon_r = 80 \times 4.10^{-4} = 0,032 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \Delta L_r = 3.2 \text{ cm}$$

**b. Le fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation :

$$\Delta L_f = L \times \varepsilon_f = 80 \times 3.10^{-4} = 0,024 \text{ m}$$

Avec :

$\varepsilon_f$  : Coefficient du fluage à  $t=0$  (au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$ ) et il vaut 2 à 3.

$$\text{Donc : } \Delta L_f = 2,4 \text{ cm}$$

**2.2.3. Les charges d'exploitation (freinage) [16] :**

Les charges d'exploitation peuvent entraîner au niveau du joint des mouvements horizontaux, sous l'effet des efforts horizontaux de freinage.

$$\Delta L_{\text{freinage}} = \frac{H_x}{K_{\text{app}}} = \frac{0,044}{6.33} = 0,69 \text{ cm}$$

Le souffle total égal à la somme des trois termes :

$$\Delta L_{\text{total}} = (\Delta L_r + \Delta L_f) + 0.4 \times \Delta L_T + \Delta L_{\text{freinage}} = 3.2 + 2,4 + (0,4 \times 2,4) + 0,69$$

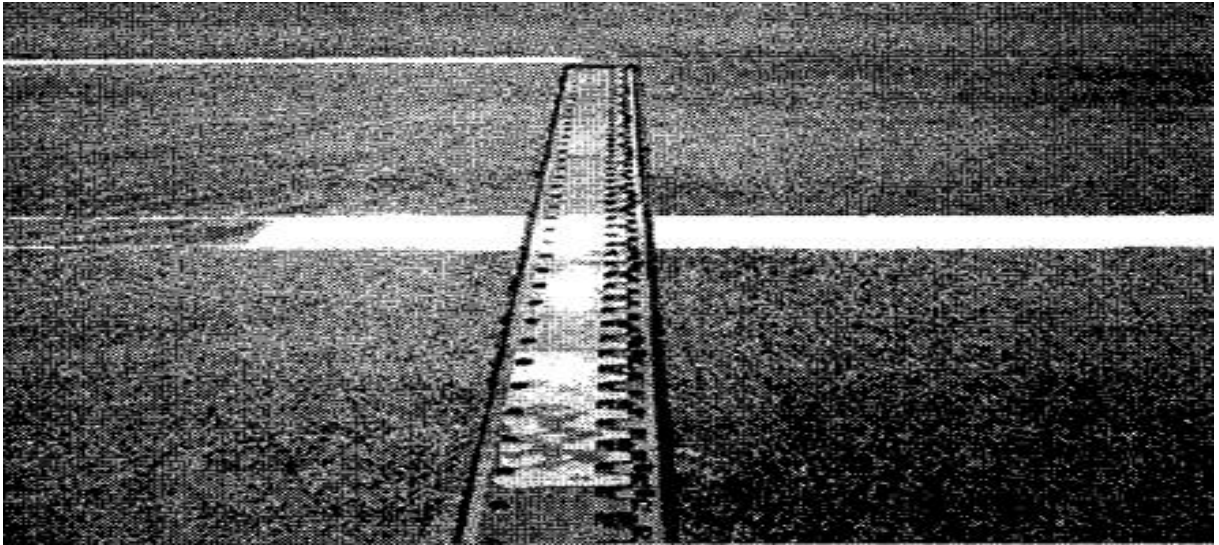
$$\text{Donc : } \Delta L_{\text{total}} = 7,25 \text{ cm}$$

**2.3. Choix du type de joint :**

Le type de joint de chaussée qu'on va choisir d'après le souffle est le joint à pont appuyé, ils sont essentiellement constitués de deux éléments en forme de peigne, solidaire dont les dents interpénètrent lors de leur fonctionnement.

Des matériaux souples sont utilisés en surface et une géométrie appropriée est prévue de façon à permettre à la charge roulante d'être transférée de manière progressive d'un côté à

l'autre du joint. Ce type de joint reprend des souffles allant de 50 à 600mm qui correspond à notre cas [6].



**Figure VII. 15:** Joint de chaussée à pont appuyé [6].

### 3. Evacuation des eaux [5] :

L'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- ✚ Une évacuation rapide des eaux pluviales par des gargouilles pour éviter l'inondation de la chaussée.
- ✚ Une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.
- ✚ Durabilité de la structure et sécurité des usagers.

#### 3.1 La mise en œuvre du système :

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles, disposées tous les 20 à 30 m environ de part et d'autre de la chaussée, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm.

Elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en forme de toit (pour une chaussée bidirectionnelle) avec deux versants à 2,5 % ou avec une pente unique (pour une chaussée unidirectionnelle ou bidirectionnelle) de même valeur, cette dernière n'est pas ressentie par un automobiliste.

#### 4. Etanchéité [6] :

Le béton est un matériau poreux même bien comprimé, il n'est jamais parfaitement étanche du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales.

Un système d'étanchéité des tabliers a pour objectif de protéger la structure béton des diverses agressions générées par les eaux pluviales (contenant des produits agressifs) les eaux de lavage ainsi que des cycles éventuels de gel-dégel. Il permet d'éviter la pénétration d'agents chimiques agressifs et la corrosion des armatures (passives et actives) et donc de garantir la durée du service de l'ouvrage.

#### CONCLUSION :

Ce chapitre nous a permis de dimensionner un appareil d'appui, tout en respectant certaines conditions (limitation de distorsion, traction dans les frettes, condition de non glissement...), on a opté pour un appareil d'appui en élastomère fretté de dimension (800×900) et d'une hauteur de l'élastomère de 10 cm. De même, on a choisi un joint de chaussée à pont appuyé, et cela après calcul du souffle du joint de chaussée.

# Conclusion générale

L'élaboration d'un projet de pont est une nouvelle expérience dans le cycle de formation d'élève Ingénieur, qui nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, et des connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation, d'autre part.

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'Ingénieur ; l'assimilation de phénomènes physique tels que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, les procédés de la précontrainte, l'étude de sol ainsi que la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, et enfin l'approfondissement de nos connaissances théoriques et pratiques.

Notre ouvrage est un pont construit en encorbellement successif en béton précontraint, d'une longueur de 160 m et d'une largeur de 12,2 m ; avec voussoir coulé sur place, on a opté pour un mono caisson à deux âmes inclinées d'un angle de  $10^\circ$ . Les différents voussoirs ne sont pas identiques (caractéristiques géométriques et mécaniques différents), ils suivent une variation parabolique. Ensuite nous avons évalué les différents charges et surcharges agissant sur notre ouvrage. Par ailleurs la modélisation de notre tablier, est faite avec le logiciel ROBOT Structural. Par la suite, nous avons déterminé les différentes sollicitations en phase de construction, on a dimensionné les câbles de clouages qui vont assurer la stabilité et éviter le basculement du fléau.

En ce qui concerne la précontrainte, on a commencé par l'étude du câblage de fléau et celui de continuité. L'évaluation des pertes de précontrainte suivie des différentes vérifications de contrainte et d'effort tranchant ont été menées ensuite.

Pour les équipements de pont, on a opté pour un appareil d'appui en élastomère fretté (TYPE B), et un joint de chaussée de type pont appuyé.

C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde du travail, c'est pour cela qu'il apparait important d'obtenir une formation solide dans le domaine du Génie Civil et savoir adopter une démarche scientifique rigoureuse méthodique, afin d'acquérir des notions préliminaires sur les différents type de travaux et d'y apprendre la rigueur et la justesse.

# Bibliographie

- [1].SETRA « Guide de conception des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs » 2003.
- [2].Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR).
- [3].Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. RPOA(2008).
- [4].Mathivat.J, « Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint ». Paris, Eyrolles 1979.
- [5].Jean -Armand CALGARO, Anne BERNARD-GÉLY, « Conception des ponts ». Ecole Nationale des ponts chaussées, 1995, 24p.
- [6].Jean -Armand CALGARO, Michel VIROLGEUX, Projet et construction des ponts, « Analyse structurale des tabliers de ponts ». Ecole Nationale des ponts chaussées, 1994, 349p.
- [7].Fascicule n°62-Titre I-Section II. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99 (1999).
- [8].Fascicule n° 62 - Titre I - Section I Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99.
- [9].THONIER (H). Le béton précontraint aux états limites. Presses des Ponts et Chaussées (558P).
- [10].Charles DELAVNEY « Traité mécanique rationnelle, Hypothèse des tables de GULDIN »
- [11].Aude PETEL - Gilles LACOSTE - Jean-Michel-LACOMBE. Projet de pont. Partie2/3 POA Pont en encorbellement. Aout2012.
- [12].SETRA « Barriere de sécurité », collection du guide GC.
- [13].SETRA « Appareils d'appuis en élastomère fretté, Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires » 2007.
- [14]. J-A CALGARO.Projet et construction des ponts : analyse structurale des tabliers de ponts.
- [15].LACROIX (R.), THONIER (H) et FUENTES (A.). Le projet de béton précontraint. Presses des Ponts et Chaussées.
- [16]. SETRA Joints de chaussée des ponts-routes « Détermination du souffle aux Eurocodes ». Décembre 2013.

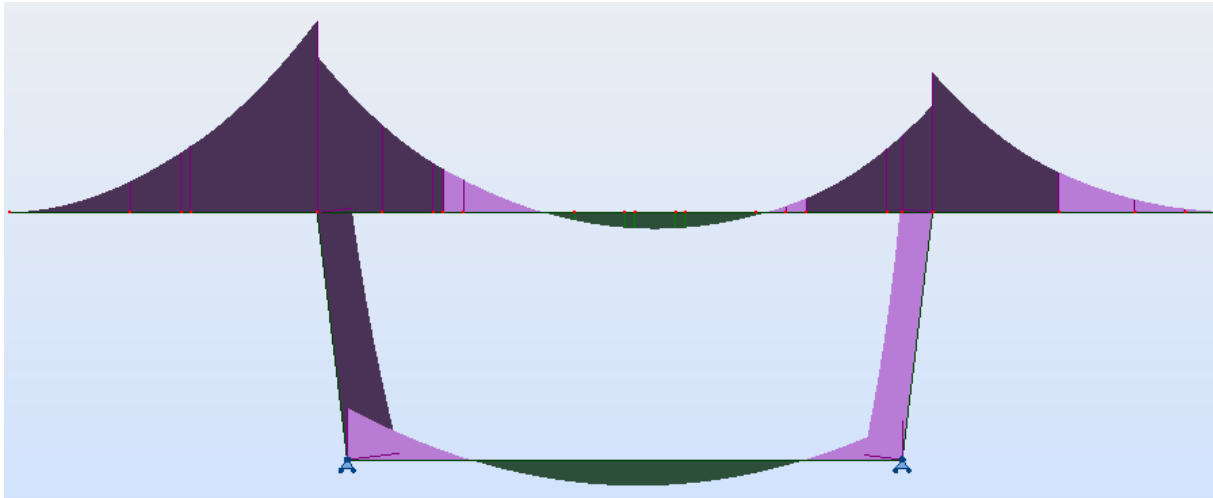
- [17].Appuis des tabliers, service d'étude technique des routes et autoroutes. SETRA.  
Octobre(1977)
- [18].NF EN 1337 –3 Appareils d'appuis structuraux. Septembre (2005)
- [19].Fascicule n° 61 - Titre II. Programme des charges et épreuves des ponts-routes.
- [20].BOUTEMEUR. Cours de béton armé « Justification des sections des sections  
soumises à des contraintes tangentés : L'effort tranchant »



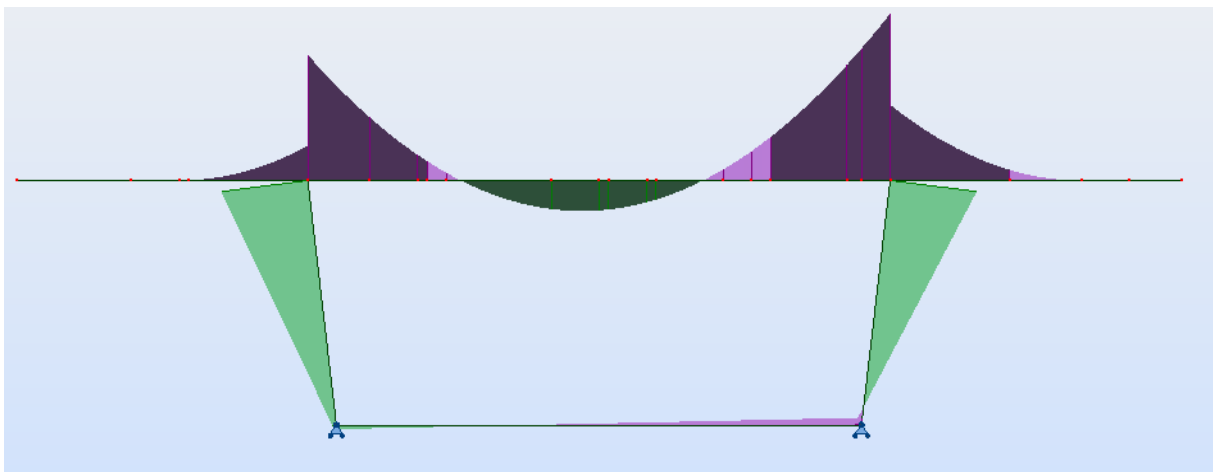
# Annexes

Diagrammes des moments pour le VSC :

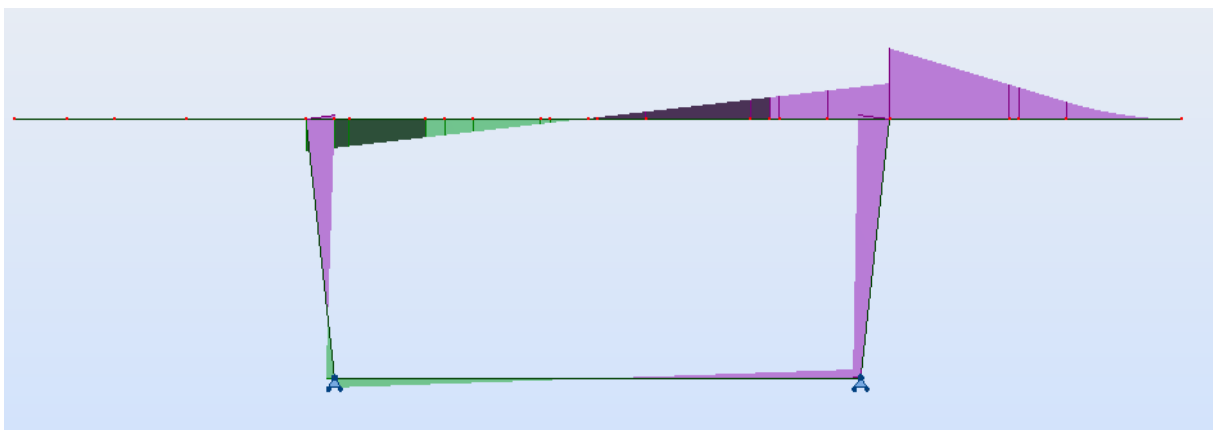
G :



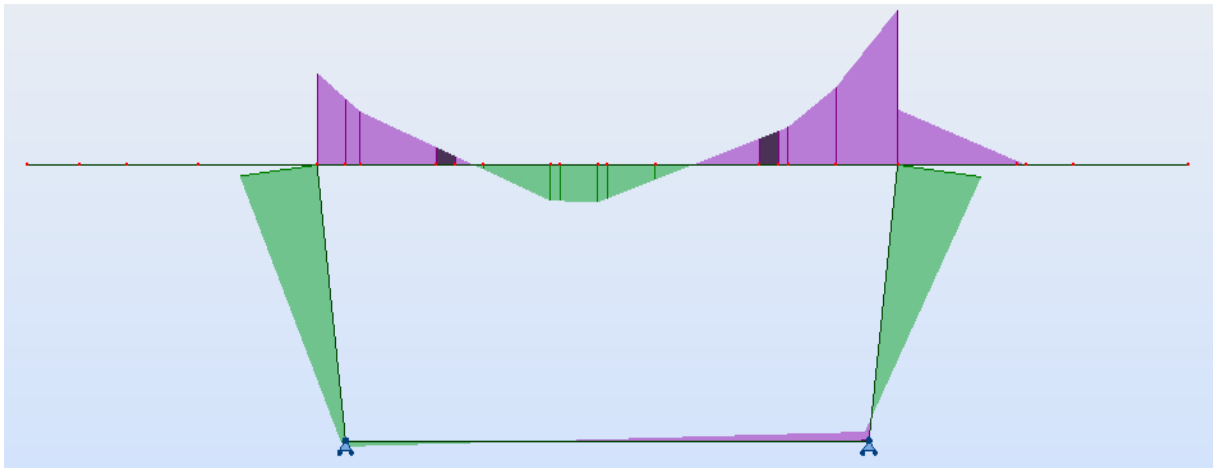
Al :



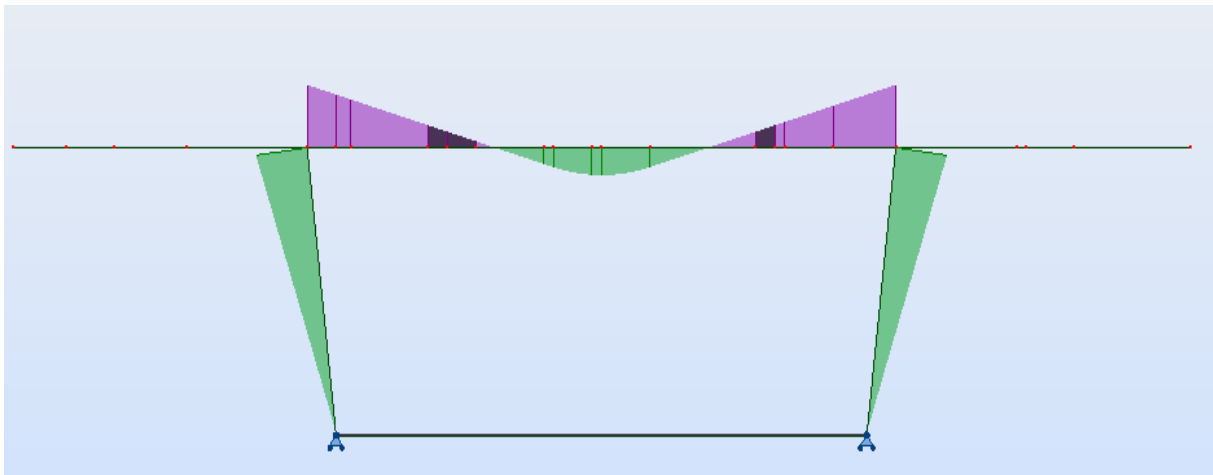
St :



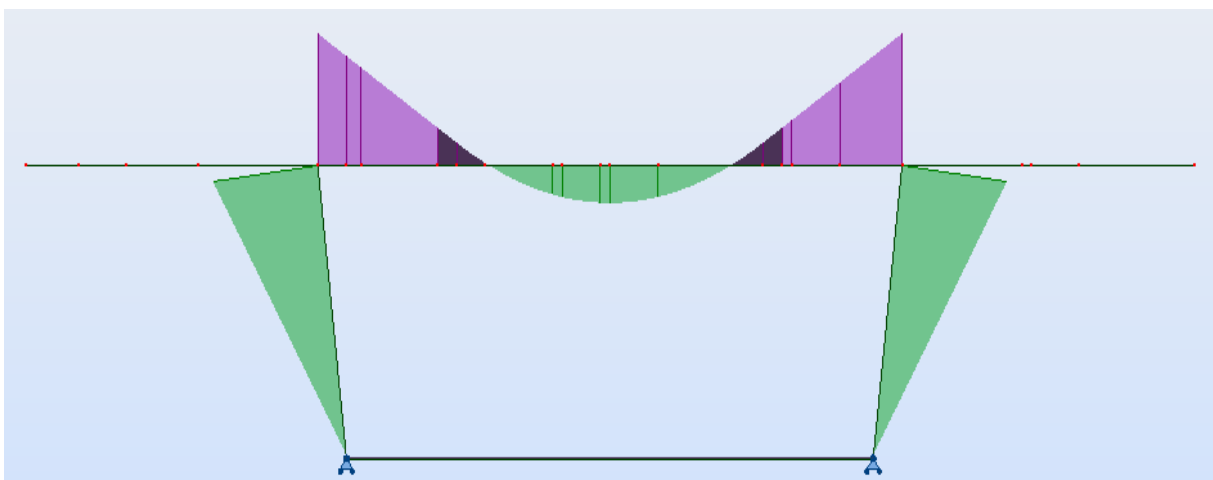
Bc :



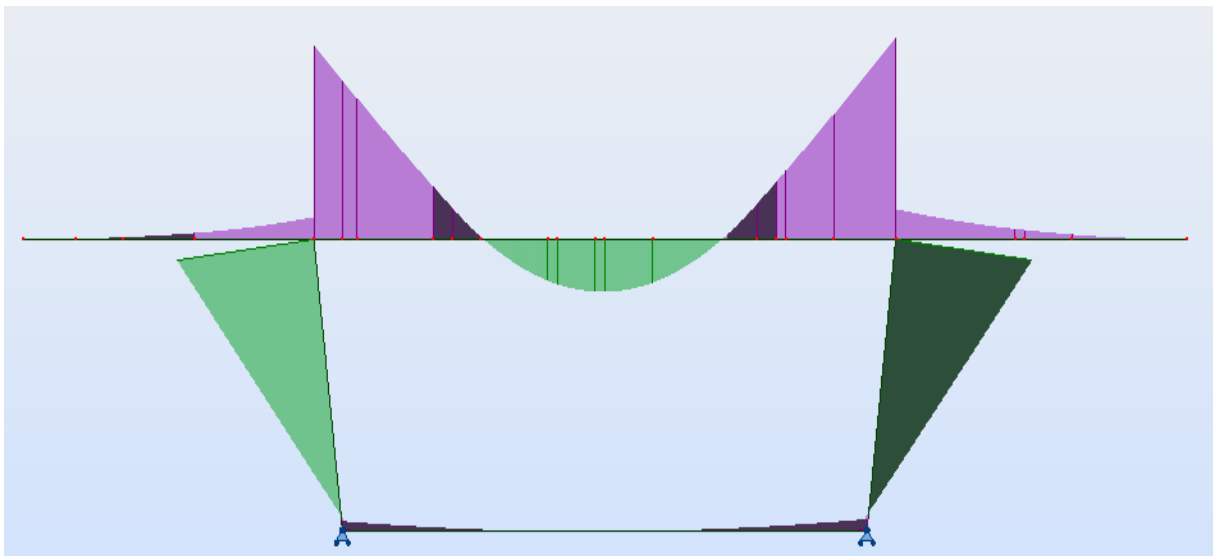
Mc120 :



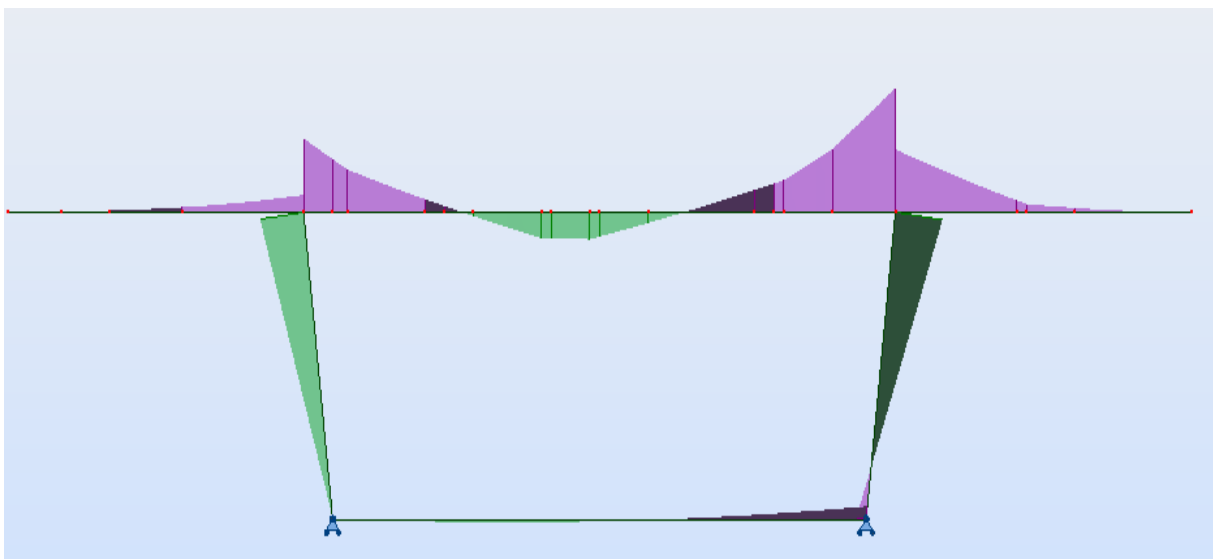
D240 :



ELU Max :

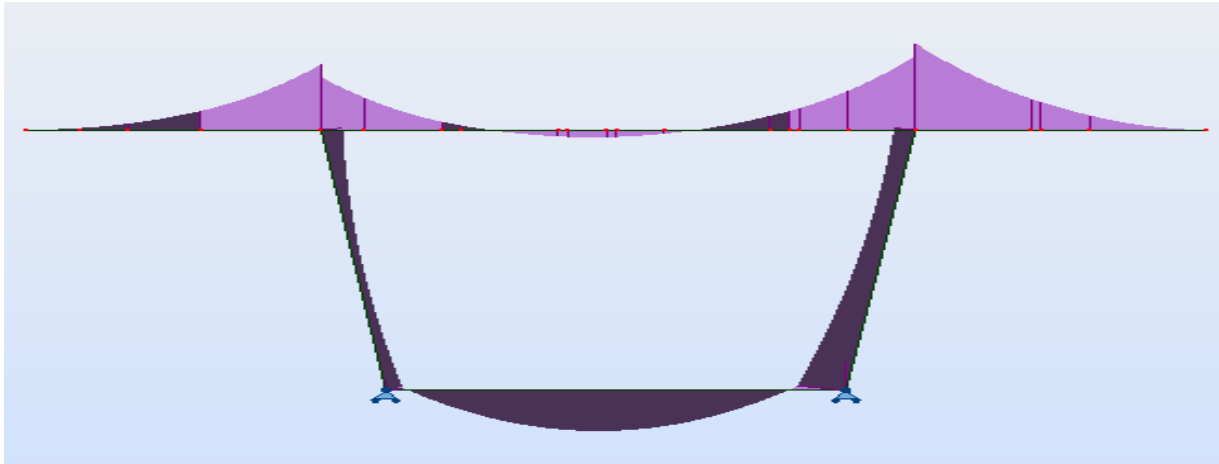


ELS Max :

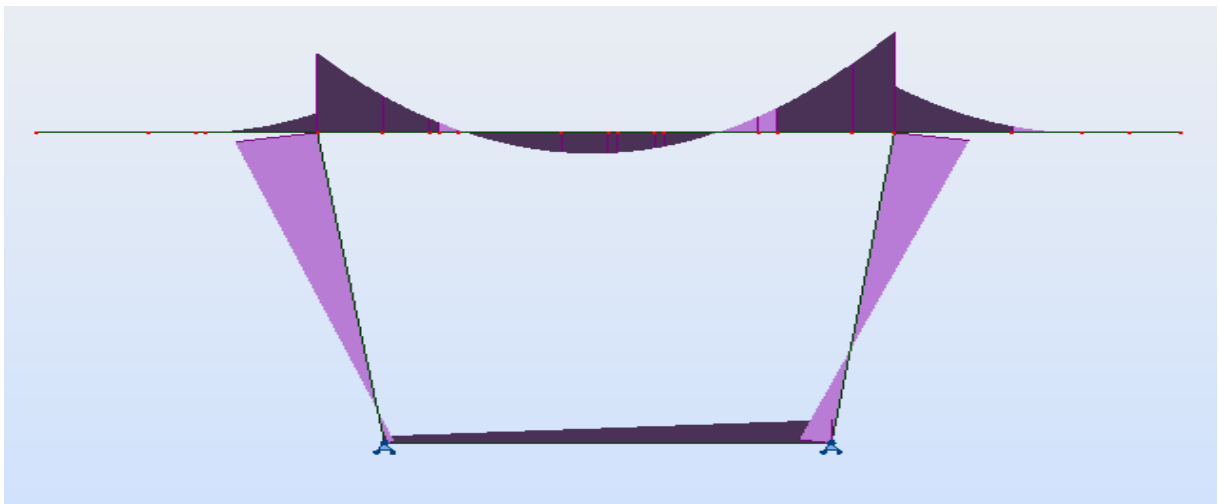


Diagrammes des moments pour le VSP :

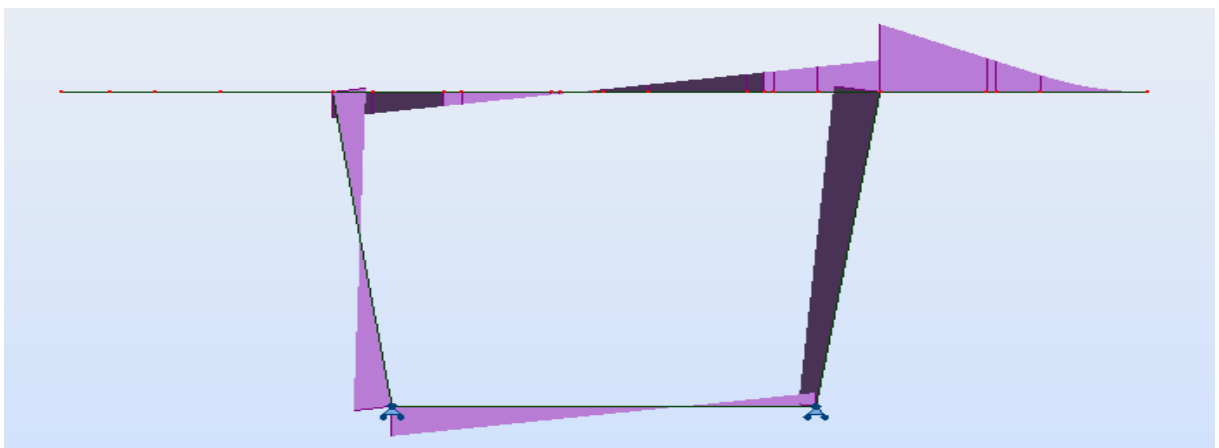
G :



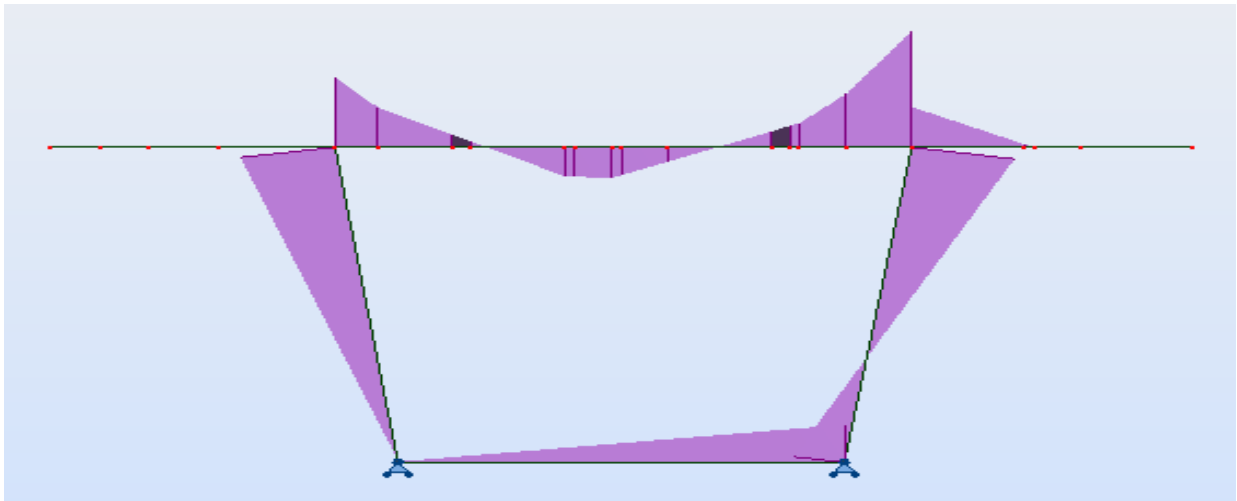
Al :



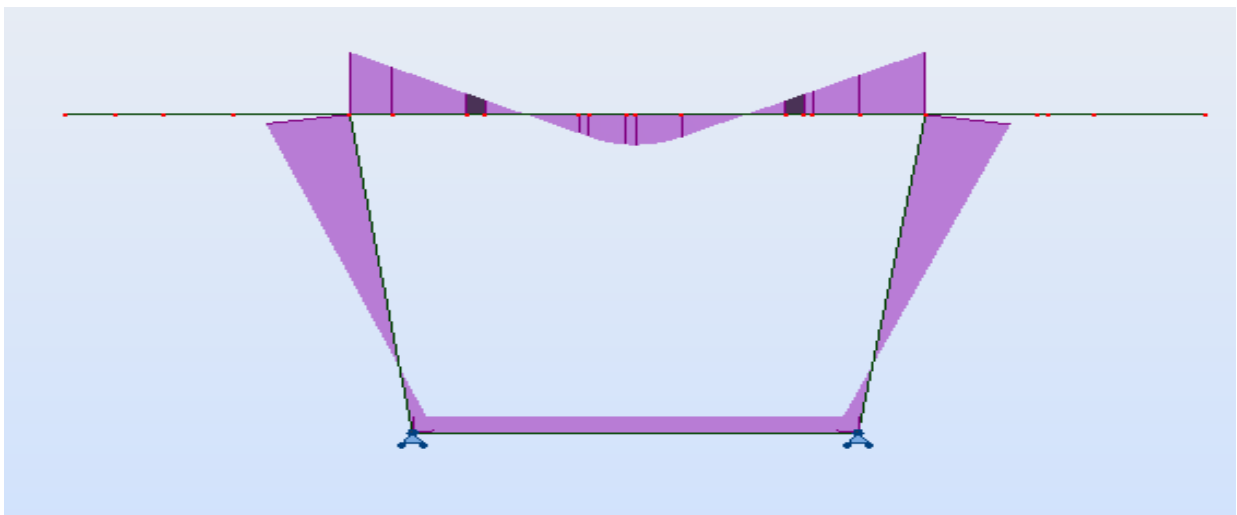
St :



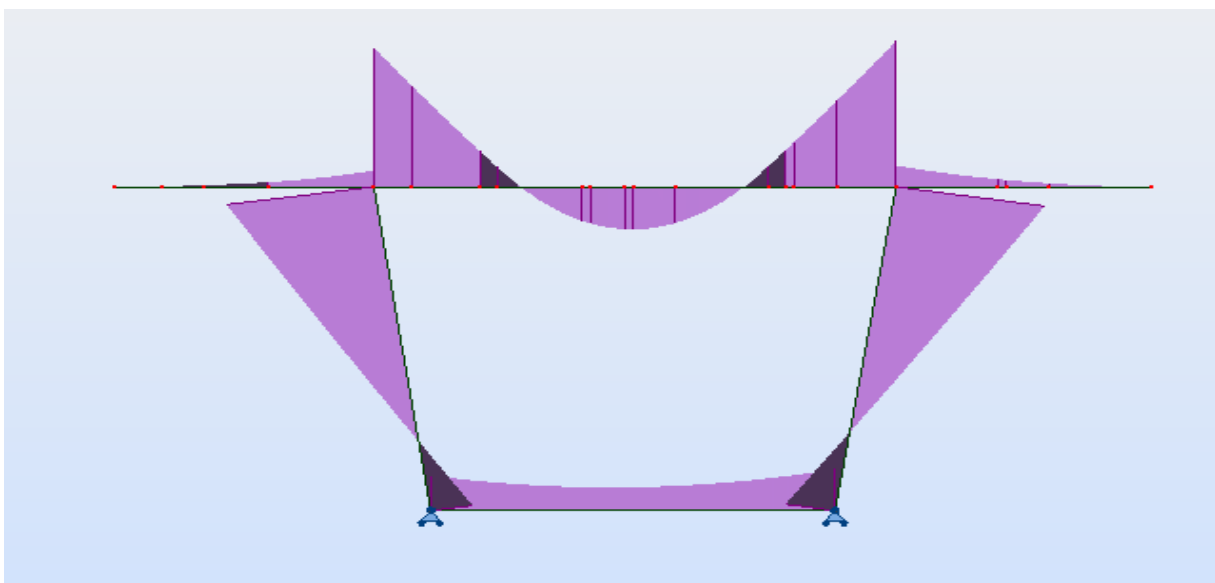
Bc :



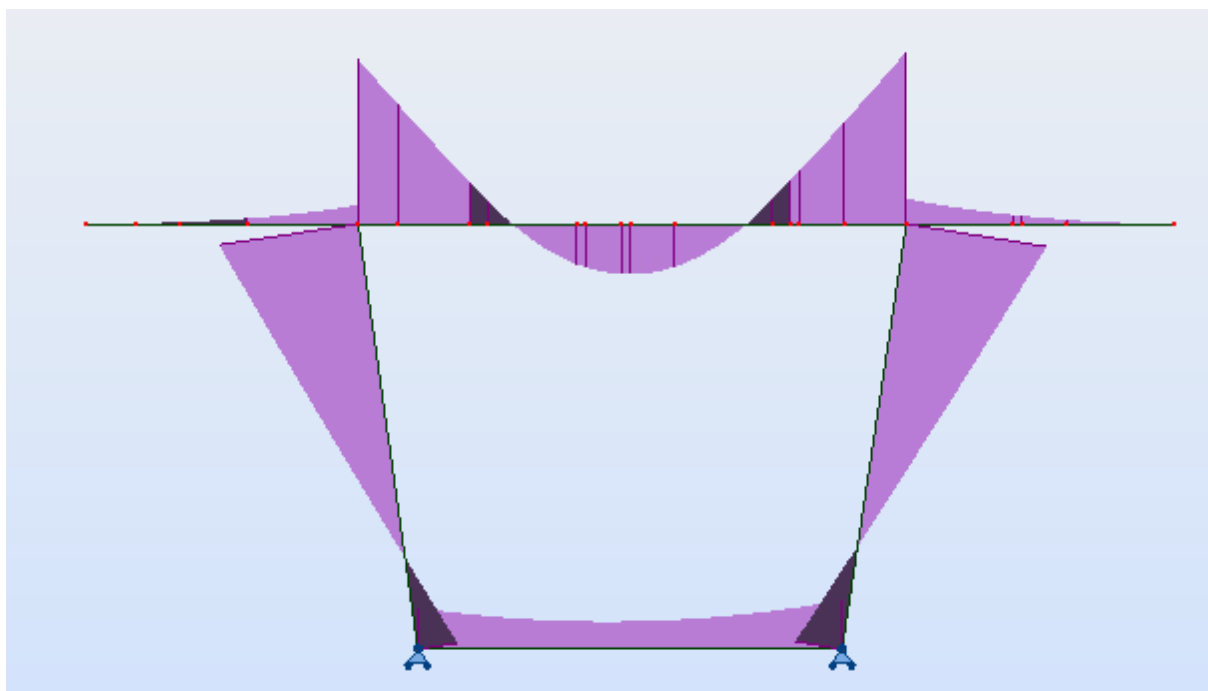
Mc120 :



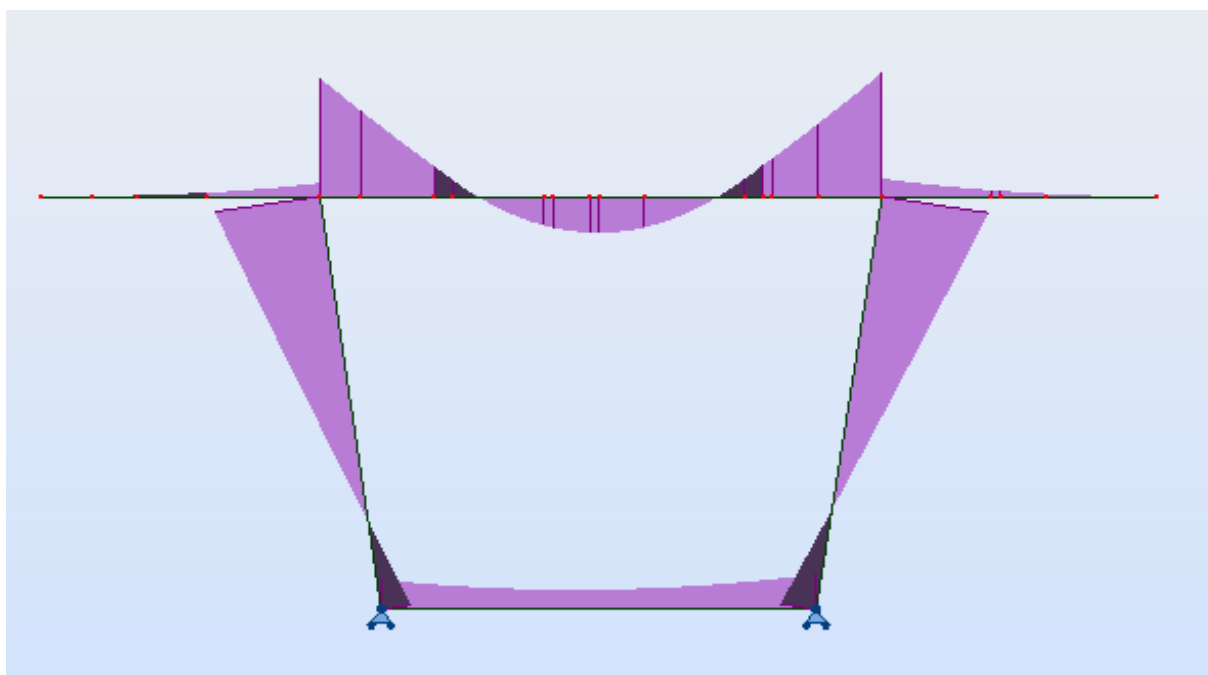
D240 :



ELU Max :



ELS Max :



Calcul des sections d'armature transversale pour les âmes :

Faisons le calcul pour l'âme droite :  $A_s = 19.5\text{cm}^2 \longrightarrow 7\text{HA}20$  donc nous aurons  
2cadres  $\longrightarrow 4\Phi_{At}$  donc :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = 8\text{mm}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

L'espacement  $S_t = \min (S_{t1}, S_{t2})$  : espacement des cadres suivant la hauteur des âmes

Avec :

$$S_{t1} = \frac{(A_t \times f_e)}{0.4 \times b} = 40.2\text{cm}$$

$$S_{t2} = \min (0.9d, 40\text{cm}) = \min (40, 40) = 40\text{cm}.$$

On aura alors :  $S_t = 40\text{cm}$

Donc nous allons disposer 4HA8 espacé de 40cm dans la hauteur des âmes.



Le moment dû à la combinaison max est donnée par le tableau suivant :

✚ Travée de rive :

x	Moment dû à la combinaison max
0	15616,81
3,75	16761,41
7,5	13320,49
11,25	5032,73
15	-8196,49
18,75	-26536,98
22,5	-51395,54
26,25	-78864,83
30	-113256,14
34,5	-162061,70

✚ Travée centrale :

x	Moment dû à la combinaison max
0	25300,89
3,75	22407,66
7,5	15010,73
11,25	3075,26
15	-13516,03
18,75	-34839,44
22,5	-61048,06
26,25	-92442,99
30	-129013,10
34,5	-180001,38

Dimensionnement des appareils d'appui :

	Appareil d'appui de P1 (800 × 900)m	Appareil d'appui de la culée1 (500 × 600)m	Appareil d'appui de la culée 2 (500 × 600)m
<b>N<sub>max</sub></b>	16,8	2,17	2,13
<b>A<sub>net</sub></b>	0,672	0,0868	0,0852
<b>A'</b>	0,7031	0,2891	0,2891
<b>vI</b>	0,0252	0,047	0,0644
<b>H<sub>x</sub></b>	0,17	0,071	0,071
<b>n</b>	2	2	2
<b>G</b>	0,9	0,9	0,9
<b>a'</b>	0,79	0,490	0,490
<b>b'</b>	0,89	0,59	0,59
<b>T</b>	0,029	0,054	0,075
<b>T<sub>choisi</sub></b>	0,1	0,08	0,08
<b>K<sub>app</sub></b>	6,3279	3,252375	3,252375
<b>V<sub>x</sub></b>	0,039	0,058	0,075
<b>Ar</b>	0,669	0,255	0,245
<b>N<sub>fint</sub></b>	4	4	4
<b>N<sub>fext</sub></b>	2	2	2
<b>t<sub>fint</sub></b>	0,02	0,016	0,016
<b>t<sub>fext</sub></b>	0,01	0,008	0,008
<b>S<sub>fint</sub></b>	10,46	8,37	8,37
<b>S<sub>fext</sub></b>	14,95	11,95	11,95
<b>F<sub>z</sub></b>	16,8	2,17	2,13
<b>ε<sub>c</sub></b>	4,0	1,7	1,7
<b>V<sub>z</sub></b>	0,0033	0,0011	0,0011
<b>ε<sub>q</sub></b>	0,39	0,72	0,94
<b>α<sub>a</sub></b>	-0,001	-0,001	-0,001
<b>α<sub>b</sub></b>	0,003	0,003	0,003
<b>ε<sub>α</sub></b>	0,52	0,37	0,37
<b>KL</b>	1	1	1
<b>ε</b>	4,90	2,79	3,05
<b>t<sub>smin</sub></b>	0,0056	0,0015	0,0015
<b>t<sub>s</sub></b>	0,006	0,003	0,003
<b>α<sub>acc</sub></b>	0,003	0,003	0,003
<b>F<sub>z,Gmin</sub></b>	10,67	1,94	1,91
<b>F<sub>z,gmin</sub></b>	16,0	7,6	7,8
<b>Ar</b>			
<b>μ<sub>e</sub></b>	0,136	0,206	0,203
<b>K<sub>f</sub></b>	0,6	0,6	0,6
<b>F<sub>xy</sub></b>	0,244	0,188	0,245
<b>μ<sub>e</sub> × F<sub>z</sub></b>	2,282	0,446	0,433