

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**  
**Faculté de Génie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**



*Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme académique de  
Master en travaux publics  
Option : Voies et Ouvrages d'Art*

**THEME**

*Étude et conception d'un tablier d'un viaduc par encorbellement successif  
avec des voussoirs coulés sur place  
Situé au PK 39+300 Tizi-Ouzou*



**Proposé par** : La Direction des Travaux Publics  
de Tizi-Ouzou

**Présenté par :**

**Mr: FRITIH Ghiles**

**Mr: KAL Hafid**

**Mr: MOUSSAOUI M<sup>ed</sup> Lamine**

**Membres du jury :**

**Promotrice: Mme SAIFI Insaf**

**Présidente: Mme HERMIME Tassadit**

**Examineur: Mr SAHOUI Hamza**

**Promotion 2019/2020**



## REMERCIEMENTS

*Nous remercions d'abord le bon dieu qui nous a donné le courage et la volonté d'aller jusqu'au bout de notre travail*

*Nous remercions notre promotrice Mme SAIFI, pour ces orientations, et ses conseils tout au long de ce projet*

*Nous souhaitons remercier tout particulièrement Mme ACHIR , Mme AMEDDAH et Mme MECHANI et toute l'équipe de l'ENGOA pour la qualité d'encadrement exceptionnelle qui nous ont procurés, leur disponibilité totale et leurs compétences élevées que nous avons utilisées pour nous en sortir de toute sorte de difficultés trouvées durant la réalisation de ce mémoire*

*Enfin un vif remerciement aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail*

*Ghiles ; Hafid ; Lamine*

## *DEDICACES*

*Je dédie ce modeste travail à tout ceux qui honorent le savoir, ceux qui ne croient pas à la superstition et ceux qui savourent le savoir et crachent l'ignorance.*

*A mes très chère parents et mes amis Lamine et Hafid.  
A tout ce qui ont de la valeur à mes yeux de près ou de loin.  
A notre groupe oustqahwi alias les anciens.*

*Ghiles FRITH*

## *DEDICACES*

*« Comment définir ce que l'on veut définir »*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir, celle à qui je ne pourrai révéler mon amour avec de simples mots, à toi chère Mère.*

*Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis, celui qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que je lui éprouve, à toi cher Père.*

*A ceux que j'aime et je respecte*

*A mon frère et mes sœurs*

*A toute ma grande famille, qui m'a accompagnée durant ce long parcours, et à celle qui m'a offerte tout l'amour.*

*A tous mes cousins et cousines, tantes et oncles*

*A mon binôme : Ghiles, Lamine.*

*A mes chers amis : Yacine, l'Hocine, Adel, Lyes, Nadir, Abdo, le groupe oustqahwi...*

*A toute la promotion 2019/2020 spécialement mes chers amis*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation. Merci à tous.*

*Hafid KAL*

## *DEDICACES*

*Je dédie ce travail :*

*A mes chers parents qui m'ont toujours soutenue tout au  
long de mes études.*

*A mes très chers frères et sœur ;*

*A mes chers grands parents ;*

*A mes binômes Hafid et Ghiles*

*A toutes les personnes que j'aime ;*

*A tout mes amis et mes collègues*

*A ma chérie Célia*

*En particulier au groupe oustqahwi*

*M<sup>rd</sup> Lamine MOUSSAOUI*

## Résumé

On se propose d'étudier dans ce mémoire le tablier d'un pont routier à poutre caisson en béton précontraint. L'ouvrage d'art sur oued (**Viaduc N°04**) au **PK 39+300** se situe dans la wilaya de Tizi-Ouzou inscrit dans le projet de la réalisation d'une voie express reliant Ain El Hammam à Draa El Mizan.

Cet ouvrage d'une longueur total de 250 m est réalisé en 3 travées dépendantes (système Hyperstatique) en poutres caisson en béton précontraint coulé sur place.

Une justification de la variante choisie a été faite, suivie d'étude détaillée sur le dimensionnement et le calcul des différents éléments composant la superstructure de cet ouvrage suivant les différentes sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipements.

Un traitement numérique de modélisation et de calcul a été réalisé grâce au logiciel Robot.

Les résultats ainsi obtenus sont traduits par un ferrailage adéquat des différents éléments composant l'ouvrage.

**Mots clés :** poutre caisson, béton précontraint, modélisation, Robot

## Abstract

We propose to study in this thesis the deck of a road bridge with prestressed concrete box girder. The work of art on wadi (Viaduct N ° 04) at PK 39 + 300 located in the wilaya of Tizi-Ouzou included in the project for the construction of an expressway linking Ain El Hammam to Draa El Mizan.

This structure, with a total length of 250 m, is carried out in 3 dependent spans (Hyperstatic system) of box girders in prestressed concrete cast on site.

A justification for the chosen variant was made, followed by a detailed study on the sizing and calculation of the various elements making up the superstructure of this work according to the various stresses: permanent actions, actions due to traffic and equipment overloads.

Numerical modeling and calculation processing was carried out using Robot software

The results thus obtained are translated by an adequate reinforcement of the various elements composing the work.

**Key words:** box beam, prestressed concrete, modeling, Robot

RESUME .....	I
ABSTRACT.....	II
SOMMAIRE.....	III
LISTE DES FIGURES .....	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
INTRODUCTION GENERALE.....	1

## CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES PONTS

I.1. Introduction.....	3
I.2. Définition .....	3
I.3. Porte historique .....	3
I.3.1. Le record du plus long pont au fil des ans.....	7
I.3.2. Évolution des ponts au cours de temps en Algérie .....	8
I.4. Conclusion .....	8

## CHAPITRE II : CONCEPTION ET PROPOSITION DES VARIANTES

II.1. Introduction .....	10
II.2. Critères de choix du type d'ouvrage.....	10
II.2.2. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage .....	10
II.3. Propositions des variantes .....	10
II.3.1. Variante N°1 : Pont à poutres précontraintes par post-tension .....	11
II.3.2. Variante N° 2 : Pont mixte .....	11
II.3.3. Variante N°3 : Pont en encorbellement successifs .....	12
II.4. Tableau de comparaison des variantes proposées.....	13

II.5. Conclusion.....	13
II.6. Technique et mode de construction pour La variante retenue.....	14
II.6.1. le principe.....	14
II.6.2. Domaines d’emploi.....	14
II.6.3. Mode de construction.....	15
II.7. Autre méthode de construction de tablier d’un pont.....	19
II.7.1. Tablier construit sur cintre .....	20
II.7.2. Tablier construit par poussage.....	20

**CHAPITRE III : PRESENTATION DE L’OUVRAGE ET  
CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX**

III.1. Introduction .....	23
III.2. Présentation de l’ouvrage.....	23
III.2.1. Conception .....	23
III.2.2. Caractéristique du pont.....	23
III.3. Critères de calcul .....	24
III.3.1. Règlements appliqué .....	24
III.4. Les données du projet .....	24
III.4.1. Données fonctionnelles.....	25
III.4.2. Données naturelles .....	26
III.5. Caractéristique des matériaux .....	30
III.5.1. Béton.....	30
III.5.2. Aciers.....	32
III.5.3. logiciels utilisés.....	33
III.6. Conclusion.....	33

## **CHAPITRE IV : PRE-DIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES**

IV.1. Introduction .....	35
IV.2. Pré-dimensionnement .....	35
IV.2.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage .....	35
IV.2.2. Distribution des travées .....	35
IV.2.3. Hauteur des voussoirs.....	36
IV.2.3.1. Hauteur sur pile .....	36
IV.2.3.2. Hauteur à la clé.....	36
IV.2.3.3. Ligne d'intrados.....	37
IV.2.4. Découpage des voussoirs.....	37
IV.2.5. Pré-dimensionnement de la section transversale .....	37
IV.2.5.1. Epaisseur des âmes .....	38
IV.2.5.2. L'inclinaison des âmes.....	39
IV.2.5.3. Entraxe des âmes .....	39
IV.2.5.4. Epaisseur du hourdis supérieur.....	39
IV.2.5.5. Epaisseur du hourdis inférieure .....	40
IV.2.5.6. Les goussets.....	40
IV.3. Caractéristiques géométriques.....	42
IV.3.1. Section sur pile.....	43
IV.3.2. Section sur culée .....	44
IV.3.3. Loi de variation des différents paramètres .....	45
IV.3.4. Caractéristiques géométriques du caisson sur pile.....	48

## **CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES**

V.1. Introduction .....	51
V.2. Calcul des charges et surcharges .....	51

V.2.1. Charges hors trafic.....	51
V.2.1.1. Les charges permanentes (CP).....	51
V.2.1.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP).....	52
V.2.2. Les charges dues au trafic .....	53
V.2.2.1. Caractéristiques du pont .....	53
V.2.2.2. Calcul des surcharges routières .....	54
V.3. Le Vent.....	65
V.4. La température .....	65
V.5. Le séisme.....	65
V.6. Définition des actions.....	65
V.6.1. Actions permanentes .....	65
V.6.2. Actions variables .....	66
V.6.3. Actions accidentelles .....	66
V.6.4. Combinaisons des charges .....	66
V.7. Conclusion.....	67

## **CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE**

VI.1. Introduction .....	69
VI.2. Charges appliquées à la console en cours de la construction.....	70
VI.3. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau .....	71
VI.3.1. Effets dus au poids propre G .....	71
VI.3.2. Effets des surcharges réparties de chantier ( $Q_{PRA1}$ ) .....	71
VI.3.3. Effets des Surcharges concentrées ( $Q_{PRA2}$ ).....	72
VI.3.4. Effets du poids de l'équipage mobile ( $Q_{PRC1}$ ) .....	73
VI.3.5. Vent .....	73
VI.3.6. Evaluation de force accidentelle due à la chute de l'équipage mobile $F_a$ .....	74
VI.4. Les combinaisons des charges.....	75

VI.5. Etude en phase de service .....	77
VI.5.1. Modélisation .....	77
VI.6. Conclusion .....	79

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

VII.1. Introduction et principe .....	81
VII.2. Mode de calcul .....	82
VII.2.1. Câble de fléau .....	82
VII.2.2. Câble de continuité .....	82
VII.3. Etude de la précontrainte de fléau .....	83
VII.3.1. Disposition des câbles .....	83
VII.3.2. Détermination de la précontrainte de fléau .....	83
VII.3.3. Détermination du nombre de câbles de fléau .....	84
VII.3.4. Répartition des câbles dans chaque voussoir .....	85
VII.3.5. Espacement des armatures de la précontrainte .....	86
VII.3.6. Tracé des câbles .....	86
VII.3.7. Etude du tracé des câbles .....	87
VII.4. Calcul des pertes de tension de précontrainte .....	92
VII.4.1. Pertes de tension instantanée .....	92
VII.4.2. Pertes de tension différées .....	96
VII.4.3. Calcul des pertes totales .....	99
VII.4.4. Vérification des contraintes .....	99
VII.5. Etude de la précontrainte de continuité .....	100
VII. 5.1. Détermination de l'effort de précontraint et du nombre de câbles .....	101
VII.5.2. Calcul des pertes de tension .....	103
VII.5.3. Vérification des contraintes en phase de service .....	108
VII.6. Conclusion .....	110

## **CHAPITRE VIII : ETUDE TRANSVERSAL**

VIII.1. Introduction .....	112
VIII.2. Modélisation .....	112
VIII.3. Définition des charges .....	113
VIII.3.1. Charges permanentes .....	113
VIII.3.2. Surcharges d'exploitation .....	113
VIII.4. Les combinaisons de charges .....	114
VIII.5. Détermination des efforts .....	115
VIII.5.1. Section sur pile .....	115
VIII.5.2. Section à la clé.....	118
VIII.6. Récapitulatif des résultats.....	121
VIII.7. Ferrailage des voussoirs .....	122
VIII.8. Vérification des contraintes tangentielles.....	125
VIII.9. Schéma de ferrailage des voussoirs .....	126
VIII.10. Conclusion .....	127

## **CHAPITRE IX : EFFORT TRANCHANT**

IX.1. Introduction .....	129
IX.2. Détermination des efforts tranchant .....	129
IX.2.1. Effort tranchant dû aux charges extérieures .....	129
IX.2.2. Effort tranchant dû à la précontrainte.....	129
IX.2.3. Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet résal) .....	129
IX.2.4. Calcul de l'effort tranchant réduit.....	130
IX.3. Calcul de la contrainte de cisaillement .....	130
IX.4. Vérification des contraintes de cisaillement .....	130
IX.5. Conclusion .....	132

## **CHAPITRE X : EQUIPEMENT DE PONT**

X.1. Introduction .....	134
X .2. Les appareils d'appuis.....	134
X.2.1. Détermination de l'aire de l'appareil d'appuis.....	134
X.2.2. Détermination de la hauteur nette de l'élastomère .....	134
X.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement .....	135
X.2.4. Vérification de la condition de non cheminement .....	136
X.2.5. Vérification de la condition de non glissement.....	136
X.2.6. Dimensionnement des frettes .....	136
X.3. Joint de chaussée.....	137
X.3.1.Choix du type de joint .....	138
X.3.2.Calcul des souffles du joint de chaussée.....	138
X.4. Conclusion.....	139
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>141</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>142</b>

Fig. I.1.Pont primitif en rondins .....	4
Fig. I.2.Pont cantilever en bois b-pont suspendu fait de cordes .....	4
Fig. I.3.L'un des premiers ponts de pierre à Structure montants-linteau .....	5
Fig. I.4.Puent Alcantara sur le Tage (98 apr. J. C).....	5
Fig. I.5.Pont arc en acier « viaduc de Garabit » construit en 1884.....	6
Fig. I.6.Pont suspendu « Golden Gate » achevé en 1937.....	6
Fig. I.7.pont a hauban « viaduc de Millau » inauguré en 2004.....	7
Fig. I.8.Évolution des ponts au cours des temps en Algérie.....	8
Fig. II.1.Deux équipages mobiles.....	16
Fig. II.2.Voussoir préfabriqué.....	17
Fig. II.3.Construction de viaduc de l'Ile de Ré à l'aide d'une poutre de lancement.....	18
Fig. II.4.La pose des voussoirs par grue.....	18
Fig. II.5.Chèvre de levage.....	19
Fig. II.6.Tablier coulé sur cintre.....	20
Fig. II.7.Construction par poussage.....	21
Fig.III.1.Tracé en plan.....	25
Fig.III.2.Profil en long.....	25
Fig.III.3.Profil en travers.....	26
Fig.III.4.Rapport géotechnique.....	28
Fig.III.5.Carte de zonage sismique.....	30
Fig. IV.1.Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	35
Fig. IV.2.Découpage en voussoirs.....	37
Fig. IV.3.Détails de la section transversale.....	38
Fig. IV.4.Gousset supérieur.....	41
Fig. IV.5.Gousset inférieur.....	41
Fig. IV.6.La section du voussoir sur pile.....	42
Fig. IV.7.La section du voussoir à la clé.....	42
Fig. IV.8.Coupe transversale du voussoir sur pile.....	43
Fig. IV.9.Coupe transversale du voussoir sur clé.....	44
Fig. IV.10.Variation de la hauteur.....	46

Fig. IV.11.Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur.....	46
Fig. IV.12.Variation de la section $S(x)$ .....	47
Fig. IV.13.Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive.....	48
Fig. IV.14.Coupe transversale du voussoir plein sur pile.....	49
Fig. V.1.Glissière de sécurité.....	52
Fig. V. 2.Garde corps.....	52
Fig. V.3.Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.....	53
Fig. V.4.Profil en travers du pont.....	53
Fig. V.5.Système de charge Bc.....	57
Fig. V.6.Les dimensions de système Bt.....	59
Fig. V.7.Dimensions de système Br.....	61
Fig. V.8.Les dimensions de système Mc120.....	62
Fig. V.9. Dimensions de système D240.....	63
Fig. VI.1.Phases de construction.....	69
Fig. VI.2.Poids propre du demi-fléau.....	71
Fig. VI.3.Surcharges réparties de chantier.....	72
Fig. VI.4.Surcharges concentrées.....	73
Fig. VI.5.Surcharges de l'équipage mobile.....	73
Fig. VI.6.Surcharges du vent.....	74
Fig. VI.7.Effets due à la force accidentelle.....	74
Fig. VI.8.Combinaisons en situation temporaire.....	76
Fig. VI.9.Combinaisons accidentelles.....	76
Fig. VI.10.Modélisation du tablier.....	78
Fig. VI.11.Diagramme des moments fléchissant.....	78
Fig. VII.1.Disposition des câbles de précontrainte de fléau.....	86
Fig. VII.2.Câblage du voussoir en élévation.....	87
Fig. VII.3.Tracé en élévation des câbles de fléau.....	89
Fig. VII.4.Tracé d'un câble en plan.....	89
Fig. VII.5.Tracé de câbles de fléau en plan.....	91
Fig. VII.6.Disposition des câbles de continuité pour la travée intermédiaire.....	102
Fig. VII.7.Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive.....	103

Fig. VIII.1. Condition d'appuis des voussoirs.....	112
Fig. VIII.2. Modélisation des voussoirs.....	113
Fig. VIII.3. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Section sur pile).....	115
Fig. VIII.4. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Section sur pile).....	116
Fig. VIII.5. Diagramme des efforts normaux à l'ELU (Section sur pile).....	116
Fig. VIII.6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Section sur pile).....	117
Fig. VIII.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (Section sur pile).....	117
Fig. VIII.8. Diagramme des efforts normaux à l'ELS (Section sur pile).....	118
Fig. VIII.9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Section à la clé).....	118
Fig. VIII.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Section à la clé).....	119
Fig. VIII.11. Diagramme des efforts normaux à l'ELU (Section à la clé).....	119
Fig. VIII.12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Section à la clé).....	120
Fig. VIII.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (Section à la clé).....	120
Fig. VIII.14. Diagramme des efforts normaux à l'ELS (Section à la clé).....	121
Fig. VIII.15. Schéma de Ferrailage du voussoir sur pile.....	126
Fig. VIII.16. Schéma de ferrailage du voussoir à la clé.....	127
Fig. X.1. Les dimensions de l'appareil d'appui.....	137
Fig. X.2. Joint du type Wd (souffle moyen).....	140

Tab. I.1. Le record du plus long pont au fil des ans.....	7
Tab. II.1. Tableau de comparaison des variantes.....	13
Tab. III.1. Résultats d'essais préssiométriques.....	29
Tab. IV-1 représentatif des différentes caractéristiques Géométriques.....	43
Tab. IV.2 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.....	44
Tab. IV.3 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé.....	45
Tab. IV.4 : Variation des différents paramètres des voussoirs.....	48
Tab. IV.5 : Les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.....	49
Tab. V.1 : Classification des ponts.....	54
Tab. V.2 : les valeurs de coefficient $a_1$ .....	55
Tab. V.3. Valeurs de coefficient bc.....	58
Tab. V.4. Valeurs de coefficient $b_t$ .....	60
Tab. V.5. Valeurs des coefficients de majoration.....	66
Tab. V.6 : Les combinaisons.....	67
Tab. VI.1 : Les effets des charges de construction sur le demi-fléau.....	75
Tab. VI.2 : Combinaison les plus défavorables.....	77
Tab. VII.1. Nombre de câbles de fléau.....	85
Tab. VII.2. Nombre de câbles par voussoir.....	86
Tab. VII.3. Tracé en élévation des câbles de fléau.....	88
Tab. VII.4. Paramètres du tracé en plan des câbles.....	91
Tab. VII.5. Pertes dues au frottement.....	93
Tab. VII.6. Pertes dues au recul d'ancrage.....	94
Tab. VII.7. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.....	95
Tab. VII.8. Pertes de tension dues au fluage du béton.....	97
Tab. VII.9. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier.....	98

Tab. VII.10. Vérification des contraintes de demi-fléau.....	100
Tab. VII.11. Câbles de continuités de la travée intermédiaire.....	101
Tab. VII.12. Nombre de câbles par voussoir (travée intermédiaire).....	101
Tab. VII.13. Câbles de continuités de la travée de rive.....	102
Tab. VII.14. Nombre de câbles par voussoir (travée de rive).....	102
Tab. VII.15. Pertes dues au frottement (travée intermédiaire).....	103
Tab. VII.16. Pertes dues au recul d'ancrage (travée intermédiaire).....	104
Tab. VII.17. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (travée intermédiaire).....	104
Tab. VII.18. Pertes de tension dues au fluage du béton (travée intermédiaire).....	104
Tab. VII.19. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (travée intermédiaire).....	105
Tab. VII.20. Pertes dues au frottement (Travée de rive).....	106
Tab. VII.21. Pertes dues au recul d'ancrage (Travée de rive).....	106
Tab. VII.22. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (Travée de rive).....	106
Tab. VII.23. Pertes de tension dues au fluage du béton (Travée de rive).....	107
Tab. VII.24. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (Travée de rive).....	107
Tab. VII.25. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée intermédiaire).....	108
Tab. VII.26. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée intermédiaire).....	109
Tab. VII.27. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée de rive).....	109
Tab. VII.28. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée de rive).....	109
Tab. VIII.1. Combinaisons de charges en flexion transversale.....	115
Tab. VIII.2. Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur pile.....	121
Tab. VIII.3. Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur clé.....	122
Tab. VIII.4. Ferrailage du voussoir sur pile.....	124
Tab. VIII.5. Ferrailage du voussoir sur clé.....	125
Tab. VIII.6. Vérification des contraintes tangentielles (Section sur pile).....	126
Tab. VIII.7. Vérification des contraintes tangentielles (Section sur clé).....	126
Tab. IX.1. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.....	131
Tab. IX.2. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée intermédiaire.....	132

## Introduction générale

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation. Selon le cas on distingue : pont route, pont rail et pont canal. Cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Par convention, nous appellerons pont tout ouvrage quel que soit sa dimension. Le souci de l'ingénieur est comment le construire, en assurant parfaitement sa sécurité et son service avec un coût optimal.

C'est ainsi que dans notre projet de fin d'étude, nous avons choisi de faire l'étude technique du tablier d'un passage supérieur faisant partie de ce méga projet qui est la réalisation d'une voie express reliant Ain El Hammam à Draa El Mizan.

En guise d'introduction, **le chapitre I**, généralité sur les ponts, nous avons étudié en general l'importance des ponts, ainsi que les différents types d'un pont, et une brève historique.

Dans **le chapitre II**, nous allons choisir et concevoir la variante la mieux adapté à notre projet, à savoir un pont caisson en béton précontraint.

Et, dans **le chapitre III**, nous présentons l'ouvrage, son emplacement et ses caractéristiques des matériaux.

Par la suite, dans **le chapitre IV**, on définit le pré dimensionnement et les caractéristiques géométriques.

Nous allons aborder dans **le chapitre V**, les différentes charges et surcharges appliquées sur le tablier.

Par la suite, dans **le chapitre VI** nous allons faire une étude longitudinale du tablier avec une modélisation exacte réalisé principalement à l'aide du logiciel de dimensionnement des structures « **Robot 2016** ».

Une étude assez complexe de la précontrainte hyperstatique sera abordé dans le chapitre **VII** avec un dimensionnement et des vérifications conduites manuellement conformément aux règles **BPEL99** et **BAEL99**.

Dans **le chapitre VIII**, le mono caisson à deux âmes sera étudié transversalement avec prise en compte de tous les détails à l'aide du logiciel « **AutoCad2016** ».

Dans **le chapitre IX** on va déterminer les efforts tranchant.

On termine avec équipement de pont dans **le chapitre X**

# *CHAPITRE I*

## *GÉNÉRALITÉS SUR LES PONTS*

## I.1. Introduction

D'une façon générale, on appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel. Selon le cas, on distingue : pont-route, pont-rail, pont-canal. Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature de l'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsque il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre. De même, une buse est un ouvrage de franchissement que l'on ne désigne jamais par le terme de pont, même si l'ouverture est de dimension respectable. En fin, certaines tranchées couvertes répondent à la définition d'un pont. En résumé, on appellera pont tout ouvrage de franchissement en élévation construit in situ, ce qui exclut les buses totalement ou partiellement préfabriquées.

## I.2. Définition

Le pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points. En général, un pont soutient une voie de circulation. Il peut également supporter des canaux ou conduites d'eau : il s'agit alors d'un aqueduc. Un viaduc est un ouvrage routier ou ferroviaire de grande longueur.

Et pour cela et avec toute cette variation des types d'ouvrages. La conception des ces dernier reste la phase la plus importante pour un ingénieur. Selon sa forme, un pont peut donc porter un nom particulier :

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

## I.3. Porte historique

Le pont est apparu dans l'aventure humaine le jour où la curiosité de l'homme, vivant de chasse et de cueillette, s'est portée au-delà de l'horizon, sur la terre fertile, les animaux et les fruits qu'il convoitait de l'autre côté d'un fleuve ou d'une gorge. Les premiers hommes ont donc dû imaginer des moyens de franchir fleuves et ravins pour survivre.

Une ou deux pierres posées sur le lit d'un ruisseau et, beaucoup en ont fait l'expérience, voici improvisé un gué idéal : mais pour les rivières plus profondes un arbre jeté entre les deux rives ferai mieux l'affaire (**figure.1**).



**Fig. I.1. Pont primitif en rondins.**

C'est ainsi qu'est née l'idée d'un simple pont de bois. A cette époque, le simple pont en bois était destiné à de multiples usages et devait donc répondre à plusieurs caractéristiques (large, solide,...) inadéquates, les étroits troncs d'arbre qui servaient de pont furent remplacés par des doubles poutres plus espacées, sur lesquelles on fixait de courts rondins pour former une travée.

Pour les passages au-dessus des cours d'eau, les piles de soutènement étaient constituées de pierres entassées à même le fond. Parfois, des pieux étaient enfoncés dans le lit de la rivière pour former un cercle qu'on remplissait alors de pierres pour obtenir un batardeau grossier, mais au moins étanche et sec.

La structure des ponts primitifs se composait donc essentiellement de bois ou de pierre (**figure.2a**), ou encore une combinaison de ces deux matériaux. Un peu plus tard, apparut le simple pont suspendu fait de corde et de bambous (**figure.2b**).



**Fig. I.2. Pont cantilever en bois b-pont suspendu fait de cordes.**

Dans les régions froides situées plus au nord, riches en pierres de toutes formes et de toutes tailles, mais pauvres en arbre, on préférait utiliser des dalles de pierres pour franchir les cours d'eau (**figure.3**).



**Fig. I.3.** L'un des premiers ponts de pierre à Structure montants-linteau.

La pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages plus importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu'à la fin du XIXe siècle. Ce matériaux a de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors comprimé en tout point), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres (**figure.4**).



**Fig. I.4.** Puent Alcantara sur le Tage (98 apr. J. C).

C'est à la fin du XVIII que la révolution industrielle se répandit progressivement dans le monde entier et entraîna des transformations considérables.

La fonte et le fer remplacèrent progressivement le bois et la pierre, puis ces métaux furent à leur tour remplacés par les deux matériaux qui jouèrent un rôle primordial dans la construction des ponts au XXe siècle : l'acier puis le béton (**figure.5**).



Fig. I.5. Pont arc en acier « viaduc de Garabit » construit en 1884.

Lors de la construction des ponts, il était essentiel d'accélérer l'assemblage des pièces, ce qui nécessitait l'utilisation d'éléments préfabriqués légers et néanmoins résistants.

Nous avons désormais besoin de ponts encore plus imposants et solides pour, par exemple, relier des îles aux continents ou des pays entre eux, mais aussi pour développer les principaux axes commerciaux. Dans la perspective d'un allongement encore plus important des ponts, la recherche et le développement permanents des matériaux à haute résistance, tels que l'acier, le béton, la fibre de carbone et l'aramide, se conjuguent aujourd'hui avec une analyse informatique sophistiquée et une évaluation dynamique des de tremblements de terre, d'ouragans et de raz-de-marée.



Fig. I.6. Pont suspendu « Golden Gate » achevé en 1937.

En deux siècles, la portée des ponts est passée de 105 mètres à 1829 mètres ! Parmi les grandes innovations de cette longue période, il faut retenir notamment les arcs en acier à poutres-treillis, les ponts à poutres poutres-caissons en encorbellement et en voussoir, mais aussi les ponts suspendus et les ponts à haubans (**figure.7**).



Fig. I.7. pont a hauban « viaduc de Millau » inauguré en 2004.

### I.3.1. Le record du plus long pont au fil des ans

Nom	Année Du Record	Lieu	Type	Portée Principale (mètres)
Pont de Trajan	104 ap. J.C.	Danube	Arc en bois sur piles en pierre	52
Trezzo	1371	Italie	Arc en pierre	72
Wettingen	1758	Allemagne	Arc en bois	119
Fribourg	1834	Suisse	Suspendu par câbles	265
Wheeling	1846	Virginie Occidentale	suspendu	305
Lewiston	1851	Chutes du Niagara	suspendu	318
Cincinnati	1867	Fleuve de l'Ohio	suspendu	322
Clifton	1869	Chutes du Niagara	suspendu	386
Brooklyn	1883	New York	suspendu	486
Firth of Forth	1890	Ecosse	cantilever	518
Québec	1917	Canada	cantilever	548
Ambassador	1929	Détroit	suspendu	564
George Washington	1931	New York	suspendu	1067
Golden Gate	1937	San Francisco	suspendu	1280
Verrazzano	1964	New York	suspendu	1298
Humber Bridge	1981	Grande-Bretagne	suspendu	1410
Pont Est	1998	Danemark	suspendu	1624
Akashi Kaikyo	1998	Japon	suspendu	1990

Tab. I.1. Le record du plus long pont au fil des ans.

### I.3.2. Évolution des ponts au cours de temps en Algérie

La liste de ponts remarquables d'Algérie, tant par leurs caractéristiques dimensionnelles, que par leur intérêt architectural ou historique.



La passerelle de Sidi M'Sid (Constantine en 1912)



Le Viaduc d'Oued Dibe (Mila 1998)



Viaduc D'Oued Rekham (BOUIRA EN 2008)



Viaduc Trans-Rhumel (Constantine en 2014)

Fig. I.8. Évolution des ponts au cours des temps en Algérie.

### I.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons opté à définir les généralités du pont et une porte historique.

# *CHAPITRE II*

## *CONCEPTION ET PROPOSITION DES VARIANTES*

## II.1. Introduction

La conception des ponts est basée sur l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, en plus de ça l'ingénieur projeteur possède une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur pré-dimensionnement et leurs modes d'exécution.

Dans ce présent chapitre nous allons faire une analyse des différentes variantes existantes, afin de choisir la plus adéquate.

## II.2. Critères de choix du type d'ouvrage

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont:

- La durée d'exécution.
- La voie portée : pont (route, rails...etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués et le cout de réalisation.
- La disposition en plan (droits, biais, courbes) et l'esthétique.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

### II.2.2. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

On opte à proposer trois variantes les plus adaptées et faire une étude comparative selon les avantages et les inconvénients que représente chaque variante.

## II.3. Propositions des variantes

- Variante N°01 : Pont à poutres précontraintes par post-tension
- Variante N°02 : pont mixte.
- Variante N°03 : Pont en encorbellement successif.

### II.3.1. Variante N°1 : Pont à poutres précontraintes par post-tension

Les ponts à poutres précontrainte font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elle par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 50 mètres.

#### a) Les avantages

- Le mode de réalisation des poutres, le béton coulé en atelier ou sur chantier est en général de meilleure qualité.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent économiques (les portés peuvent atteindre des longueurs importantes avec réduction de hauteur).
- La rapidité d'exécution des travaux, puisque la préfabrication peut être entreprise en même temps que la construction des appuis.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés plusieurs fois.

#### b) Les inconvénients

- Poids propre très important.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte au même temps la vérification de la pose des gaines et la mise en tension des câbles.
- Le type de cet ouvrage est moins esthétique.
- Sensibilité au tassement différentiel.

### II.3.2. Variante N° 2 : Pont mixte

Les ponts mixtes représentent l'association mécanique entre l'acier et le béton afin d'obtenir un tablier résistant. L'acier résistant à la traction sous forme de poutres et le béton à la compression par le biais d'une dalle en béton armé. Ces deux éléments étant reliés par une connexion mécanique afin de garantir la compatibilité de leurs déplacements.

#### a) Les avantages

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus, car ils s'adaptent à diverses situations :

- Milieu rural ou urbain.

- Portée principale de 30 à 130 m.
- Longueur totale d'une dizaine de mètres à plus d'un kilomètre.
- Largeur totale de 7-8 mètres à une vingtaine de mètres.
- Ouvrage standard très économique ou ouvrage plus sophistiqué.
- Légèreté par rapporte au tablier.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle de la structure.
- De plus, leur construction est facile et fiable. Ils sont constitués de deux poutres principales connectées à la dalle par des connecteurs (souvent des goujons) et reliées par des poutres secondaires de divers types.

#### b) Les inconvénients

- Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum.
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.

#### II.3.3. Variante N°3 : Pont en encorbellement successifs

Le pont en encorbellement successif consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé « voussoir », on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécuté à l'aide d'une précontrainte, le tronçon devient autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant, lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

#### a) Les avantages

- L'aspect du pont est très esthétique.
- La portée est plus grande.
- De torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson.

- Ce type de profilé fermé présente une bonne rigidité à la torsion (faible rotation du tablier)
- La possibilité d'assembler des caissons préfabriqués sans échafaudages.
- La durée d'utilisation (moins d'entretien) est plus longue.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.

#### b) Les inconvénients

- Etudes laborieuses.
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée.

### II.4. Tableau de comparaison des variantes proposées

Après avoir fait la présentation des trois variantes proposées, on passe maintenant à la comparaison pour pouvoir tirer la plus adéquate pour notre site. Et voici un tableau synoptique qui détaille au maximum les inconvénients et les avantages de chaque variante.

	Pont à poutre multiples	Pont mixte	Pont en encorbellement successif
<b>Economie</b>	-	-	+
<b>Entretien</b>	+	-	+
<b>Esthétique</b>	-	-	+
<b>Exécution</b>	/	/	/
<b>Délai</b>	+	+	-
<b>Coût</b>	-	-	-

Tab. II.1. Tableau de comparaison des variantes.

**+** : Favorable

**/** : Moyen

**-** : Défavorable

### II.5. Conclusion

Après l'analyse du tableau précédent, on a choisi la variante N°03 «**Pont en encorbellement successif**» car elle répond mieux aux critères de choix.

Les concepts de cette variante seront traités plus en détail dans les chapitres qui suivent.

## II.6. Technique et mode de construction pour La variante retenue

### II.6.1. le principe

La construction par encorbellement consiste à réaliser le tablier en console au-dessus du vide, sans cintre ni échafaudage, en opérant par tronçon successif dit « voussoir », en faisant supporter à la partie déjà réalisée le poids des tronçons suivants. La construction des consoles peut être effectuée à partir des piles ou exceptionnellement, à partir d'une culée d'encastrement.

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'en appellent câbles de fléau, la double console ainsi obtenue et appelée « fléau », l'élément (pile/fléaux) est isolé et dit « isostatique », l'opération se reproduit sur chaque pile.

Une fois la construction des fléaux terminée, on les solidarise par un voussoir de clavage pour rétablir la continuité de la structure grâce à des câbles de continuité, ainsi la structure devient alors hyperstatique.

Les voussoirs peuvent être « coulés sur place », dans un équipage mobile, ou « préfabriqués » sur une doucine (coffrage spéciale) ou dans une cellule de préfabrication, celui de clavage est coulé à l'aide d'un seul équipage mobile : un coffrage interne spécial entièrement démontable est mis en place afin de pouvoir le sortir du caisson une fois le voussoir réalisé. Par contre les bouts des travées de rive (proche des culées), est souvent réalisée par un coffrage sur échafaudages de manière à ne pas déstabiliser le fléau.

La construction à partir des culées peut être faite soit par utilisation d'appuis provisoires, soit par solidarisation du tablier par ancrage au niveau des culées, ou en équilibrant la structure par un contre poids.

### II.6.2. Domaines d'emploi

Les portés compétitives de ces ouvrages se situe entre 80 et 150 mètres, mais la construction par encorbellement reste tout à fait envisageable pour des portées allant jusqu'à 300 mètres.

Entre 60 et 100 mètres, le tablier peut avoir une hauteur constante. Au-delà, il est indispensable de prévoir un tablier à inertie variable.

En ce qui concerne la répartition des travées, les ouvrages construits selon ce procédé comportent des travées intermédiaires de même portée et des travées de rive de portée un peu supérieure à la moitié de celle des travées intermédiaires (en général de portée égale à 0,6 ou à

0,7 fois les travées principales). Pour éviter le soulèvement du tablier sous l'effet des charges d'exploitation placées dans la configuration la plus défavorable. Si cela n'est pas possible, on parle de construction en « **Sur-encorbellement** ».

### II.6.3. Mode de construction

#### a) Voussoir coulé sur place

C'est la technique la plus ancienne et qui ne nécessite pas d'aire de préfabrication. Il existe plusieurs procédés qui peuvent être utilisés selon le mode de support du coffrage du voussoir à bétonner :

##### Les différents modes de coulage

- **Une poutre métallique provisoire** : reposant sur les appuis du pont en cours de construction, sur laquelle sont suspendus les coffrages qui peuvent se déplacer après exécution de chaque voussoir. Cette solution est intéressante pour les ouvrages à grand nombre de travées.
- **Un échafaudage** : se déplaçant sur le sol ou sur une estacade en rivière fondée sur pieux. Ce mode de construction n'est retenu que dans le cas d'un tablier situé à faible hauteur au-dessus d'un terrain accessible.
- **L'équipage mobile** : Un équipage mobile permet de couler le tablier en avançant par éléments consécutifs appelés voussoirs. La construction se fait symétriquement de part et d'autre de la pile afin d'équilibrer le fléau. Il est donc nécessaire de disposer au minimum de deux équipages mobiles par chantier, chaque voussoir, une fois durci, est mis en tension, l'équipage mobile se déplace pour permettre la construction du voussoir suivant (la progression de l'équipage mobile suit donc à l'avancement de la construction du tablier).

#### L'équipage mobile doit jouer deux rôles :

- être en mesure de supporter le poids du voussoir avant durcissement du béton.
- assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace.



Fig. II.1. Deux équipages mobiles.

**Il peut être divisé en trois parties distinctes :**

- La partie « coffrage » : qui doit s'adapter à la forme de la structure (épaisseur variable, etc.). Il est composé du coffrage extérieur et du coffrage intérieur qui se déplace indépendamment du reste de l'équipage mobile.
- La partie « structure porteuse » : qui supporte le coffrage et doit être mobile de façon à progresser au fur et à mesure de la construction.
- La partie « plateforme de travail » : qui doit permettre au personnel de travailler en sécurité.

On peut distinguer trois types d'équipages mobiles selon la position de la structure porteuse par rapport au tablier :

**Au-dessus ou en dessous** du niveau du tablier et les équipages mobiles **supportés par des câbles** (dans le cas particulier des ponts en béton haubanés).

**Remarque**

La construction par voussoirs coulés sur place implique une limitation de la vitesse d'avancement c'est à dire :

- la nécessité d'avoir un béton suffisamment résistant pour la mise en tension des câbles.
- La nécessité des procédés très compliqués et onéreux. D'où l'idée d'accélérer l'avancement par le recours à la préfabrication des voussoirs.

### b) Voussoir préfabriqué

Ce mode de construction peut être envisagé dans le cas où l'ouvrage est important, pour un délai d'exécution court ou les conditions climatiques sont difficiles. 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 une bonne résistance et laisse au béton le temps de durcir avant la mise en tension.

En revanche, la préfabrication pose des problèmes pendant l'assemblage, ainsi que des problèmes d'étanchéité et de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints. Afin d'assurer un bon assemblage, on colle les deux voussoirs par la résine époxyde, et on ménage au niveau des âmes des clés de cisaillement qui empêchent le glissement relatif entre voussoirs.

On peut considérer que la préfabrication est économiquement utilisable à partir de 400 voussoirs.

On peut aussi noter que l'absence de place près du chantier ou des conditions d'accès ardues rendent ce mode de construction difficilement envisageable.



Fig. II.2. Voussoir préfabriqué

#### ➤ Les différentes méthodes de pose

Trois méthodes de poses sont principalement utilisées :

##### 1) Par utilisation des poutres de lancement :

Cet outil, souvent appelé aussi lanceur est un engin de manutention auto déplaçable, qui s'appuie sur le tablier, et les voussoirs préfabriqués lui seront acheminés à l'aide d'un engin roulant sur la partie du tablier déjà construite jusqu'à l'endroit de l'emplacement.

Son coût initial est très élevé (La plupart des poutres de lancements sont composés de treillis en acier à haute résistance élastique), mais la poutre est en général conçue pour être utilisée sur plusieurs chantiers successifs, ce qui permet d'amortir son coût sur une longue période.



**Fig. II.3. Construction du viaduc de l'Ile de Ré à l'aide d'une poutre de lancement.**

Si le pont franchit une étendue d'eau, une poutre de lancement sera plus couramment utilisée que pour les ponts où l'accès à partir du sol est facilité et où l'on préférera l'utilisation d'une grue classique.

## 2) Par utilisation d'une grue :

La pose des voussoirs préfabriqués se fait à l'aide d'une grue, dans le cas où la hauteur des piles n'est pas trop importante et qu'il est possible de faire circuler un engin lourd au pied du tablier. Dans le cas où l'ouvrage franchit une étendue d'eau, la pose des voussoirs s'effectue à l'aide d'une grue à flèches en chenilles fixée sur une barge.

- Compte tenu de l'ordre de pose des voussoirs, la grue se déplace en permanence d'une extrémité du fléau à l'autre.



**Fig. II.4 : La pose des voussoirs par grue.**

### 3) Par utilisation des chèvres de levage :

Les chèvres de levage sont appropriées pour la construction des ponts en encorbellements successifs à voussoirs préfabriqués ainsi que les ponts en acier (haubanés, tabliers mixtes, ...). La première fonction d'une chèvre de levage est de récupérer les voussoirs depuis un véhicule de transport (fardier, barge, ...) et de le placer à sa position finale. Une fois que le voussoir est fixé par les câbles de précontrainte la chèvre de levage peut relâcher le voussoir.

La chèvre de levage doit être capable de se déplacer et on distingue deux principaux systèmes de levages:

- **Les vérins à câble** : cette méthode est assez simple mais nécessite un grand nombre d'ouvriers pendant la phase de levage. De plus la durée du levage est beaucoup plus longue qu'avec des treuils.
- **Les treuils** : ce mécanisme est assez complexe à dimensionner, c'est pourquoi les treuils sont souvent plus coûteux que les vérins. Leur principal avantage réside dans leur durée de levage réduite. Cela peut constituer un facteur décisif lors de la conception de la chèvre de levage.

Le levage est totalement dépendant des conditions météorologiques (vent fort, mer agitée...).



Fig. II.5. Chèvre de levage.

## II.7. Autre méthode de construction de tablier d'un pont

La construction de tablier d'un pont peut se faire par d'autres méthodes que celle de l'encorbellement, dont on cite :

### II.7.1. Tablier construit sur cintre

Dans les cas les plus courants, le tablier est coulé sur un cintre fixe, établi au-dessus de la brèche à franchir et régnant d'un bout à l'autre de l'ouvrage. Lorsque le tablier comporte plusieurs nervures, il est souvent intéressant de fabriquer le tablier nervure par nervure, dans le sens transversal. Une fois une nervure coulée et mise en précontrainte, le cintre est ripé transversalement pour permettre la construction de la nervure voisine. Les nervures sont réunies entre elles par précontrainte transversale.



Fig. II.6. Tablier coulé sur cintre.

### II.7.2. Tablier construit par poussage

Le principe général de la méthode de construction par poussage est très simple. Il consiste à faire construire le tablier à côté de la brèche à franchir, sur une plateforme située dans le prolongement de son axe longitudinal, en arrière de la culée, puis à le pousser, par un déplacement de translation suivant son axe à l'aide des vérins, en le faisant glisser sur sa culée et sur ses piles définitives (éventuellement sur des appuis provisoires complémentaires), jusqu'à ce qu'il ait atteint sa position définitive, au-dessus de la brèche qu'il doit enjamber.

Le tablier peut être soit poussé en une seule fois, s'il a été préalablement préfabriqué entièrement, ou poussé en plusieurs fois, lorsqu'il est réalisé par tronçons successifs, chaque poussage s'effectuant alors après la préfabrication du tronçon correspondant.



**Fig. II.7. Construction par poussage.**

# *CHAPITRE III*

*PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET  
CARACTERISTIQUE DES  
MATERIAUX*

### III.1. Introduction

La présente note de calcul correspond à l'étude d'APD de l'ouvrage d'art sur Oued (**viaduc N°04**) au **PK 39+300** situé dans la Wilaya de **Tizi-Ouzou** inscrit dans le projet de la réalisation d'une voie express reliant **Ain-El-Hammam** à **Dràa-El-Mizan**.

### III.2. Présentation de l'ouvrage

#### III.2.1. Conception

##### ❖ Portée

L'ouvrage faisant l'objet de cette étude est un viaduc de **(03)** travées constitue en encorbellement successive avec des voussoirs de hauteur variable ; l'ouvrage est constitué d'une travée centrale de **110ml** et deux travées de rive de **70.00ml**, chaque une soit un linier totale de **250.00ml**.

##### ❖ Tablier

Le tablier est constitué de trois **(03)** travées ; une travée centrale de **110,00 ml** et deux travées de rive de **70,00ml**. Le schéma statique représente des voussoirs coulés sur place en béton précontraint (poste-tension) sur des appareils d'appuis.

La travée centrale est composée de **20** voussoirs de hauteur variable et une de hauteur variable de **6,50m** (voussoirs sur pile) jusqu'au **3,20m** au niveau du clef.

La pente transversale sur toute la longueur de l'ouvrage est assurée par la forme des voussoirs elle-même la pente longitudinale et de **5,50%**.

#### III.2.2. Caractéristique du pont

Longueur de la travée :	$L = 110\text{m (centrale)} + 2 \times 70\text{m (rive)}$
Hauteur des voussoirs :	$L_p = 6,50 \text{ m} \rightarrow 3,20 \text{ m}$
Largeur totale du tablier :	$L = (2 \times 12,50 \text{ m})$
Largeur des trottoirs :	$L_{\text{trottoir}} = 2 \times 1,50 \text{ m}$
Largeur roulable :	$L_{R1} = L_{R2} = 10,50 \text{ m}$
Largeur chargeable :	$L_c = 2 \times 9,50 \text{ m}$
Nombre de voies :	$n = 2 \times \text{deux (02) voies et une bande d'arrêt d'urgence}$
Largeur de voie :	$L_v = \text{deux voies de } 3,50 \text{ m et une voie de } 2,50 \text{ m}$
Classe du pont :	$L_r \geq 7,00 \text{ m}$ donc c'est un pont de 1 <sup>ère</sup> classe

### III.3. Critères de calcul

#### III.3.1. Règlements appliqué

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - **BAEL 91 révisé 99**.
- Règles **BPEL 91**(Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites).
- Documents techniques **SETRA**.
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art **RPOA 2008**.
- Règles définissant les charges a appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes **R.C.P.R**.

### III.4. Les données du projet

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigence (donnés) puisqu'il est destiné à offrir des services à des usagers, on distingue :

- Les données fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction.
- Les données naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et aussi l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble.

III.4.1. Données fonctionnelles

a) Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessiné sur un plan de situation.

Ce projet présente un alignement droit d'une longueur total de 250 m.

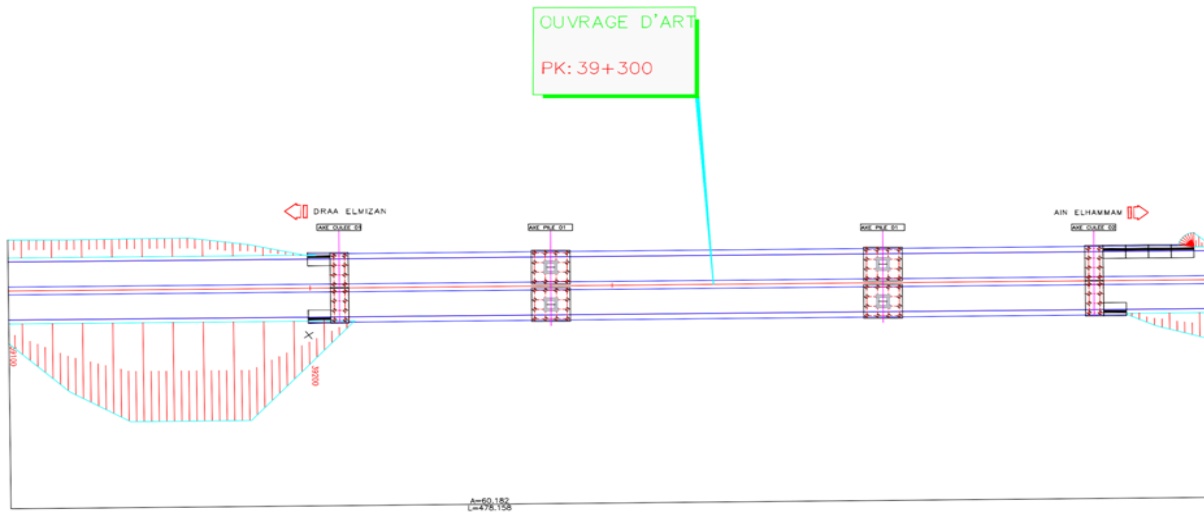


Fig.III.1. Tracé en Plan.

b) Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en prenant en compte de nombreux paramètres (fonctionnelles ou naturelles). Notre ouvrage présente une pente longitudinale de 5,50%.

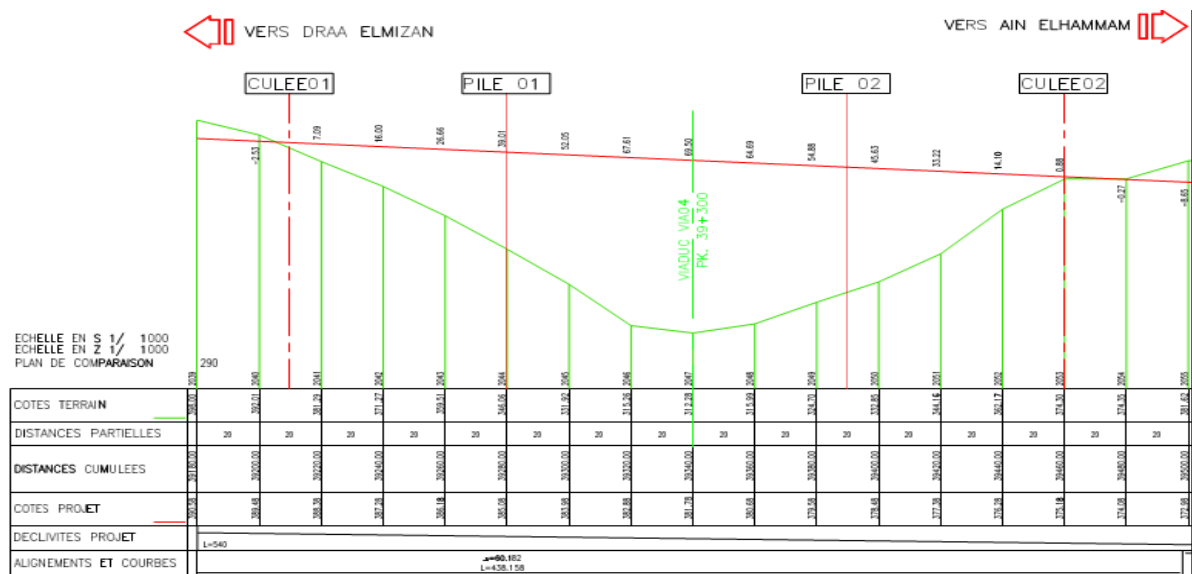


Fig.III.2. Profil en Long.

### c) Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par :

- Largeur roulable :  $2 \times 10,50$  m.
- Nombre de voies de circulations :  $2 \times 3$  voies.
- Largeur de trottoir :  $2 \times 1,5$  m.
- Le dévers : 2.5 %
- La largeur totale du tablier est de  $2 \times 12,50$  m.

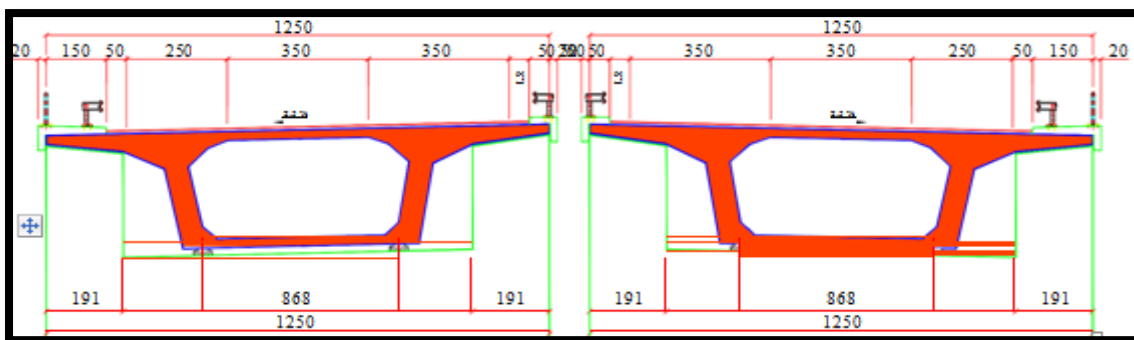


Fig.III.3. Profil en Travers.

## III.4.2. Données naturelles

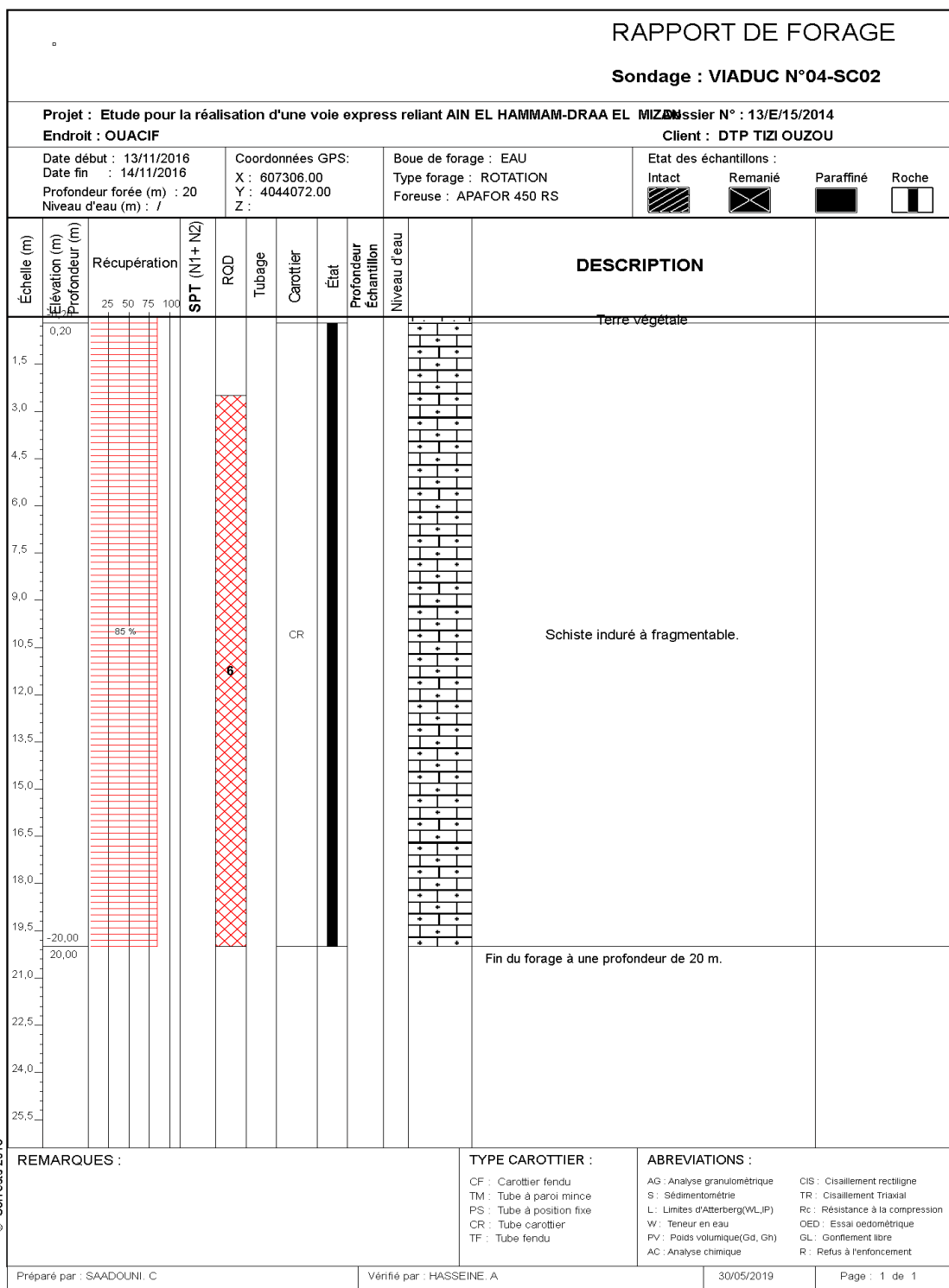
### a) Données géotechniques

La stratigraphie du terrain est constituée principalement par un type de terrain : Les matériaux rocheux de la unité PR-GN très fracturé, et les matériaux non en dessus, liés à l'action de l'oued (Qa) et à l'action déversant (Qcd).

#### ► Carottage et prélèvement de l'échantillon

- L'action mécanique de carottage est réalisée en quatre phases principales : descente, fonçage, accouplement, remontée, à une profondeur importante.
- Pour notre projet, le rapport de sondage géotechnique menu par le laboratoire central des travaux publics laissent apparaître les résultats constituées des couches suivantes :

RAPPORT DE FORAGE														
Sondage : VIADUC N°04-SC01														
Projet : Etude pour la réalisation d'une voie express reliant AIN EL HAMMAM-DRAA EL MIZAN Endroit : OUACIF														
Date début : 25/08/2016 Date fin : 25/08/2016 Profondeur forée (m) : 20 Niveau d'eau (m) : /			Coordonnées GPS: X : 607258.00 Y : 4044030.00 Z :			Boue de forage : EAU Type forage : ROTATION Foreuse : APAFOR 450 RS			Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input checked="" type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>					
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1+ N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
			25	50	75	100								
1,5														
3,0			50 %						CR					
4,5									CR					
6,0														
7,5			58 %						CR					
9,0														
10,5														
12,0			77 %						CR					
13,5														
15,0			45 %						CR					
16,5														
18,0			90 %						CR					
19,5														
20,0			66 %						CR					
21,0														
22,5														
24,0														
25,5														
Des schistes altérées et friables avec des passages décimétrique d'argile schisteuse														
Fin du forage à une profondeur de 20 m.														
REMARQUES :						TYPE CAROTTIER :			ABREVIATIONS :					
						CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TF : Tube fendu			AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement					
Préparé par : SAADOUNI. C						Vérifié par : HASSEINE. A			30/05/2019					
									Page : 1 de 1					



**Fig. III.4. Rapport géotechnique.**

► Les résultats des essais Préssiométriques sont donnés dans le tableau suivant

SP 1- VIADUC N°04 au PK 39+300 -				
Profondeurs (m)	Module préssiométriques (E) en Mpa	Pression limite Nette (PL) en Mpa	Pression de fluage (Pf) en Mpa	E/PL
_1	16,9	0,25	0,10	67,2
_2	4,7	0,05	0,05	96,8
_3	5,3	0,10	0,08	52,6
_4	24,2	0,48	0,32	50,2
_5	453,0	0,27	0,12	1651,7
_6	15,7	0,46	0,32	34,0
_7	39,0	0,70	0,47	55,6
_8	36,2	0,64	0,38	56,4
_9	40,0	0,99	0,66	40,3
_10	35,2	0,74	0,40	47,8
_12	35,6	0,62	0,46	57,7
_14	34,6	0,59	0,46	58,9
_16	17,9	0,25	0,28	71,1
_18	82,2	1,31	0,92	62,6
_20	79,0	1,04	0,78	75,7

SP 2- VIADUC N°04 au PK 39+300 -				
Profondeurs (m)	Module préssiométriques (E) en Mpa	Pression limite Nette (PL) en Mpa	Pression de fluage (Pf) en Mpa	E/PL
_1	32,3	0,84	0,50	38,6
_2	98,7	0,44	0,08	226,4
_3	77,2	1,10	0,67	70,1
_4	380,8	0,45	0,09	846,7
_5	39,2	0,41	0,18	96,2
_6	35,0	0,78	0,51	45,1
_7	10,5	0,30	0,23	34,8
_8	11,5	0,37	0,29	30,6
_9	26,5	0,72	0,50	36,9
_10	28,7	0,90	0,61	31,8
_12	35,9	1,41	0,93	25,4
_14	47,4	1,10	0,76	43,0
_16	39,2	1,02	0,73	38,3
_18	40,7	0,95	0,71	42,8
_20	24,7	0,58	0,50	42,9

Tab.III.1. Résultats d'essais préssiométriques.

• Module Préssiométriques **EM** ; Pression de fluage **PF** ; Pression limite **PL**.

Les résultats sont exprimés en **bar** (10 bars ≈ 1 Mpa).

- Les valeurs d'E/PL sont supérieures à 16 indiquant un sol sur-consolidé.
- La présence d'eaux n'a pas été détectée pendant l'essai.

### b) Données sismologiques

La sismicité de la zone de projet a été déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

Selon (RPOA 2008) l'ouvrage est implanté dans une zone de moyenne sismicité « zone IIa » il est classé en Groupe de pont « 02 » avec un coefficient d'accélération «  $A=0,25$  ».

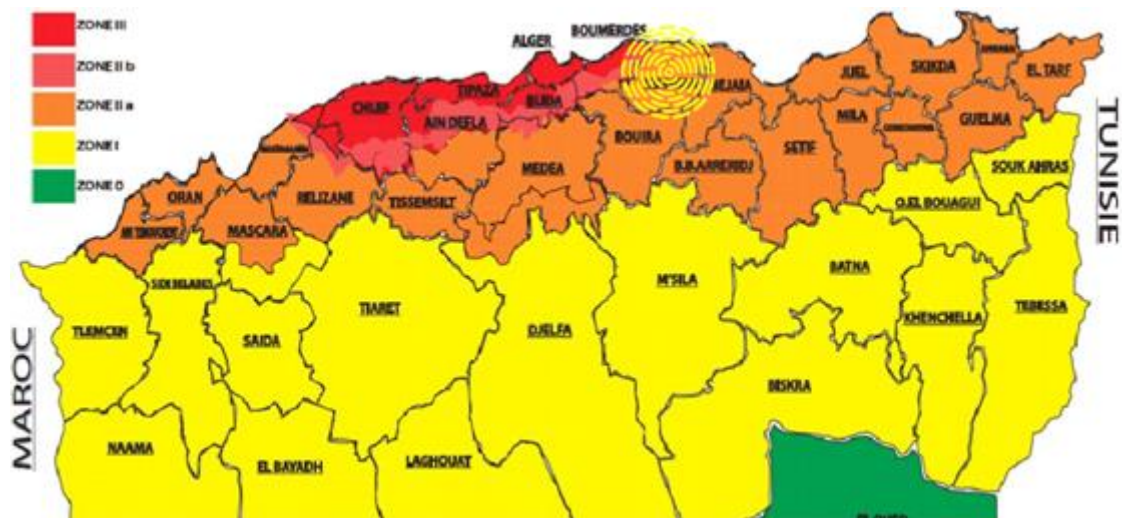


Fig.III.5.CARTE DE ZONAGE SISMIQUE.

### c) Données climatiques

- **Le vent** : Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (fascicule 61, titre II) à  $2\text{KN/m}^2$ .
- **La neige** : Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).
- **La température** : Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet sur les joints de chaussée et des appareils d'appui ( $\pm 12^\circ\text{C}$ ).

## III.5. Caractéristique des matériaux

### III.5.1. Béton

Le béton utilisé dans la construction sera conforme aux règles BAEL 99, le dosage est de 350 à  $400\text{ kg/m}^3$ .

❖ **La résistance à la compression**

La résistance à la compression à 28 jours est de :

-béton pour superstructures :  $f_{c28}=35$  MPa.

-Béton pour élévation :  $f_{c28}=27$ MPa.

-La résistance caractéristique obtenue à j jours, tel que  $j < 28$ , est donnée par la formule :

$$f_{c28} = 0.685 \times f_{c28} \times \log(j+1) \text{ (MPa).}$$

❖ **Résistance à la traction**

-La résistance caractéristique obtenue à j jours désigner par  $f_{tj}$  est pris égale à

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ (MPa).}$$

❖ **Etat limite ultime (ELU)**

Pour les justifications à l'ELU, la contrainte admissible en compression du béton vaut :

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

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{cas des combinaisons accidentales.} \\ 1,5 & \text{pour les cas générale.} \end{cases}$$

❖ **Etat limite de service (ELS)**

La contrainte admissible en compression du béton est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

❖ **Module de déformation longitudinale du béton**

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 h (telle que surcharge routière, gradient thermique...), le module de déformation instantané du béton à j jour est prise égale à :

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

Pour les charges de longue durée d'application (tel que poids propre, superstructures, précontraintes ...), le module de déformation différée du béton à  $j$  jour est pris égale à :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

### III.5.2. Aciers

#### ❖ Acier passif

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E400**.

-la limite d'élasticité garantie :  $f_e=400$  MPA

-Module d'élasticité longitudinales :  $E_s=2.10^5$ MPA

Pour les justifications à l'ELU, la contrainte de traction admissible est :

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour les combinaisons fondamentales.} \\ 1,00 & \text{pour les combinaisons accidentelles.} \end{cases}$$

Pour les justifications à l'ELS, la contrainte de traction admissible est :  $\sigma_s =$

$$\min(2/3 \times f_e; \max(0, 5f_e; 110\sqrt{\eta f_e})) \text{ avec: } \eta = 1.60 \text{ pour les aciers HA}$$

#### ❖ Acier de précontraintes

On prendra des câbles **12T15s**, classe **3TBR**.

- Résistance : 7-1770-TBR selon norme NFR
- diamètre nominales : 15.7 mm
- section transversale : 150 mm<sup>2</sup>
- la charge garantie de rupture d'un toron = 265 KN
- la limite conventionnelle d'électricité à 1%
- $F_{peg}=236$  KN
- LA TENSION à l'origine  $p_0=\min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg})$
- $P_0=\min(212; 212,40)=212$ KN

Pour un toron 12T15s  $p_0=2544$ KN

On prend pour les calculs  $p_0=2500$ KN

Les aciers ont une très basse relaxation TBR  $\rightarrow P1000 = 2.5\%$

### III.5.3. logiciels utilisés

- Robot structural analysis Professional 2016.....modélisation et analyse des ouvrages.
- AutoCAD2016.....dessin .
- Microsoft office 2007.....calcul, traitement de textes.

### III.6. Conclusion

Dans ce chapitre on a définie les différents éléments constitutifs d'un pont, présenter notre ouvrage en précisons les exigences naturelles et fonctionnelles qui nous seront utiles pour la conception.

Pour les matériaux a utilisé on a opté pour un béton résistant jusqu'à **35MPa** pour la superstructure. Et des aciers passifs d'une limite d'élasticité de **400MPa** avec des câbles de précontraintes **12T15s**.

# *CHAPITRE IV*

*PRE-DIMENSIONNEMENT  
ET CARACTERISTIQUES  
GEOMETRIQUES*

## IV.1. Introduction

Dans les ouvrages de portée supérieure à 60m, le poids propre du tablier représente une fraction importante de la charge globale qui, en raison de la méthode de construction, est supportée en totalité par les sections voisines des piles. Les sections en travée sont par conséquent beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui, ce qui conduit logiquement au choix d'un tablier de hauteur variable, décroissante de piles vers la clé.

## IV.2. Pré-dimensionnement

### IV.2.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage

L'ouvrage comporte deux travées de rive, et une travée intermédiaire ayant respectivement les portées suivantes : **70 m, 110 m**.

Le tablier se compose d'une poutre caisson à hauteur variable en béton précontraint, et poser sur deux piles avec un encastrement parfait.

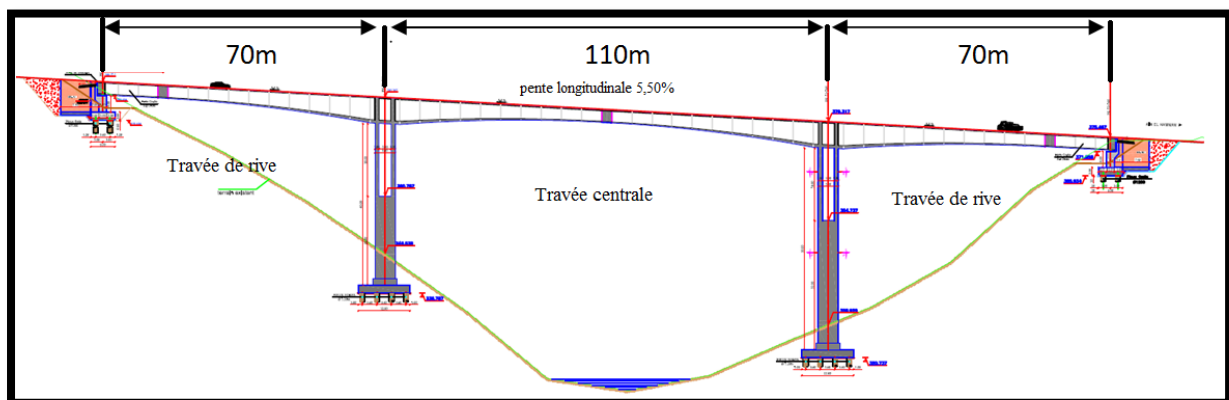


Fig. IV.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage.

### IV.2.2. Distribution des travées

L'emplacement des piles est conditionné par la longueur des travées à utiliser et la stabilité de l'ensemble, notamment lorsqu'on se propose d'avoir recours à la préfabrication.

En ce qui concerne les travées de rive, il est recommandé de leur donner une portée suffisante par rapport à celle de la travée suivante pour éviter le moment reversant et des réactions négatives au niveau des culées ; donc nous sommes amenés à donner aux travées de rive une portée supérieure à la moitié des portées adjacentes. La longueur de la travée de rive doit être comprise dans l'intervalle suivant :

$$0.5L_i \leq L_r \leq 0.7L_i \begin{cases} L_i = 110\text{m} \\ 0.5L_i = 55\text{m} \\ 0.7L_i = 77\text{m} \end{cases}$$

Nous prenons:  **$L_r = 70\text{ m}$** .

#### IV.2.3. Hauteur des voussoirs

Les efforts les plus importants agissent sur les piles, notamment dans la phase de construction.

Or les efforts décroissent régulièrement à l'extrémité de la console, d'où la possibilité de faire varier l'inertie de la poutre.

##### IV.2.3.1. Hauteur sur pile

La hauteur sur pile (**hp**) est généralement comprise entre:  $\frac{L}{18} \leq h_p \leq \frac{L}{16}$

Due à l'effort tranchant qui est max au niveau de la pile, tel que  $l$  désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

$$\begin{cases} \frac{L}{18} = \frac{110}{18} = 6.11 \\ \frac{L}{16} = \frac{110}{16} = 6.875 \end{cases}$$

Donc :  $6.11 \leq h_p \leq 6.875\text{m}$

Dans notre cas, nous prenons:  **$h_p = 6.5\text{m}$**

##### IV.2.3.2. Hauteur à la clé

Lors de la construction, le moment au niveau de l'extrémité libre est nul, donc on peut avoir une hauteur de l'encastrement nulle pour le dernier voussoir.

La hauteur minimale est de 2.2m afin de permettre la circulation à l'intérieur de la poutre caisson

Pour l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontrainte et la surveillance de l'ouvrage.

La hauteur à la clé (**hc**) est généralement comprise entre:  $\frac{L}{35} \leq h_c \leq \frac{L}{30}$

$$\begin{cases} \frac{110}{35} = 3.14 \\ \frac{110}{30} = 3.66 \end{cases}$$

Donc :  $3.14 \leq h_c \leq 3.66$

Dans notre cas, nous prenons:  **$h_c = 3.20\text{m}$**

### IV.2.3.3. Ligne d'intrados

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir des piles, mais à l'exception et au voisinage des culées (à une distance de **11 m**), ce dernier prend une forme rectiligne. Les tabliers à hauteur variable offrent un certain nombre d'avantages :

- Économie de matériaux.
- Réduction de l'effort tranchant par la correction dite de Résal, inhérente à la variation de hauteur.
- Aspect satisfaisant

### IV.2.4. Découpage des voussoirs

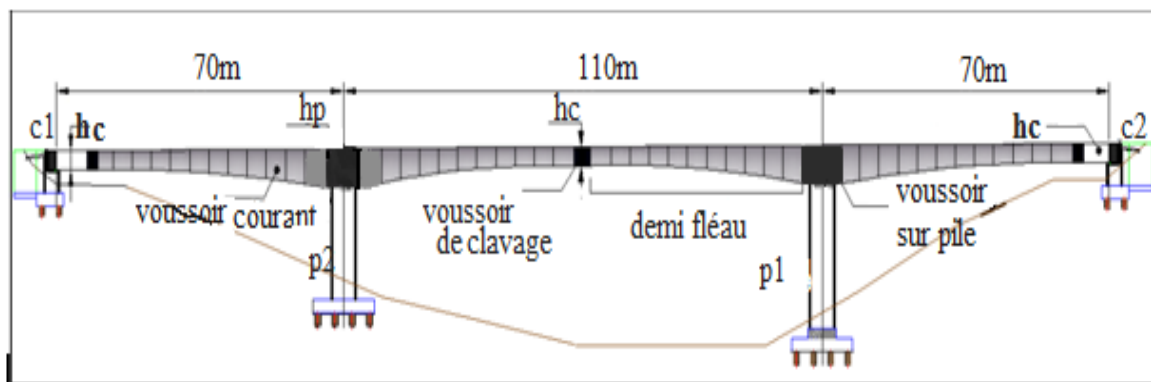


Fig. IV.2. Découpage en voussoirs.

Pour faciliter la tâche d'exécution (le coffrage surtout) et la mise en place des voussoirs, Nous optons pour le découpage suivant :

- Voussoir sur pile : **8m** (02 voussoirs).
- Voussoirs courant : **5m** (40 voussoirs de hauteurs variables).
- Voussoir de clavage : **2m** (03 voussoirs).
- Voussoirs sur culée : **14m** (02 voussoirs, coulées sur cintre).

### IV.2.5. Pré-dimensionnement de la section transversale

#### - Choix et forme du caisson [CALGARO 2006]

##### ➤ Le caisson

Les importants porte-à-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 conduit, un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur les piles, ce qui est fondamental, la construction par encorbellements successifs aboutissant à de très importants moments négatifs. En outre le caisson continu facilite les

problèmes d'entretien, de passage de canalisation diverses et confère une meilleure inertie thermique. Pour des largeurs de tabliers inférieures ou égales **13m**, la solution la plus économique est presque toujours constituée par caisson à deux âmes.

Dans notre projet la largeur du tablier est de **12,50 m** donc nous avons choisi un tablier en forme décaissons unicellulaire avec des âmes inclinées, cette disposition est souvent considérée comme étant plus esthétique et elle permet de réduire la dimension des piles ; le centre de gravité pour diminuer le nombre de la précontrainte. Cependant, leur angle d'inclinaison par rapport à la verticale ne doit pas être trop important pour d'évidentes raisons de facilité de bétonnage l'inclinaison couramment adoptée est comprise entre **10 et 30 %**.

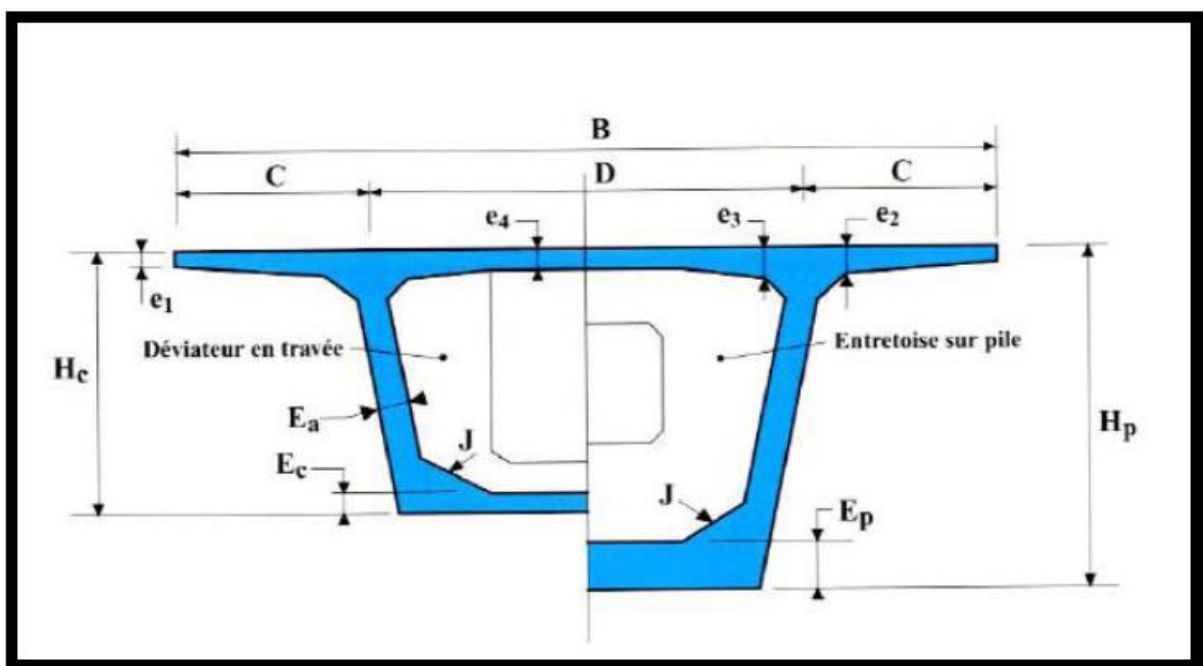


Fig. IV.3. Détails de la section transversale.

#### IV.2.5.1. Epaisseur des âmes

L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

Dans le cas d'un câblage traditionnel cas de notre projet, les épaisseurs minimales doivent être :

- ✚  $e_{\min} = 36 \text{ cm}$  pour des unités **12T13**.
- ✚  $e_{\min} = 44 \text{ cm}$  pour des unités **12T15**.
- ✚  $e_{\min} = 59 \text{ cm}$  pour des unités **19T15**.

Par ailleurs, au stade de pré dimensionnement, l'épaisseur des âmes est fixée en fonction de la résistance à l'effort tranchant:

$$e_a = 0,26 + \frac{L}{500} (\text{m})$$

Sachant que :

**L**: La portée de travers.

D'où : 
$$e_a = 0,26 + \frac{110}{500} = 0,48\text{m}$$

Les câbles de précontrainte choisis sont du type 12T15s, alors :  $e_a \geq 44\text{cm}$

Nous choisissons :

$$e_a = 50\text{cm}$$

#### IV.2.5.2. L'inclinaison des âmes

L'axe des âmes est inclinés par rapport a la verticale de :  $\text{Arc tg}\alpha < \frac{1}{4}$

Donc :  $\alpha \leq 14,04$

On prend :  $\alpha = 12,84^\circ$

#### IV.2.5.3. Entraxe des âmes

Nous adoptons généralement une disposition telle que :  $B = 2b$ .

Avec :

**B**: la largeur total du tablier

**b** : la distance entre les axes des âmes au niveau de leur enracinement sur ce hourdis,

Donc : L'écartement entre les deux âmes est  $b = 6.25\text{m}$ .

#### IV.2.5.4. Epaisseur du hourdis supérieur

L'épaisseur de hourdis supérieure est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité de placer des câbles de précontraintes longitudinaux.

On a le rapport:  $\frac{b}{e_4} = 25 \text{ à } 30$

Sachant que :

**b**: étant l'entraxe des âmes.

Donc : 
$$e_4 = \frac{b}{25} = \frac{6,25}{25} = 0,25\text{m}$$

On prend :  $e_4 = 25\text{cm}$

$e_1(\text{cm}) \geq 20$  ou  $25\text{cm}$

On prend :  $e_1 = 25\text{cm}$

#### IV.2.5.5. Epaisseur du hourdis inférieure

L'épaisseur du hourdis inférieur est en fonction de plusieurs paramètres, on peut citer :

- ✚ L'intensité des efforts de compression en phase de construction ou de service.
- ✚ Le logement des câbles de continuités.
- ✚ L'ancrage de ces câbles et la diffusion des efforts de précontrainte.

L'épaisseur du hourdis inférieur est variable entre la section sur pile et la section à la clé.

#### ❖ Epaisseur à la clé

Elle doit être supérieure ou égale à la plus restrictive des valeurs suivantes :

$$e_c(\text{cm}) \geq \text{Max} \begin{cases} 18 \text{ cm} \\ 3 \times \Phi, \Phi: \text{étant le diamètre de conduits de précontraintes} \\ e_a/3, e_a: \text{étant l'épaisseur de l'âmes} \end{cases}$$

$$e_c(\text{cm}) \geq \text{Max} \begin{cases} 18 \text{ cm} \\ 3 \times 8,2 = 24,6 \text{ cm} \\ 50/3 = 16,67 \text{ cm} \end{cases}$$

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

#### ❖ Epaisseur sur pile

Elle dépend beaucoup plus de la portée et des largeurs des hourdis, elle varie généralement entre 35 ou 80 cm ou plus. On la fixe

$$E_p = 85 \text{ cm.}$$

#### IV.2.5.6. Les goussets

Les goussets facilitent la mise en place du béton, et permettent de loger les câbles du fléau ainsi que les ancrages éventuels des câbles de continuité relevés en travée.

❖ Gousset supérieur

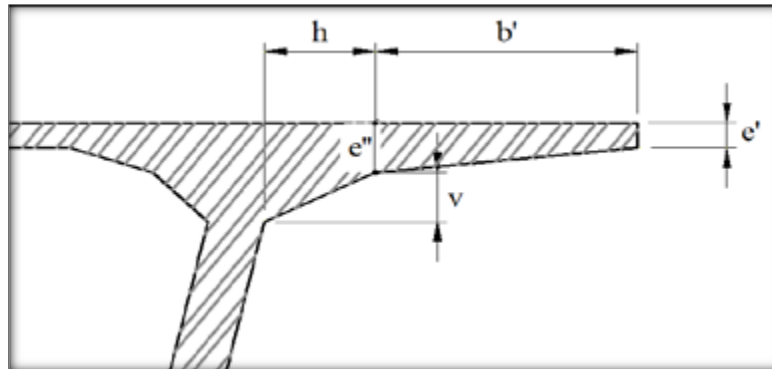


Fig. IV.4. Gousset supérieur

La valeur ( $e''$ ) est comprise entre  $b'/5$  et  $b'/7$ .

Avec  $b' = 1,87\text{m}$  on aura :

$$26,71 \leq e'' \leq 37,4$$

Nous prenons  $e'' = 50 \text{ cm}$

L'angle d'inclinaison du gousset et l'horizontal est  $26.56^\circ$

$$\text{tg } 26.56^\circ = v / h : \text{ avec } : v = 50 \text{ cm et } h = 100\text{cm}$$

❖ Gousset inférieure

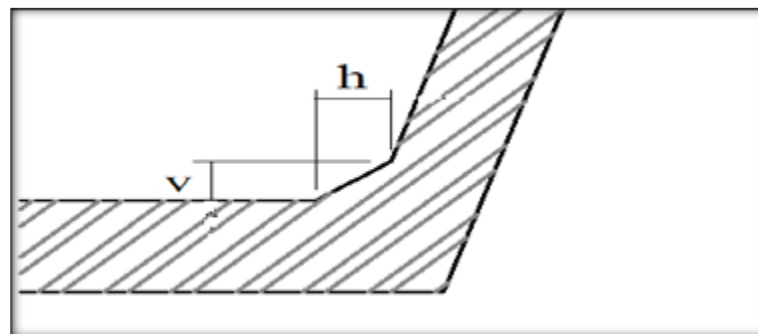


Fig. IV.5. Gousset inférieure

Le hourdis inférieur encastré sur les âmes par l'intermédiaire de goussets, d'inclinaison de ces derniers par rapport à l'horizontale ne doit pas être inférieure à  $45^\circ$ , pour ne pas gêner la mise en place du béton.

Nous optons pour un angle d'inclinaison de  $45^\circ$ , donc on aura  $h = v = 35 \text{ cm}$ .

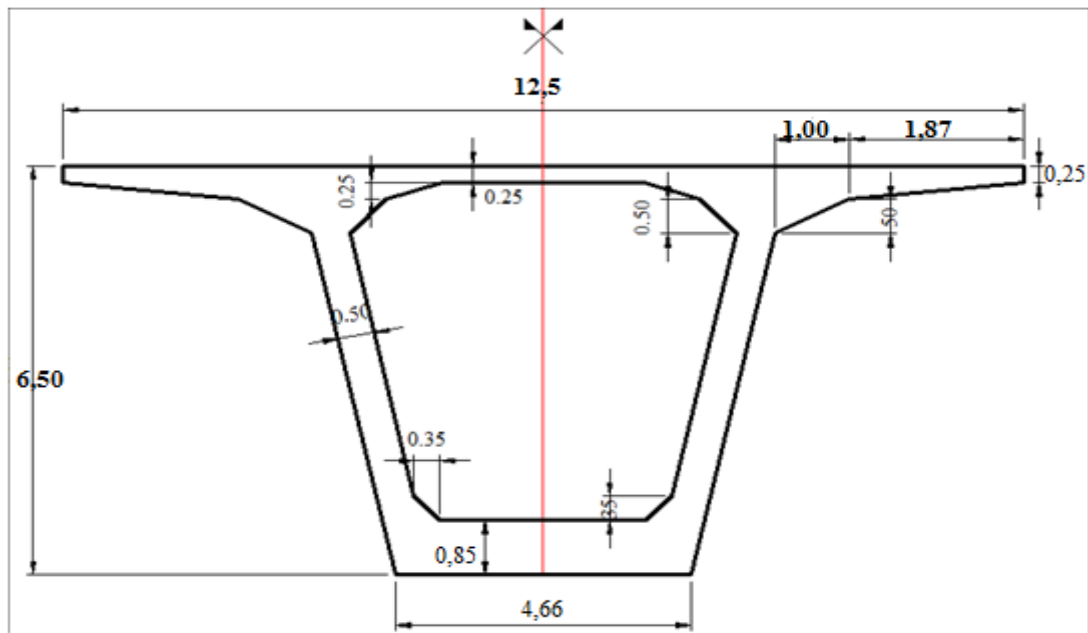


Fig. IV.6. La section du voussoir sur pile.

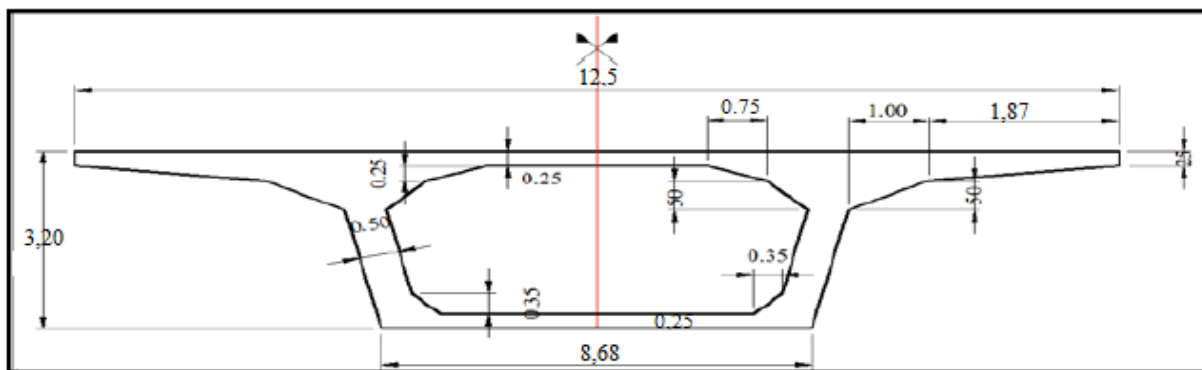


Fig. IV.7. La section du voussoir à la clé.

### IV.3. Caractéristiques géométriques

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 :

<b>bi</b> : largeur de l'élément		
<b>hi</b> : hauteur de l'élément		
<b>Si</b> : surface de la section	rectangle	$S_i = b_i \times h_i$
	Triangle	$S_i = \frac{b_i \times h_i}{2}$
<b>YG<sub>i</sub></b> : position du centre de gravité de l'élément par rapport à l'axe X (axe passant par la base du caisson).		$YG = \frac{\sum YG_i S_i}{\sum S_i}$
<b>di</b> : position de centre de gravité de l'élément par rapport à l'axe X' (axe passant par le centre de gravité du caisson).		$d_i = YG - YG_i$
<b>I<sub>pi</sub></b> : moment d'inertie de l'élément par rapport à un axe passant par son centre de gravité.	rectangle	$I_{pi} = \frac{b_i \times h_i^3}{12}$
	Triangle	$I_{pi} = \frac{b_i \times h_i^3}{36}$
<b>I<sub>pi</sub> (x')</b> : inertie de l'élément par rapport à l'axe X'		$I_{pi} (x') = I_{pi} + d_i^2 * S_i$
<b>I<sub>y</sub></b> : moment d'inertie à la flexion (par rapport à l'axe horizontale passant par G)		$I_y = \sum I_{pi} (x')$
<b>V</b> : la distance du centre de gravité à la fibre Supérieure.		$V = h - YG$
<b>V'</b> : la distance de centre de gravité à la fibre Inferieure.		$V' = YG$
<b>ρ</b> : le rendement géométrique de la section.		$\rho = \frac{IGx}{SVV'}$
<b>C</b> : ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.		$C = \rho V$
<b>C'</b> : ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau centrale		$C' = \rho V'$

Tab. IV.1. représentatif des différentes caractéristiques Géométriques.

IV.3.1. Section sur pile

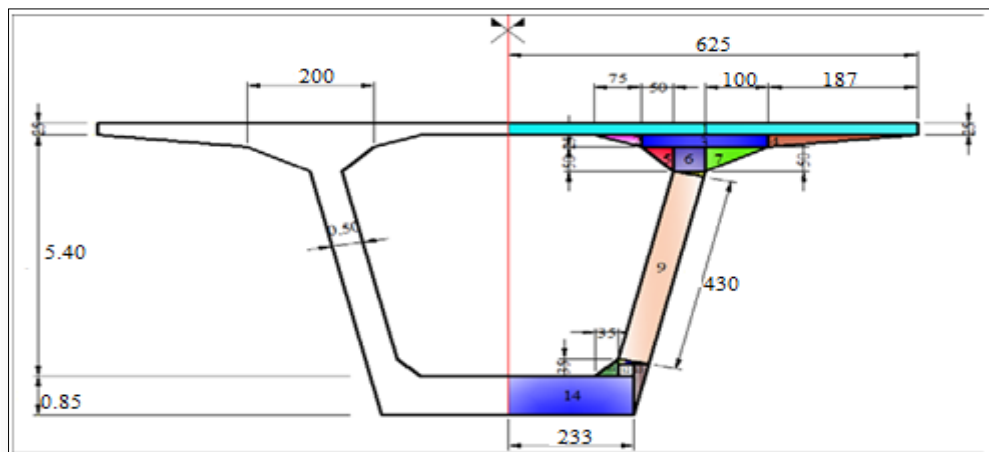


Fig. IV.8. Coupe transversale du vousseur sur pile.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

N°	b (m)	h (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	Y <sub>Gi</sub> (m)	S <sub>i</sub> × Y <sub>Gi</sub> (m <sup>3</sup> )	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> × S <sub>i</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gi</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gx</sub> (m <sup>4</sup> )
1	6,250	0,250	1,562	6,375	9,957	7,678	11,993	0,0081	12,001
2	0,750	0,250	0,094	6,167	0,579	6,568	0,617	0,0003	0,620
3	2,000	0,250	0,500	6,125	3,062	6,355	3,177	0,0026	3,179
4	1,870	0,250	0,234	6,167	1,443	6,568	1,536	0,0008	1,537
5	0,500	0,500	0,125	5,833	0,729	4,968	0,621	0,0017	0,623
6	0,500	0,500	0,250	5,750	1,437	4,605	1,151	0,0052	1,156
7	1,000	0,500	0,250	5,833	1,458	4,968	1,242	0,0034	1,245
8	0,500	0,110	0,028	5,430	0,152	3,334	0,093	0,00002	0,093
9	0,500	4,300	2,150	3,240	6,966	0,132	0,283	3,3127	3,596
10	0,490	0,110	0,027	1,130	0,030	6,120	0,165	0,00002	0,165
11	0,350	0,350	0,061	0,966	0,058	6,959	0,424	0,0004	0,425
12	0,250	0,240	0,060	0,970	0,058	6,937	0,416	0,0003	0,417
13	0,240	1,090	0,131	0,726	0,095	8,282	1,084	0,0086	1,093
14	2,330	0,850	1,980	0,425	0,841	10,106	20,009	0,1192	20,130
Σ	/	/	7,453	/	26,865	/	/	/	46,278

Tab. IV.2. Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

$Y_G = 3,60 \text{ m}$

$X_G = 6,250 \text{ m}$

$S = 2 \times S_i = 14,910 \text{ m}^2$

$I_{GX} = 2 \times I_{GX} = 92,556 \text{ m}^4$

$\rho = 0,595$

$V' = 3,604 \text{ m}$

$V = 2,896 \text{ m}$

$C' = 2,144 \text{ m}$

$C = 1,723 \text{ m}$

IV.3.2. Section sur culée

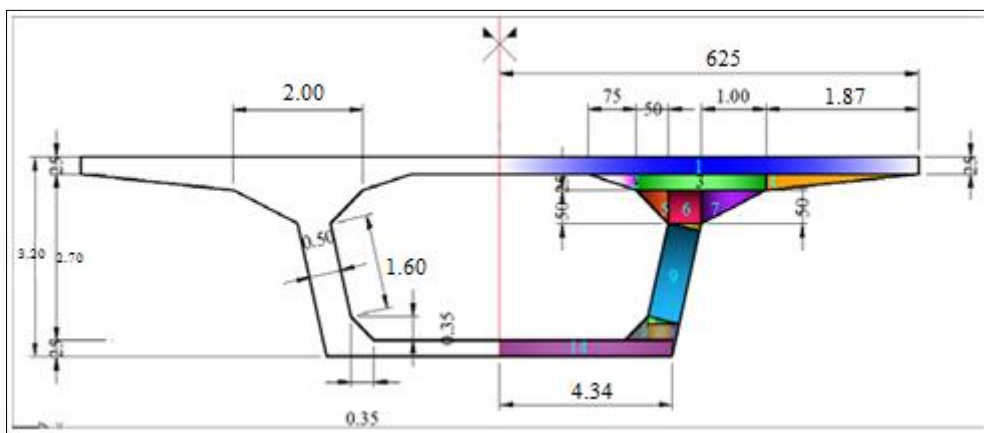


Fig. IV.9. Coupe transversale du voussoir sur clé.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

N°	b (m)	h (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	Y <sub>Gi</sub> (m)	S <sub>i</sub> × Y <sub>Gi</sub> (m <sup>3</sup> )	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> × S <sub>i</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gi</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gx</sub> (m <sup>4</sup> )
1	6,250	0,250	1,562	3,075	4,803	4,584	7,160	0,008	7,168
2	0,750	0,250	0,094	2,870	0,270	7,938	0,746	0,0003	0,7463
3	2,000	0,250	0,500	2,825	1,412	6,504	3,252	0,003	3,255
4	1,870	0,250	0,234	2,870	0,671	7,504	1,756	0,001	1,757
5	0,500	0,500	0,125	2,533	0,316	6,108	0,763	0,002	0,765
6	0,500	0,500	0,250	2,450	0,612	5,433	1,358	0,005	1,363
7	1,000	0,500	0,250	2,533	0,633	5,807	1,451	0,003	1,454
8	0,500	0,110	0,028	2,126	0,059	4,470	1,251	0,00001	1,2511
9	0,500	1,600	0,800	1,290	1,032	1,187	0,949	0,170	1,119
10	0,490	0,110	0,027	0,527	0,014	0,275	0,007	0,00001	0,0071
11	0,350	0,350	0,061	0,367	0,022	0,131	0,008	0,0004	0,0084
12	0,380	0,240	0,100	0,370	0,037	0,132	0,013	0,0004	0,0134
13	0,110	0,490	0,027	0,327	0,008	0,106	0,003	0,0003	0,0033
14	4,340	0,250	1,085	0,125	0,135	0,009	0,010	0,006	0,016
Σ	/	/	<b>5,143</b>	/	<b>10,024</b>	/	/	/	<b>18,930</b>

Tab. IV.3. Caractéristiques géométriques du voussoir à la clé.

$Y_G = 1,950 \text{ m}$

$X_G = 6,250 \text{ m}$

$S = 2 \times S_i = 10,286 \text{ m}^2$

$I_{GX} = 2 \times I_{Gx} = 37,860 \text{ m}^4$

$\rho = 1,510$

$V' = 1,950 \text{ m}$

$V = 1,250 \text{ m}$

$C' = 2,944 \text{ m}$

$C = 1,890 \text{ m}$

### IV.3.3. Loi de variation des différents paramètres

#### ✚ Variation de la hauteur de la poutre h(x)

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure ci-dessous, pour lequel on admet:

- L'extrados est rectiligne.
- Sur culée : L'intrados à une hauteur constante égale à  $h_c = 3.20 \text{ m}$  puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre  $h_p = 6.50 \text{ m}$  au niveau de la pile.
- La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.
- La travée de rive ou bien la demi-travée intermédiaire contient **10 voussoirs** courants, de **5 m** de long chacun, sur **50 m**.

➤ C'est cette longueur «  $L = 50 \text{ m}$  » que nous utiliserons pour la suite de nos calculs.

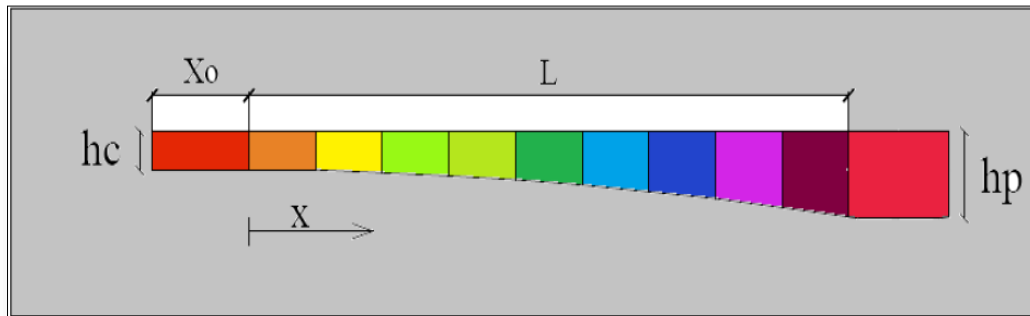
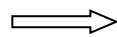


Fig. IV.10. Variation de la hauteur.

La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes [SETRA, 2003].

Pour  $x \leq 0$  :  $h(x) = h_c = 3,20 \text{ m}$

Pour  $0 < x \leq L$  :  $h(x) = h_c + (h_p - h_c)(x/L)^2$



$$h(x) = 3,20 + 0,00132x^2$$

Avec :

$h_p$  : Hauteur de la poutre sur pile.

$h_c$  : Hauteur de la poutre a la culée.

#### ✚ Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur e (x)

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure ci-dessous :

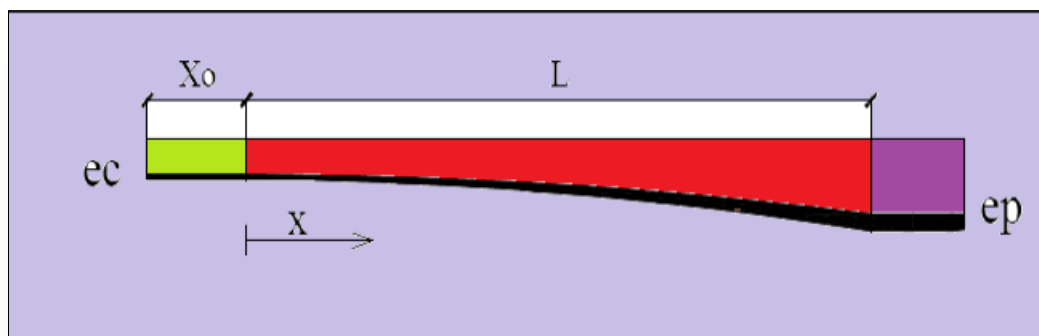


Fig. IV.11. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur.

Pour  $x \leq 0$  :  $e(x) = e_c = 0.25 \text{ m}$

Pour  $0 < x \leq L$ : 
$$e(x) = e_c + (e_p - e_c)\left(\frac{x}{L}\right)^2$$

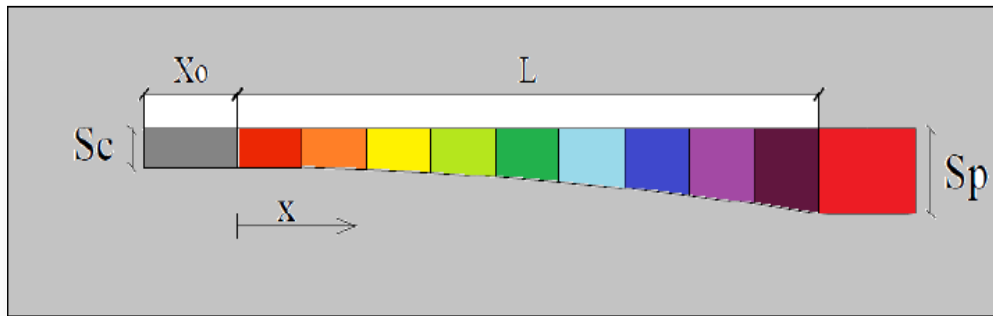
$$\implies e(x) = 0,25 + 0,00024x^2$$

Avec :

$e_c$  : Épaisseurs du hourdis sur culée.

$e_p$  : Épaisseurs du hourdis sur pile.

**+** Variation de la section  $S(x)$



**Fig. IV.12 : Variation de la section  $S(x)$ .**

Pour  $x \leq 0$  :  $S(x) = S_c = 10,286 \text{ m}^2$

Pour  $0 < x \leq L$  : 
$$S(x) = S_c + (S_p - S_c)\left(\frac{x}{L}\right)^2$$

$$\implies S(x) = 10,286 + 0,00185x^2$$

Avec :

$S_c$  : Section de la poutre à la clé.

$S_p$  : Section de la poutre sur pile.

**+** La variation de centre de gravité de la section du voussoir  $Y_G(x)$

Pour  $x \leq 0$  :  $Y_G(x) = Y_{GC} = 1,95 \text{ m}$

Pour  $0 < x \leq L$  : 
$$Y_G(x) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC})\left(\frac{x}{L}\right)^2$$

$$\implies Y_G(x) = 1,95 + 0,00066x^2 \text{ m}$$

Avec :

$Y_{GP} = 3,6 \text{ m}$  Position du centre de gravité de la section sur pile.

$Y_{GC} = 1,95 \text{ m}$  Position du centre de gravité de la section à la clé.

✚ La variation du moment d'inertie I(x)

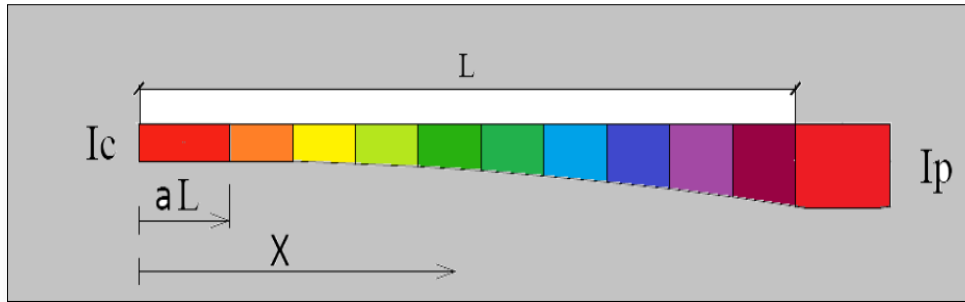


Fig. IV.13. Variation de l'inertie du demi-féau de la travée de rive.

La loi de variation est donné par :

$$I(x) = I_c \left[ 1 + K \left( \frac{x}{L} \right)^2 \right]^{5/2}$$

Avec  $\begin{cases} K = \left( \frac{I_p}{I_c} \right)^{0,4} - 1 = 0,43 \\ I_c: \text{Inertie du voussoir à la clé} \\ I_p: \text{Inertie du voussoir sur pile} \end{cases}$

$$\Rightarrow I(x) = 37,86 \left( 1 + \frac{0,43}{50^2} x^2 \right)^{5/2}$$

X (m)	H (x) (m)	E (x) (m)	S (x) (m <sup>2</sup> )	Y <sub>G</sub> (x) (m)	I (x)(m <sup>4</sup> )	V (m)	V' (m)	ρ (x)	C (m)	C' (m)
0	3,20	0,25	10,286	1,95	37,86	1.25	1.95	1.51	1.89	2.94
5	3,23	0,26	10.33	1.97	38.27	1.26	1.97	1.49	1.88	2.94
10	3,33	0,27	10.47	2.02	39.51	1.31	2.02	1.43	1.87	2.89
15	3,50	0,30	10.70	2.10	41.63	1.4	2.10	1.32	1.85	2.77
20	3,73	0,35	11.03	2.21	44.71	1.52	2.21	1.21	1.84	2.67
25	4,03	0,40	11.44	2.36	48.87	1.67	2.36	1.08	1.80	2.55
30	4,39	0,47	11.95	2.54	54.26	1.85	2.54	0.97	1.79	2.46
35	4,82	0.54	12.55	2.76	61.06	2.06	2.76	0.86	1.77	2.37
40	5,31	0.63	13.25	3	69.52	2.31	3	0.76	1.76	2.28
45	5,87	0.74	14.03	3.29	79.92	2.58	3.29	0.67	1.73	2.20
50	6,50	0.85	14.91	3.6	92.58	2.9	3.6	0.59	1.71	2.12

Tab. IV.4. Variation des différents paramètres des voussoirs.

IV.3.4. Caractéristiques géométriques du caisson sur pile

Les caractéristiques géométriques données dans le tableau (Tab. IV.2) concernant le voussoir sur pile sont utilisés que pour établir les différentes lois de variation, mais en réalité le voussoir sur pile est toujours conçu plein pour contrebalancer les efforts tranchants qui se développent dans cette zone.

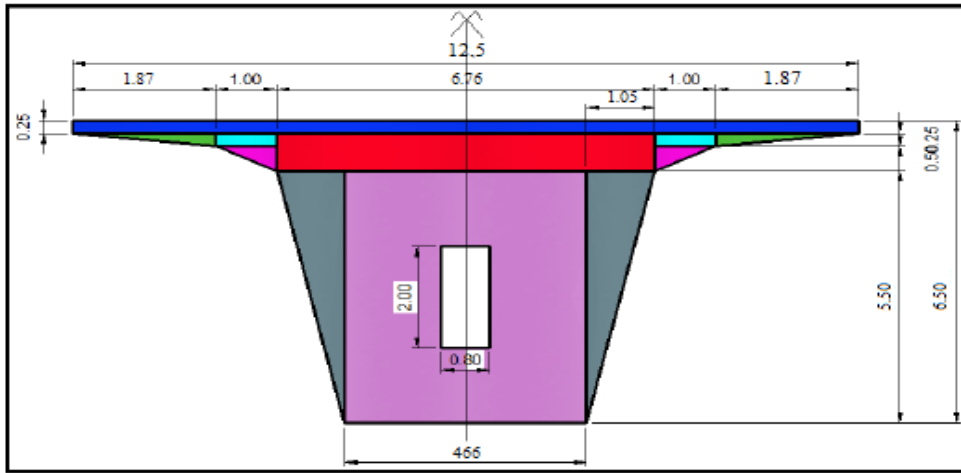


Fig. IV.14. Coupe transversale du voussoir plein sur pile.

Éléments	b (m)	h (m)	Si (m <sup>2</sup> )	Y <sub>Gi</sub> (m)	Si*Y <sub>Gi</sub> (m <sup>3</sup> )	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> *Si (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gi</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gx</sub> (m <sup>4</sup> )
	12,500	0,250	3,125	6,38	19,94	7,67	23,97	0,016	23,99
	1,870	0,250	0,234	6,17	1,44	6,55	1,53	0,00081	1,53
	1,000	0,250	0,250	6,13	1,53	6,86	1,72	0,0013	1,72
	1,000	0,500	0,250	5,33	1,33	2,96	0,74	0,0034	0,74
	6,760	0,750	5,070	5,88	29,81	5,15	26,11	0,238	26,35
	1,050	5,500	2,890	3,67	10,61	0,0036	0,01	0,231	0,241
	4,660	5,500	25,630	2,75	70,48	0,74	18,97	64,61	83,58
Σ			<b>37,450</b>		<b>135,14</b>				<b>138,151</b>
	0,800	2,000	1,600	2,75	4,4	0,74	1,184	0,53	1,71

Tab. IV.5. Les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

$$Y_G = 3.61m$$

$$X_G = 6.25m$$

$$S = 37,450m^2$$

$$I_{GX} = 138.151 m^4$$

$$\rho = 0.35$$

$$V' = 3.61m$$

$$V = 2.89 m$$

$$C' = 1.2635 m$$

$$C = 1.0115 m$$

# *CHAPITRE V*

## *CHARGE ET SURCHARGE*

## V.1. Introduction

Dans ce chapitre on procède au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

## V.2. Calcul des charges et surcharges

### V.2.1. Charges hors trafic

#### V.2.1.1. Les charges permanentes (CP)

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes. (Charges des trottoirs, revêtement ; dispositif de sécurité).

#### - Elément porteur $G(x)$

C'est le poids propre du tablier défini par le produit de la section transversale et le poids volumique du matériau constitutif.

On a :

$$G = G_1 + G_2 + G_3$$

Avec :

$G_1$  : Poids propre du voussoir à la clés et culée d'une hauteur constante.

$G_2$  : Poids propre du voussoir sur pile d'une hauteur constante.

$G_3$  : Poids propre du voussoir avec variation de la hauteur.

$$G_1 = \gamma_b \times S_c \times 34 = 2,5 \times 10,286 \times 34 = 874,31 \text{ t}$$

$$G_2 = \gamma_b (2 \cdot S_{p \text{ plein}} + 6 \cdot S_{p \text{ vide}}) = 2,5(74,9 + 89,46) = 410,90 \text{ t}$$

Notre ouvrage à deux piles ce qui donne un voussoir sur chacune :  $G_2 = 821,80 \text{ t}$ .

Notre ouvrage présent quatre parties de voussoirs avec variation de la hauteur sur 50 m pour chacune :

$$G_3 = \gamma_b \times \int_0^{50} \left( \frac{S_p - S_c}{L^2} x^2 + S_c \right) dx = 2,5 \times 591,344 \times 4 = 5913,44 \text{ t}$$

Donc :

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 874,31 + 821,80 + 5913,44 \text{ t}$$

$$\Rightarrow G = 7609,55 \text{ t}$$

### V.2.1.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP)

#### a) Revêtement

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité et d'une couche de roulement pour le trafic. Avec les densités suivantes :  $20 \text{ KN/m}^3$  ,  $22 \text{ KN/m}^3$

On a la largeur roulable  $L_r = 10,5 \text{ m}$

Alors :

$$P_{\text{revêtement}} = 10,5 \times 0,01 \times 2 + 10,5 \times 0,07 \times 2,2 = 1,827 \text{ t/ml}$$

#### b) Poids de la glissière de sécurité

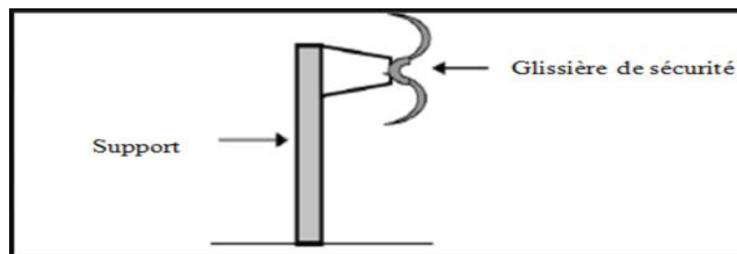


Fig. V.1. Glissière de sécurité.

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

$$P_{gl} = 0,06 \text{ t/ml}$$

$$P_{2gl} = 0,12 \text{ t/ml}$$

#### c) Poids du garde corps

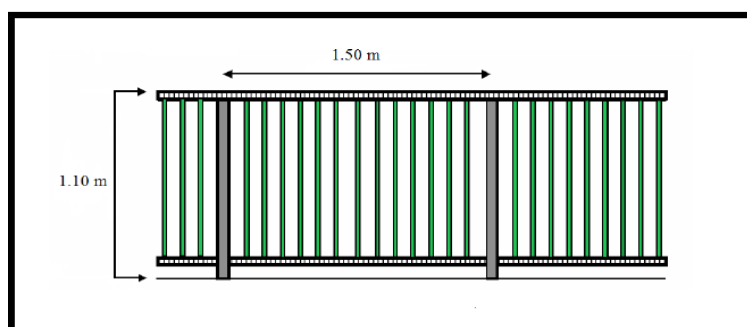


Fig. V. 2. Garde corps.

C'est une barrière métallique, disposé sur chaque trottoir son poids est estimé selon le fascicule 61, titre II à  $0,1 \text{ t/ml}$  soit :

Donc :

$$P_{GC} = 0,1 \text{ t/ml}$$

d) Poids de la corniche et trottoirs

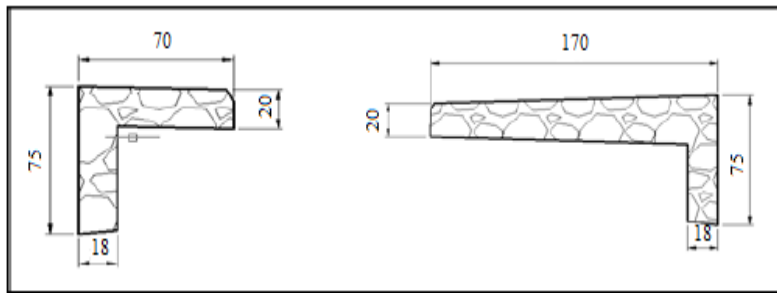


Fig. V.3. Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.

$$P_{(\text{trot}+\text{corniche})} = \gamma_b \times (S_{\text{trot}+\text{corn.droite}} + S_{\text{trot}+\text{corn.gauche}})$$

$$P_{(\text{trot}+\text{corniche})} = 2,5 \times (0,2550 + 0,4850) = 0,740 \text{ t/ml}$$

Alors :

$$CCP = P_{\text{revetement}} + P_{(\text{tr}+\text{corniche})} + P_{gc} + P_{gli}$$

$$CCP = 1,653 + 0,740 + 0,1 + 0,12$$

$$\Rightarrow \text{CCP} = 2,787 \text{ t/ml}$$

V.2.2. Les charges dues au trafic

V.2.2.1. Caractéristiques du pont

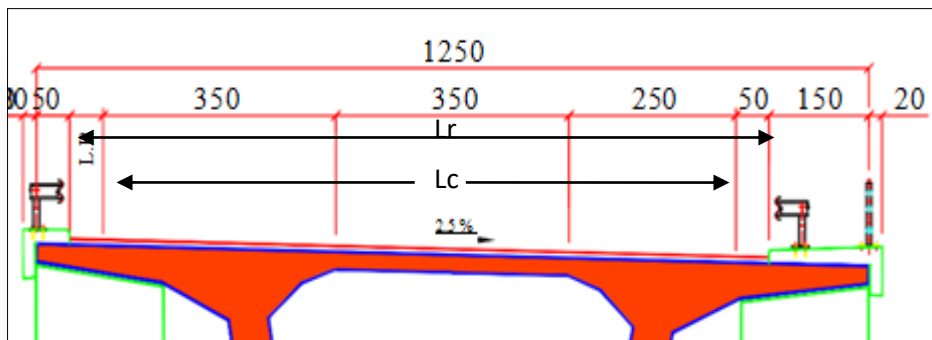


Fig. V.4. Profil en travers du pont.

**a) Classe du pont**

La classe du pont est donnée par le **fascicule 61 titre II**, selon le tableau suivant:

Pont	Classe
$L_r \geq 7,00 \text{ m}$	1 <sup>ère</sup>
$5,50 \text{ m} < L_r < 7,00 \text{ m}$	2 <sup>ème</sup>
$L_r \leq 5,50 \text{ m}$	3 <sup>ème</sup>

Tab. V.1. Classification des ponts.

Pour notre projet, il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable  $L_r = 10,5 \text{ m}$ , donc c'est un pont de **1<sup>ère</sup> classe**.

**b) Largeur chargeable**

D'après la (Fig. V.4), nous avons les différentes largeurs du pont :

- ✚ Largeur totale  $L_T = 12,50 \text{ m}$ .
- ✚ Largeur roulable  $L_R = 10,50 \text{ m}$ .
- ✚ Largeur chargeable  $L_C = 9,50 \text{ m}$ . (Une bande de 0,50m de deux cotes).

**c) Nombres de voies de circulation**

$$N_v = L_c / 3 \quad N_v = 3 \text{voies}$$

**d) Largeur de la voie**

$$L_v = L_c / N_v \quad L_v = \begin{cases} 2 \text{ voies de } 3,50 \text{ m} \\ 1 \text{ voie de } 2,50 \text{ m (bande d'arrêt d'urgence)} \end{cases}$$

**V.2.2.2. Calcul des surcharges routières**

Dans cette partie on s'intéresse à calculer les surcharges valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées. [**Fascicule 61 titre II**].

- La surcharge de type A(L).
- Système B ( $B_c, B_t, B_r$ ).
- La surcharge militaire Mc 120,
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

**a) Surcharges A (L)**

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dans l'intensité est égale au produit de la valeur A (L) est donnée ci-après. La masse A(L) est exprimée en kilogrammes par mètre carré (Kg/m<sup>2</sup>) est donnée en

fonction de la longueur chargée, est donnée par le **fascicule 61 titre II**, par la formule suivante :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad (\text{Kg/m}^2)$$

$$A_1(L) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(L) \\ 4 - 0,002 \times L \end{array} \right. , \quad A_2(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

Avec:

**L** : longueur chargeable (portée du pont).

- **a<sub>1</sub>** : Coefficient déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées. Il est donné par le tableau suivant (tiré du **fascicule 61 titre II**) :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	1 <sup>ère</sup>	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
	2 <sup>ème</sup>	1,00	0,90	-	-	-
	3 <sup>ème</sup>	0,90	0,80	-	-	-

Tab. V.2. les valeurs de coefficient **a<sub>1</sub>**.

Donc :

$$a_1 = 0,9$$

- **a<sub>2</sub>** est donné par :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec :

$$V_0 = 3,5 \text{ m (pont de 1<sup>ère</sup> classe)}.$$

**V** : largeur d'une voie.

$$V = \frac{L_r}{3} = \frac{10,5}{3} \quad \Rightarrow \quad V = 3,50 \text{ m}$$

Donc :

$$a_2 = \frac{3,5}{3,5} \quad \Rightarrow \quad a_2 = 1,00$$

Nous aurons:

$$A_1(L) = 0,9A(L)$$

$$A_2(L) = 0,9 \times 1 \times A(L) = 0,9A(L)$$

Les calculs sont les suivants :

✚ Une travée chargée :

Cas de charge	L (m)	A (L) (t/m <sup>2</sup> )	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A <sub>2</sub> (L) (t/m <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (L) × 3,5m (t/ml)	A <sub>2</sub> (L) × 7m (t/ml)	A <sub>2</sub> (L) × 9,5m (t/ml)
1	70	0,669	1	1	0,669	2,342	4,683	6,356
			0,9	1	0,602	2,107	4,214	5,719
2	110	0,525	1	1	0,525	1,838	3,675	4,988
			0,9	1	0,473	1,656	3,311	4,494
3	70	0,669	1	1	0,669	2,342	4,683	6,356
			0,9	1	0,602	2,107	4,214	5,719

✚ Deux travées chargées :

Cas de charge	L (m)	A (L) (t/m <sup>2</sup> )	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A <sub>2</sub> (L) (t/m <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (L) × 3,5m (t/ml)	A <sub>2</sub> (L) × 7m (t/ml)	A <sub>2</sub> (L) × 9,5m (t/ml)
1	180	0,418	1	1	0,418	1,463	2,926	3,971
			0,9	1	0,376	0,316	2,632	3,572
2	140	0,467	1	1	0,467	1,635	3,269	4,437
			0,9	1	0,420	1,470	2,940	3,990

✚ Trois travées chargées :

Cas de charge	L (m)	A (L) (t/m <sup>2</sup> )	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A <sub>2</sub> (L) (t/m <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (L) × 3,5m (t/ml)	A <sub>2</sub> (L) × 7m (t/ml)	A <sub>2</sub> (L) × 9,5m (t/ml)
1	250	0,367	1	1	0,367	1,285	2,569	3,487
			0,9	1	0,330	1,155	2,310	3,135

b) Système B

Le système de charges B comprend trois (03) types de systèmes distincts :

- Le système **Bc** qui se compose de camions types (30 t).
- Le système **Br** se compose d'une roue isolée (10 t).
- Le système **Bt** se compose de groupe de 2 essieux dit « essieux tandems » (2 × 16 t).

➤ Système Bc

Un camion type de système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale .....30 t.
- Masse portée par chacun des essieux arrières.....12 t.
- Masse portée par l'essieu avant.....6 t.
- Longueur d'encombrement.....10,50 m.
- Largeur d'encombrement.....2,50 m.

- Distance entre les deux essieux arrière.....1,5m.
- Distance entre l’essieu avant et le premier essieu arrière.....4,5 m.
- Distance d’axe des deux roues d’un essieu.....2 m.
- Surface d’impact d’une roue arrière : carré de 0,25 m de côté.
- Surface d’impact d’une roue avant : carré de 0,20 m de côté.

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions qu’elle le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l’élément considéré.

- ❖ **Disposition dans le sens transversal :** Le nombre maximum de files que l’on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.
- ❖ **Disposition dans le sens longitudinal :** Le nombre des camions est limité à deux, la distance entre deux camions d’une même file est déterminée de façon à 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.

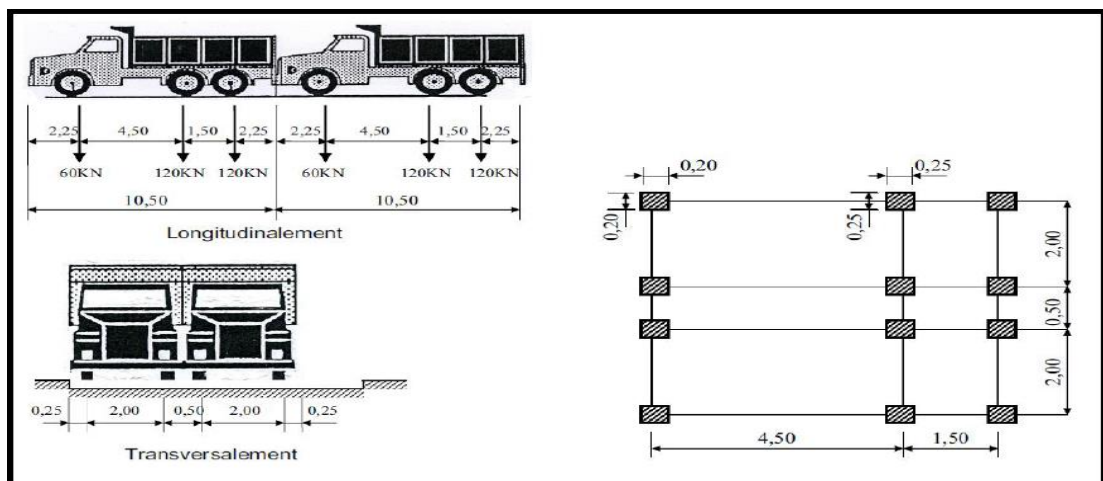


Fig. V.5. Système de charge Bc.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur de charge du système **Bc** prise en compte est multipliée par le coefficient **bc** qui est donné par le tableau suivant (tiré du **fascicule 61 titre II**) :

Nombre des files		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	1 <sup>ère</sup>	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2 <sup>ème</sup>	1	1	-	-	-
	3 <sup>ème</sup>	1	0,8	-	-	-

Tab. V.3. Valeurs de coefficient bc.

❖ Coefficient de majoration dynamique δ :

Les surcharges du système **Bc** sont multipliées par le coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

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

**G** : poids propre de la travée considérée.

**S** : Surcharge **Bc** maximale.

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient **bc** en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées suivant :

$$b_c = \begin{cases} 1,20 & \dots \dots \dots \text{pour 1 file.} \\ 1,10 & \dots \dots \dots \text{pour 2 files.} \\ 0,95 & \dots \dots \dots \text{pour 3 files.} \end{cases}$$

Notre pont est de 1<sup>ère</sup> classe à trois voies de circulation.

Nous avons :

$$S = n \times 30 \times b_c$$

**n** : nombre de camion, (un camion = 30t).

Les valeurs de **S** et de **δ** pour les différents cas de la charge **Bc** sont données par les tableaux suivant :

✚ Une travée chargée :

Cas de charge	L (m)	G (t)	S <sub>1</sub> (t)	S <sub>2</sub> (t)	S <sub>3</sub> (t)	δ <sub>1</sub>	δ <sub>2</sub>	δ <sub>3</sub>	B <sub>C1</sub> (t)	B <sub>C2</sub> (t)	B <sub>C3</sub> (t)
1	70	2278,12				1,0314	1,0352	1,0377	74,26	136,65	177,45
2	110	3706,56	72	132	171	1,0203	1,0227	1,0242	73,46	134,99	175,14
3	70	2278,12				1,0314	1,0352	1,0377	74,26	136,65	177,45

✚ Deux travées chargées :

Cas de charge	L (m)	G (t)	S <sub>1</sub> (t)	S <sub>2</sub> (t)	S <sub>3</sub> (t)	δ <sub>1</sub>	δ <sub>2</sub>	δ <sub>3</sub>	B <sub>C1</sub> (t)	B <sub>C2</sub> (t)	B <sub>C3</sub> (t)
1	140	4556,24	72	132	171	1,0162	1,0181	1,0194	73,17	134,39	174,32
2	180	5984,68				1,0126	1,0141	1,0151	72,90	133,86	173,58

✚ Trois travées chargées :

Cas de charge	L (m)	G (t)	S <sub>1</sub> (t)	S <sub>2</sub> (t)	S <sub>3</sub> (t)	δ <sub>1</sub>	δ <sub>2</sub>	δ <sub>3</sub>	B <sub>C1</sub> (t)	B <sub>C2</sub> (t)	B <sub>C3</sub> (t)
1	250	8262,80	72	132	171	1,0091	1,0102	1,0110	72,65	133,35	172,88

➤ **Système de charge Bt**

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe. Un tandem du système comporte deux essieux, tous deux à roues Simples munies de pneumatiques. Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Masse 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.

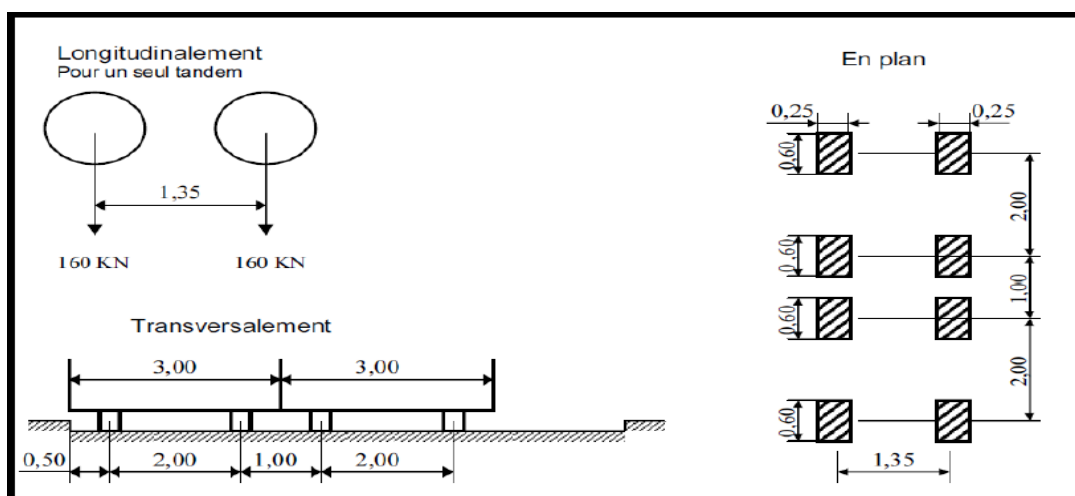


Fig. V.6. Les dimensions de système Bt.

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système **Bt** prise en compte est multipliée par le coefficient **b<sub>t</sub>** qui est présenté dans le tableau suivant (tiré du **fascicule 61 titre II**) :

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient <b>b<sub>t</sub></b>	1	0,90

Tab. V.4.Valeurs de coefficient **b<sub>t</sub>**.

❖ **Coefficient de majoration dynamique :**

Les surcharges du système **Bt** sont multipliées par de coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

**G** : La charge permanente de l'ouvrage.

**S** : La charge **Bt**.

**S = n × 32 × b<sub>t</sub>** Avec **n** : nombre de camion, (camion de 32t).

Notre pont est de première classe  $\implies b_t = 1$

Les calculs sont les suivantes :

🚧 **Une travée chargée :**

Cas de charge	L (m)	G (t)	S <sub>1</sub> (t)	S <sub>2</sub> (t)	S <sub>3</sub> (t)	δ <sub>1</sub>	δ <sub>2</sub>	δ <sub>3</sub>	B <sub>t1</sub> (t)	B <sub>t2</sub> (t)	B <sub>t3</sub> (t)
1	70	2278,12				1,030	1,034	1,039	65,920	132,352	199,488
2	110	3706,56	64	128	192	1,022	1,027	1,032	65,408	131,456	198,144
3	70	2278,12				1,030	1,034	1,039	65,920	132,352	199,488

🚧 **Deux travées chargées :**

Cas de charge	L (m)	G (t)	S <sub>1</sub> (t)	S <sub>2</sub> (t)	S <sub>3</sub> (t)	δ <sub>1</sub>	δ <sub>2</sub>	δ <sub>3</sub>	B <sub>t1</sub> (t)	B <sub>t2</sub> (t)	B <sub>t3</sub> (t)
1	140	4556,24				1,016	1,018	1,020	65,024	130,304	195,840
2	180	5984,68	64	128	192	1,012	1,014	1,016	64,770	129,792	195,072

✚ Trois travées chargées :

Cas de charge	L (m)	G (t)	S <sub>1</sub> (t)	S <sub>2</sub> (t)	S <sub>3</sub> (t)	δ <sub>1</sub>	δ <sub>2</sub>	δ <sub>3</sub>	B <sub>t1</sub> (t)	B <sub>t2</sub> (t)	B <sub>t3</sub> (t)
1	250	8262,80	64	128	192	1,009	1,010	1,011	64,576	129,280	194,112

➤ Système de charge Br

Ce système de charge est composé d'une roue isolée de **10t** qui peut être place n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable. la figure suivante illustre les détails du système :

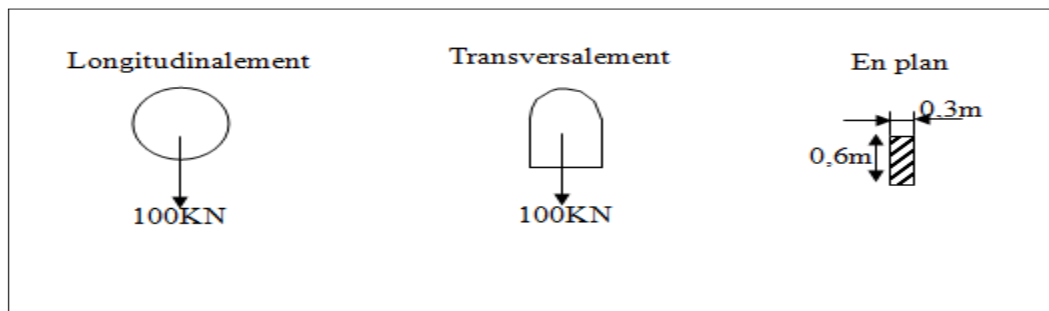


Fig. V.7. Dimensions de système Br.

Les surcharges du système Br sont multiplies par des coefficients de majoration dynamique δ

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

G : La charge permanente de la travée considérée.

S : La charge Br.

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

Les calculs sont les suivantes :

✚ Une travée chargée :

Cas de charge	L (m)	G (t)	S (t)	δ	B <sub>r</sub> (t)
1	70	2278,12	10	1,027	10,279
2	110	3706,56		1,017	10,178
3	70	2278,12		1,027	10,279

✚ Deux travées chargées :

Cas de charge	L (m)	G (t)	S (t)	$\delta$	$B_r$ (t)
1	140	4556,24	10	1,014	10,141
2	180	5984,68		1,011	10,110

✚ Trois travées chargées :

Cas de charge	L (m)	G (t)	S (t)	$\delta$	$B_r$ (t)
1	250	8262,80	10	1,008	10,080

➤ Surcharges militaires  $M_{C120}$

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type  $M_{C120}$  susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables sur les charges A et B.

- Les véhicules  $M_{C120}$  peuvent circuler en convois.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité.
- Poids totale : 110 t.
- Longueur d'une chenille : 6,10 m.
- Largeur d'une chenille : 1,00 m.

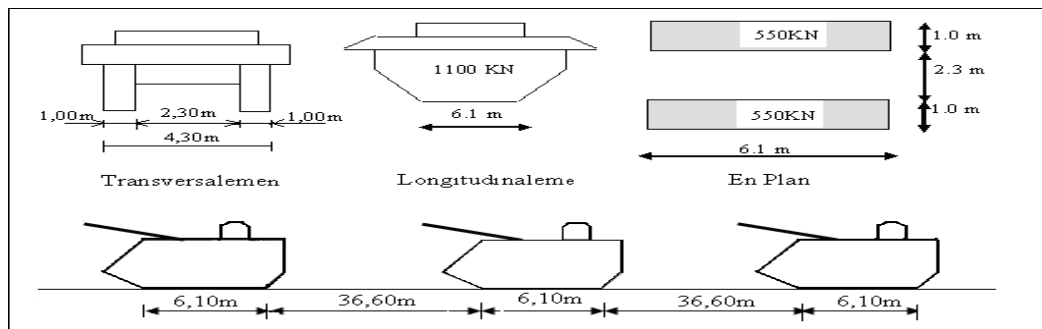


Fig. V.8. Les dimensions de système  $M_{C120}$ .

Les calculs sont les suivantes :

✚ Une travée chargée :

Cas de charge	L (m)	G (t)	n	S (t)	$\delta$	$M_{C120}$ (t)
1	70	2278,12	2	220	1,040	228,978
2	110	3706,56	3	330	1,030	340,050
3	70	2278,12	2	220	1,040	228,978

✚ Deux travées chargées :

Cas de charge	L (m)	G (t)	n	S (t)	$\delta$	$M_{C120}(t)$
1	140	4556,24	4	440	1,027	452,292
2	180	5984,68	5	550	1,024	563,357

✚ Trois travées chargées :

Cas de charge	L (m)	G (t)	n	S (t)	$\delta$	$M_{C120}(t)$
1	250	8262,80	6	660	1,019	672,929

n : nombre de convoi par travée.

➤ Charge exceptionnelle ( $D_{240}$ )

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.

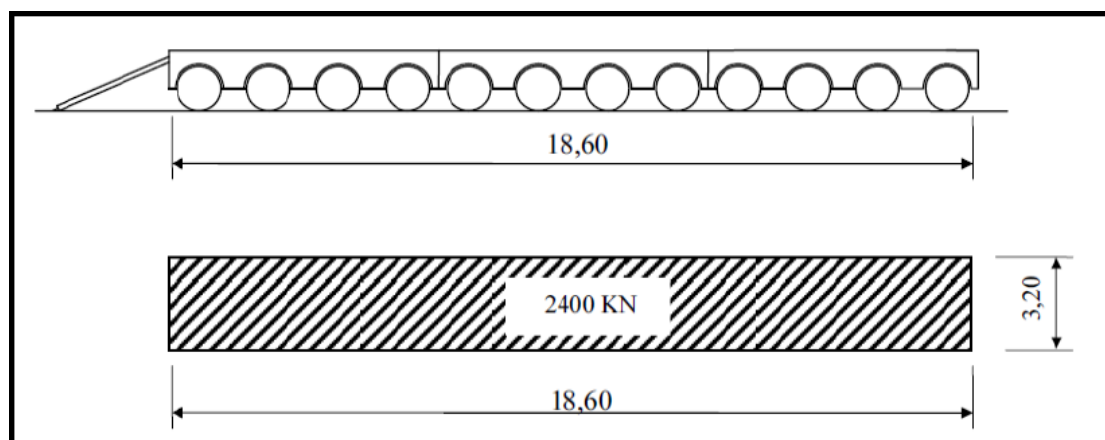


Fig. V.9. Dimensions de système D240.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique, le poids par mètre linéaire égal à :

$Q = 12,9 \text{ t/ml.}$

➤ Surcharges sur trottoirs ( $S_t$ )

Les trottoirs supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou deux trottoirs,

donc on va les assimiler à des charges réparties de **1,5 KN/m<sup>2</sup>** pour la justification de la flexion longitudinale et **4,5 KN/m<sup>2</sup>** pour la flexion locale.

Elle est disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé.

#### ✚ Charges locales (C<sub>l</sub>) :

Dans notre cas on charge uniquement le trottoir à droite (voir Fig. V. 3).

Le trottoir chargé :  $S_t = 0,45 \times 1,70 = 0,765 \text{ t/ml}$

#### ✚ Charges générales (C<sub>g</sub>) :

D'après le fascicule 61 titre II, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de 150 kg/m<sup>2</sup> de façon à produire l'effet maximal envisagé. Seul le **trottoir de droite** pourra être chargé (voir Fig. V. 3):

Le trottoir chargé :  $S_t = 0,15 \times 1,70 = 0,255 \text{ t/ml}$

#### ➤ Forces de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes A et B 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.

#### ✚ Effort de freinage correspondant à la charge A(L) :

L'effort de freinage correspondant à la charge A est donné par le **fascicule 61 titres II** :

$$F_A = \frac{1}{20 + 0,0035 \times S} \times A(L)$$

**A(L)** : chargement, **A<sub>2</sub>(L) = 6,356 t/m<sup>2</sup>** « le cas le plus défavorable ».

**S** : surface chargée par m<sup>2</sup> (S = 70 × 9,5 = 665 m<sup>2</sup>)

$$F_A = 0,285 \text{ t}$$

#### ✚ Effort de freinage correspondant à Bc :

Chaque essieu d'un camion **Bc** peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Les camions sont disposés pour développer l'effet le plus défavorable.

Les efforts de freinage développés par le système **Bc** ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques. Mais ils sont multipliés par les coefficients **bc**.

La valeur de courte durée de la résultante des forces de freinage vaut :

**Donc :**  $F_{BC} = B_C \times b_C = 30 \times 1,2 = 36 \text{ t}$

### V.3. Le Vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

- ❖  $P = 0,2 \text{ (t/m}^2\text{)}$  pour les ouvrages en service.
- ❖  $P = 0,125 \text{ (t/m}^2\text{)}$  pour les ouvrages en cours de construction.

### V.4. La température

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journalièrement 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. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : Pour la région de Drâa El mizan  $\Delta T = \pm 12^\circ\text{C}$ .

### V.5. Le séisme

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie.

En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et, par conséquent de garantir la sécurité structurelle.

Notre ouvrage est classé en zone **IIa**.

La zone est à moyenne risque sismique.

### V.6. Définition des actions

#### V.6.1. Actions permanentes

Les actions permanentes comprennent toutes les charges qui sont présentes pendant une longue durée et dont la variation de grandeur au cours du temps est négligeable.

### V.6.2. Actions variables

Elles comprennent les charges dont la grandeur varie fortement au cours du temps comme les actions climatiques.

### V.6.3. Actions accidentelles

Elles comprennent les actions dont la durée est courte et dont la présence avec une grandeur significative est peu ou pas probable au cours de la durée de service tel que le séisme.

### V.6.4. Combinaisons des charges

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

#### ✚ Les coefficients de majoration :

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante mentionné dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
<b>Charge permanente (G)</b>	1,35	1
<b>Surcharge A (L)</b>	1,6	1,2
<b>Système B<sub>C</sub></b>	1,6	1,2
<b>M<sub>C120</sub></b>	1,35	1
<b>D<sub>240</sub></b>	1,35	1
<b>gradient thermique (<math>\Delta T</math>)</b>	0	0,5
<b>Vent (W)</b>	1,5	1
<b>Surcharge de Trottoirs (St)</b>	1,6	1
<b>L'effet du précontraint (P)</b>	1	1
<b>Freinage</b>	1,6	1,2
<b>Séisme horizontale E<sub>XY</sub>, E<sub>v</sub></b>	1,35	1
<b>Séisme verticale</b>	1	1

Tab. V.5. Valeurs des coefficients de majoration.

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G} : \text{les charges permanentes} \\ \mathbf{W} : \text{charge du vent} \\ \mathbf{\Delta T} : \text{gradient thermique} \end{array} \right.$$

**✚ Les combinaisons :**

Combinaisons de charges à L'E.L.U et à L'E.L.S sont données par le tableau suivant:

Action prépondérante	Combinaisons
A L'E.L.U	$1,35G + 1,6 (A (l) + St)$
	$1,35G + 1,6 (BC + St)$
	$1,35G + 1,6 (Bt + St)$
	$1,35G + 1,35 M_{C120}$
	$1,35G + 1,35 D_{240}$
	$1,35 G + 1,5 W$
	$1,35 G + 1,35 E_x$
	$1,35 G + 1,35 E_y$
	$0,8 G + E_z$
	A L'E.L.S
$G + 1,2 (BC + St)$	
$G + 1,2 (Bt + St)$	
$G + M_{C120}$	
$G + D_{240}$	
$G + 1,2 (A (l) + ST) + 0,5 \Delta T$	
$G + 1,2 (BC + ST) + 0,5 \Delta T$	
$G + M_{C120} + 0,5 \Delta T$	
$G + D_{240} + 0,5 \Delta T$	
$G + W$	

Tab. V.6. Les combinaisons.

**V.7. Conclusion**

Nous avons présenté dans ce chapitre les charges et surcharges que supporte la structure longitudinalement et transversalement. Leur mise en application sur la structure sera présentée dans le chapitre suivant en faisant appel à la modélisation numérique.

# *CHAPITRE VI*

*ÉTUDE LONGITUDINALE*

## VI.1. Introduction

Les ponts construits en encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée. Les voussoirs sont fixés à l'aide de câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

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

Pendant la construction, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive, près des culées.

Les schémas ci-dessous montrent des différentes phases de construction en encorbellements de notre ouvrage:

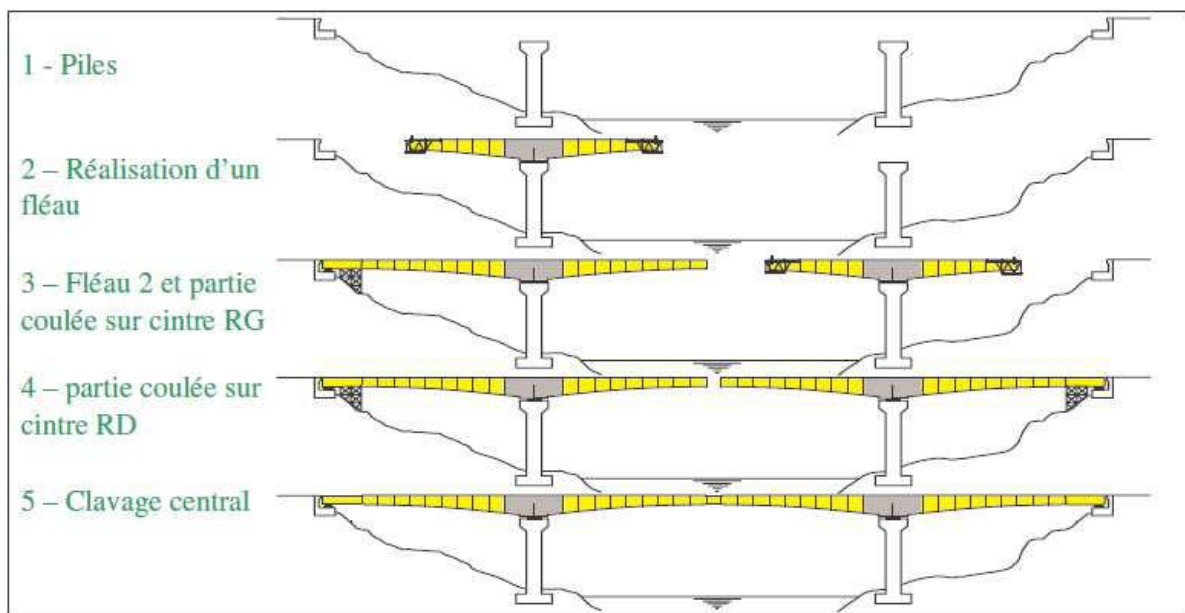


Fig. VI.1. Phases de construction.

## VI.2. Charges appliquées à la console en cours de la construction

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage, les charges à considérer dans cette phase d'exécution sont les suivantes [SETRA 2003] :

### a) 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 :

$$G(x) = \gamma \times S(x) = \gamma \cdot \left[ S_P - 2(S_P - S_C) \frac{x}{L} + (S_P - S_C) \frac{x^2}{L} \right]$$

$\gamma$  : Poids volumique du béton égal à 2.5 t/m<sup>3</sup>.

$S_P$  : l'aire de la section sur pile.

$S_C$  : l'aire de la section à la clé.

### b) Les surcharges de chantier

On tient également compte de divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie  $Q_{PRA1}$  de **0,02 t/m<sup>2</sup>** et une surcharge concentrée  $Q_{PRA2}$  de **11,25 tonnes** (donnée par la relation **50+5b** en **KN**) appliquée au bout de fléau, avec **b** désigne la largeur du hourdis supérieur du caisson en mètre.

### c) Equipage mobile

On prend le poids de l'équipage mobile  $Q_{PRC1}$  égal à **50 tonnes** concentré au bout de dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

### d) Le vent

Le **fascicule 61 titres II** prescrit une charge  $Q_w = 100 \text{ kg/m}^2$  si la phase de construction n'excède pas un mois, sinon  $125 \text{ kg/m}^2$ , pour notre projet on prend  $Q_w = 125 \text{ kg/m}^2$ . C'est une charge équivalente à une charge uniforme.

### e) Actions accidentelles (FA)

Des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels, par exemple, la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.

Nous considérons qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à **2**.

### VI.3. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau

#### VI.3.1. Effets dus au poids propre G

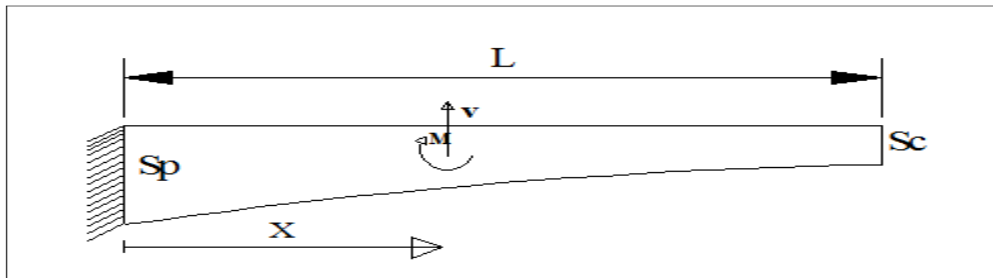


Fig.VI.2. Poids propre du demi-fléau.

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre sont donnés par les formules ci-dessous.

#### ✚ Moment fléchissant :

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

$$M(X) = \gamma_b \left[ -\frac{S_p(L-X)^2}{2} + (S_p - S_c)(L-X)^2 \frac{(2L+X)}{3L} - (S_p - S_c)(L-X)^2 \frac{(3L^2 + 2LX + X^2)}{12L^2} \right]$$

$L$  : étant la longueur du fléau considéré.

#### ✚ Effort tranchant :

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

$$V(X) = \gamma_b \left[ S_p(L-X) - (S_p - S_c) \frac{L^2 - X^2}{L} + (S_p - S_c) \frac{L^3 - X^3}{3L^3} \right]$$

#### VI.3.2. Effets des surcharges réparties de chantier ( $Q_{PRA1}$ )

Nous considérons une charge de chantier répartie  $Q_{PRA1}$  de  $0,02 \text{ t/m}^2$  sur le demi-fléau :

Soit :  $Q_{PRA1} = 0,02 \times 12,5 = 0,25 \text{ t/ml}$ .

Avec :

$B$  : Largeur du tablier,  $B = 12,5 \text{ m}$ .

$Q_{PRA1} = 0,25 \text{ t/ml}$

$Ma = -Q_{PRA1} \times \frac{L^2}{2} = -364,5 \text{ t.m}$

$$R_a = Q_{PRA1} \times L = 13,5 \text{ t}$$

- $M(x) = -364,5 + 13,5 \times x - 0,125x^2 \text{ (t.m)}$
- $V(x) = 13,5 - 0,25x \text{ (t)}$

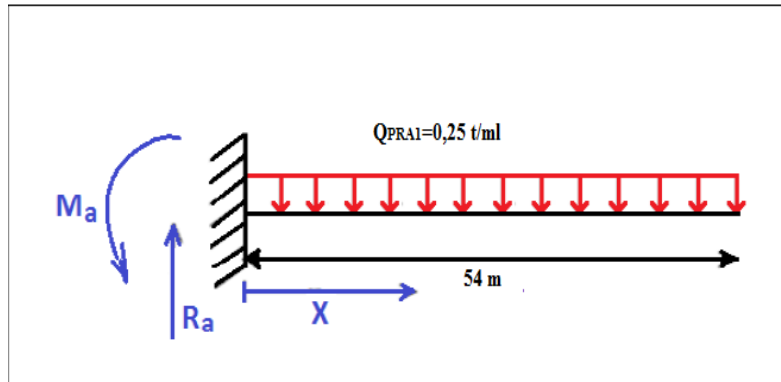


Fig.VI.3. Surcharges réparties de chantier.

### VI.3.3. Effets des Surcharges concentrées ( $Q_{PRA2}$ )

Nous considérons une charge concentrée  $Q_{PRA2}$  de  $(50 + 5b)$  KN appliquée au bout du fléau juste l'avant dernier voussoir, représentant le poids des rouleaux de câbles, compresseurs et autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage.

Avec :

$B = 12,5 \text{ m}$  (largeur du tablier).

$$Q_{PRA2} = 50 + 5 \times 12,5 = 11,25 \text{ t}$$

$$M_a = -Q_{PRA2} \times L = -551,25 \text{ t.m}$$

$$R_a = Q_{PRA2} = 11,25 \text{ t}$$

- $M(x) = -551,25 + 11,25 \times x \text{ (t.m)}$
- $V(x) = 11,25 \text{ (t)}$

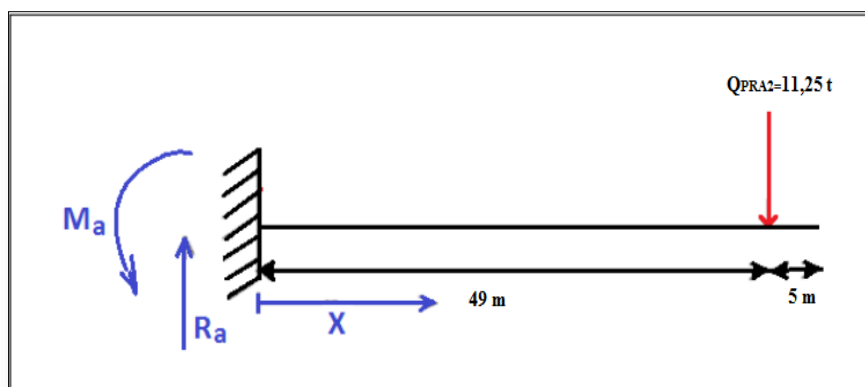


Fig.VI.4. Surcharges concentrées.

### VI.3.4. Effets du poids de l'équipage mobile ( $Q_{PRC1}$ )

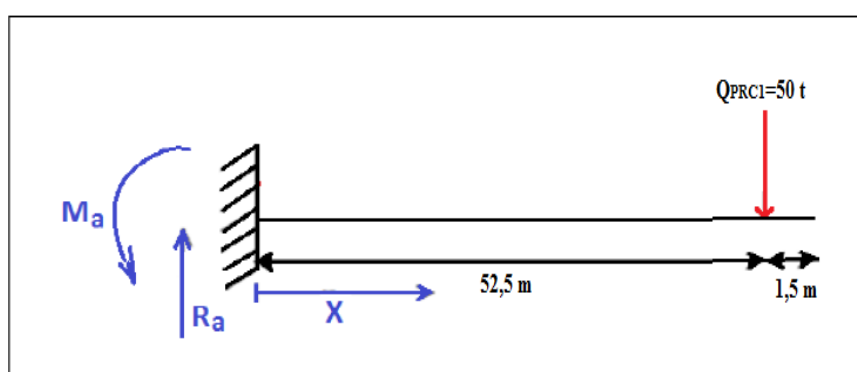


Fig.VI.5. Surcharges de l'équipage mobile.

$$Q_{PRC1} = 50 \text{ t}$$

$$Ma = -Q_{PRC1} \times L = -2625 \text{ t.m}$$

$$Ra = Q_{PRC1} = 50 \text{ t}$$

- $M(x) = -2625 + 50x \text{ (t.m)}$
- $V(x) = 50 \text{ (t)}$

### VI.3.5. Vent

D'après le fascicule 61 titre II, la charge du vent est égale à 125 kg/m<sup>2</sup>, soit **0.125t/m<sup>2</sup>** :

$$Q_w = 0,125 \times 12,5 = 1,563 \text{ t/ml}$$

$$Ma = Q_w \times \frac{L^2}{2} = 2278,85 \text{ t.m}$$

$$Ra = Q_w \times L = -84,40 \text{ t}$$

- $M(x) = 2278,85 - 84,40x + 0,7815x^2 \text{ (t.m)}$
- $V(x) = 1,563x - 84,40 \text{ (t)}$

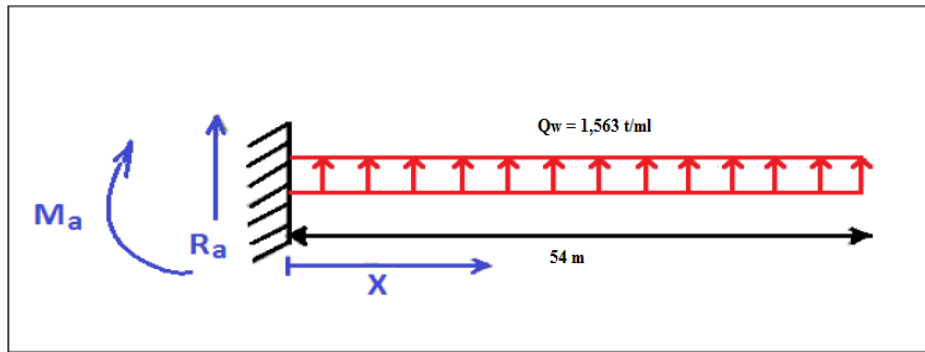


Fig.VI.6. Surcharges du vent.

VI.3.6. Evaluation de force accidentelle due à la chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile  $F_a$

$$F_a = 100 \text{ t}$$

$$M_a = F_a \times L = 5250 \text{ (t.m)}$$

$$R_a = -F_a = -100 \text{ (t)}$$

- $M(x) = 5250 - 100x \text{ (t.m)}$
- $V(x) = -100 \text{ (t)}$

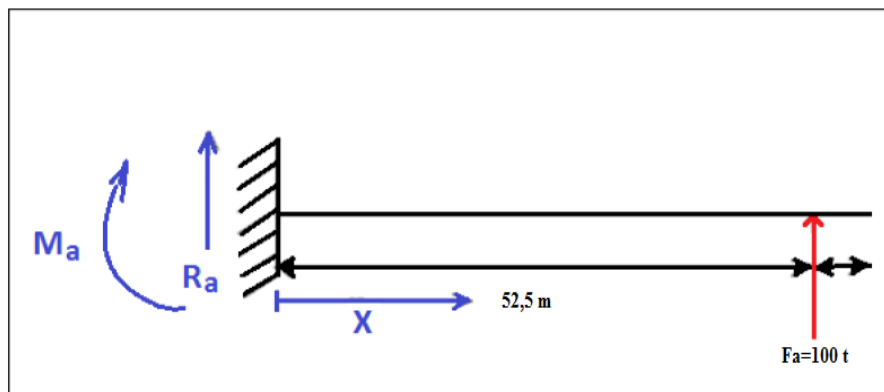


Figure V.7. Effets due à la force accidentelle.

En raison de la symétrie du fléau, on va se limiter à donner les résultats pour un demi-fléau

X (m)	Poids propre (G)		Surcharges réparties (Q <sub>pra1</sub> )		Surcharge concentrées (Q <sub>pra2</sub> )		Surcharge du vent (Q <sub>w</sub> )		Surcharge de l'équipage mobile (Q <sub>PRC1</sub> )		Force accidentelle (F <sub>a</sub> )		somme	
	V (t)	-M (t.m)	V (t)	M (t.m)	V (t)	M (t.m)	V (t)	M (t.m)	V (t)	M (t.m)	V (t)	M (t.m)	V (t)	M (t.m)
0	1716,48	45133,96	13,5	-364,5	11,25	-551,25	-84,40	2278,85	50	-2625	-100	5250	1606,83	-41145,86
4	1577,48	38546,99	12,5	-312,5	11,25	-506,25	-78,15	1953,75	50	-243	-100	485	1473,08	-37169,99
9	1407,56	31086,07	11,25	-253,13	11,25	-450,00	-70,33	1582,55	50	-218	-100	435	1309,73	-29989,65
14	1241,48	24464,99	10,00	-200,00	11,25	-393,75	-62,52	1250,42	50	-193	-100	385	1150,21	-24216,32
19	1078,82	18665,59	8,75	-153,13	11,25	-337,50	-54,70	957,37	50	-168	-100	335	994,12	-18031,85
24	919,15	13671,83	7,50	-112,50	11,25	-281,25	-46,89	703,39	50	-143	-100	285	841,01	-13220,19
29	762,04	9469,85	6,25	-78,13	11,25	-225,00	-39,07	488,49	50	-118	-100	235	690,47	-9167,49
34	607,07	6047,89	5,00	-50,00	11,25	-168,75	-31,26	312,66	50	-92,5	-100	185	542,06	-5861,48
39	453,81	3396,33	3,75	-28,13	11,25	-112,50	-23,44	175,91	50	-67,5	-100	135	395,37	-3293,55
44	301,82	1507,70	2,50	-12,50	11,25	-56,25	-15,63	78,23	50	-42,5	-100	85,0	249,94	-1455,72
49	150,70	376,66	1,25	-3,13	11,25	0	-7,81	19,63	50	-17,5	-100	35,0	105,39	-342,66
54	0	0	0	0	/	/	0	0	/	/	0	0	0	0

Tab.VI .1. Les effets des charges de construction sur le demi-fléau.

#### VI.4. Les combinaisons des charges

##### a) Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)

$$A1 : 1,1(G_{\max}+G_{\min}) + 1,25(Q_{PRC1_{\max}} + Q_{PRC1_{\min}} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2} + Q_w)$$

$$A2 : 0,9(G_{\max}+G_{\min}) + 1,25(Q_{PRC1_{\max}} + Q_{PRC1_{\min}} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2} + Q_w)$$

Avec :

$G_{\max}$  : poids du demi-fléau du coté du déséquilibre majoré de 2%.

$G_{\min}$  : poids du demi-fléau de l'autre coté du déséquilibre minoré de 2%.

$Q_{PRC1_{\max}}$  : poids de l'équipage mobile du coté du déséquilibre majoré de 6%.

$Q_{PRC1_{\min}}$  : poids de l'équipage mobile de l'autre coté du déséquilibre minoré de 4%.

D'où :

$$G_{\max} = 1.02 G ;$$

$$G_{\min} = 0.98 G$$

$$Q_{PRC1_{\max}} = 1.06 Q_{PRC1} ;$$

$$Q_{PRC1_{\min}} = 0.96 Q_{PRC1}$$

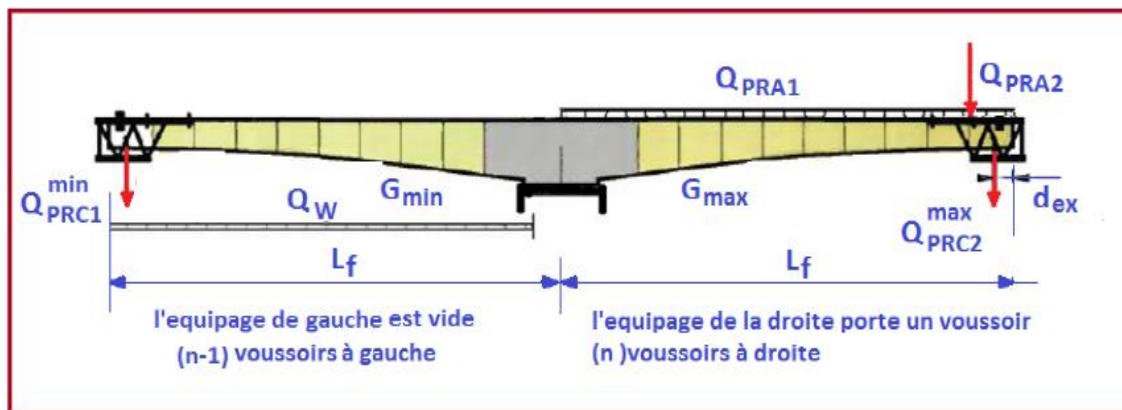


Fig.VI.8. Combinaisons en situation temporaire.

**b) Combinaisons accidentelles de construction (type B)**

**B1** :  $1,1(G_{\max}+G_{\min}) + Fa + (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})$

**B2** :  $0,9(G_{\max}+G_{\min}) + Fa + (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})$

**Fa** : action due à la chute d'un équipage mobile.

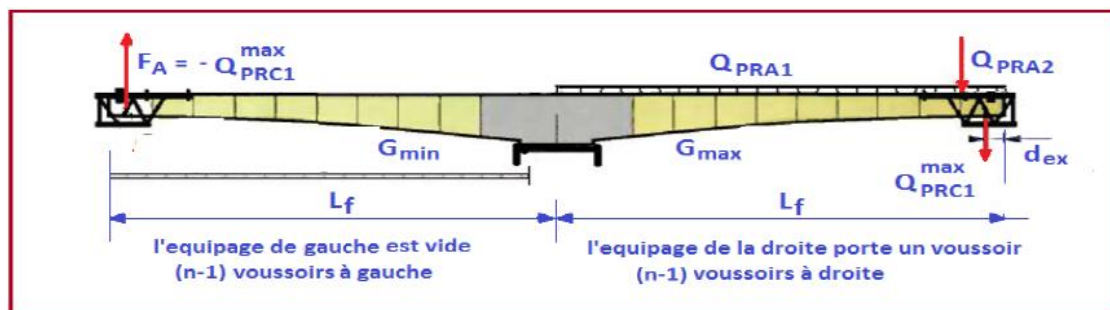


Fig.VI.9. Combinaisons accidentelles.

## ❖ Les combinaisons les plus défavorables

Type de combinaisons	Combinaisons	V (t)	-M (t.m)
Combinaisons de construction type A	$1,1(G_{\max}+G_{\min}) + 1,25(QPRC1_{\max} + QPRC1_{\min} + QPRA1 + QPRA2 + Q_w)$	14114.8	36692,365
	$0,9(G_{\max}+G_{\min}) + 1,25(QPRC1_{\max} + QPRC1_{\min} + QPRA1 + QPRA2 + Q_w)$	11104.31	30468,496
Combinaisons accidentelles type B	$1,1(G_{\max}+G_{\min}) + Fa + (QPRC1_{\max} + QPRA1+QPRA2)$	12758.83	38196,805
	$0,9(G_{\max}+G_{\min}) + Fa + (QPRC1_{\max} + QPRA1+QPRA2)$	10483.03	32034,559

Tab.VI.2. Combinaison les plus défavorables.

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le moment max à utiliser pour le dimensionnement de la précontrainte de fléau est «  $M=-38196,805 \text{ t.m}$  ».

## VI.5. Etude en phase de service

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés tant en phase de construction qu'en phase de service. Dans cette phase, 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 Robot Structural.

### VI.5.1. Modélisation

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

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

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

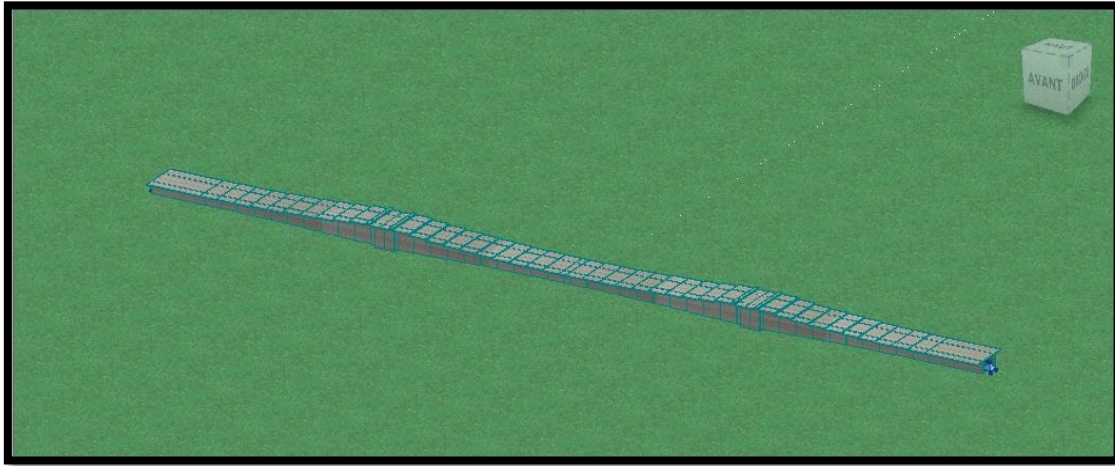


Fig. V.10. Modélisation du tablier.

La combinaison qui donne les résultats les plus défavorables après l'analyse des autres combinaisons est :

$$1,35 G + 1,6 (A1+St)$$

Les résultats obtenus pour les moments fléchissant (en **KN.m**) et sont donnés ci-dessous sous forme de diagramme :

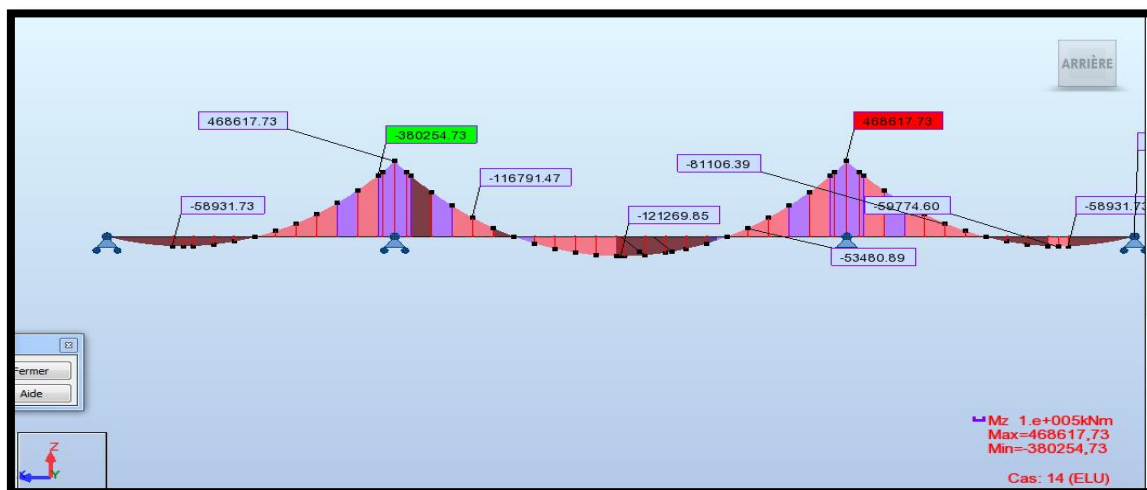


Fig. VI.11. Diagramme des moments fléchissant.

## VI.6. Conclusion

Le moment le plus défavorable  $M = -38196,805 \text{ t.m}$ , qui sera par la suite utilisé pour le dimensionnement de la précontrainte du fléau.

# *CHAPITRE VII*

*ETUDE DE LA PRECONTRAINTE*

## VII.1. Introduction et principe

D'après l'inventeur de la précontrainte, **Eugène Freyssinet 1928**, " Pré contraindre une section c'est soumettre, avant l'application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leurs composantes avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération».

Cette technique, consistent à tendre (comme des ressorts) les aciers constituant les armatures du béton, et donc à comprimer, au repos, ce dernier. Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois parvenir à se mettre en traction, puisqu'il était déjà partiellement comprimé.

On distingue deux modes de précontraintes :

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

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

### a) Précontrainte par post-tension

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

### b) Béton

Les mêmes caractéristiques qu'en béton armé sauf qu'il faut réaliser une résistance caractéristique plus élevée (bonne qualité du béton) pour éviter toute fissurations. On utilisera donc un ciment **CPJ 450** dosé à  $400\text{kg/m}^3$ , soit une résistance caractéristique moyenne :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} , f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} .$$

### c) Armatures de précontrainte

La précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type **12T15s Classe 3 TBR**.

- Nombre de torons par câble .....**12 torons.**
- Section utile d'un câble .....  **$A_p = 1800 \text{ mm}^2$**
- Force élastique garanti : ..... **$f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$**
- Force de rupture garantie : ..... **$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$**
- Le module d'élasticité longitudinale..... **$E_p = 190\ 000 \text{ MPa}$**

- Coefficient de frottement de courbure .....  $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$
- Coefficient de perte par frottement linière.....  $\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$
- Relaxation à 1000 heures .....  $\rho_{1000} = 2,5\%$
- Glissement à l'ancrage .....  $g = 6 \text{ mm}$
- Diamètre extérieur de la gaine .....  $\phi_g = 82 \text{ mm}$
- Diamètre intérieur de la gaine .....  $\phi_g = 75 \text{ mm}$

L'objectif de ce chapitre est de :

- Détermination des efforts de précontraintes et schémas de câblage.
- Calcul des pertes de précontraintes.
- Vérification des contraintes.

## VII.2. Mode de calcul

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

- Câbles de fléau.
- Câbles de continuité.

### VII.2.1. Câble de fléau

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

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

La première condition fixe la force de précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

### VII.2.2. Câble de continuité

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

- ❖ Soit relevés dans les âmes et ancrés dans les bossages ménagés dans la membrure supérieure.
- ❖ Soit filant dans la membrure inférieure et ancrés dans les bossages, certains câbles sont toutefois disposés au droit de la membrure supérieure afin d'assurer la sécurité à la rupture du tablier vis-à-vis des moments fléchissant négatifs dus aux surcharges d'exploitation.

### VII.3. Etude de la précontrainte de fléau

#### VII.3.1. Disposition des câbles

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

#### VII.3.2. Détermination de la précontrainte de fléau

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

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M|}{I} \times V \quad \text{avec } M < 0$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{|M|}{I} \times V'$$

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

L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement. Les contraintes engendrées par l'effet de la précontrainte sont écrites comme suit :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{\text{sup}} = P/s + P_{\text{ev}}/I \quad (\text{compression})$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{\text{inf}} = P/s - P_{\text{ev}}/I \quad (\text{traction})$$

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

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{s} + \frac{P_{\text{ev}}}{I} - \frac{|M|}{I} \times V \geq \overline{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P_{ev}}{I} + \frac{|M|}{I} \times V' \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

- **P** : effort de précontrainte.
- **M** : moment maximal dû aux poids propre et surcharge.
- **V** : distance de CDG de la section à la fibre supérieure.
- **V'** : distance de CDG de la section à la fibre inférieure.
- **e** : distance de P au CDG de la section.
- **S** : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

A la limite on aura :

$\overline{\sigma_{bt}}$  ;  $\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte admissible de traction et de compression respective.

$$P = \frac{\frac{M \cdot V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \cdot V}{I}}$$

Dans cette dernière expression « P » et « e » sont des inconnues, pour cela on fixe « e » et on détermine l'effort « P ».

### VII.3.3. Détermination du nombre de câbles de fléau

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq P/P_0$$

**P<sub>0</sub>**: Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12 T15s peut créer, P<sub>0</sub> est estimé à 25% de perte.

La tension à l'origine ( $\sigma_{P0}$ ) est donnée selon le **BPEL91** par la formule suivante :

$$\sigma_{P0} = \text{Min} (0.8 F_{prg} , 0.9 F_{peg}) = \text{Min} (1488, 1494) = 1488 \text{ MPa.}$$

**Donc :**

La force utile d'un câble **12T15s** estimée à **25%** de perte, **P<sub>0</sub> =  $\sigma_{P0} \times S$**

**S**: section d'un câble **12T15s**, **S = 0.0018 m<sup>2</sup>**, (150 x 12 = 0.0018 m<sup>2</sup>).

$$P_0 = 1488 \times 1800 \times 0,75 \times 10^{-4} = \mathbf{200,88 \text{ t.}}$$

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

- Section :  $S = 14,91 \text{ m}^2$
- Inertie:  $I = 92,58 \text{ m}^2$

- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure :  $v = 2,9 \text{ m}$

$e = v - d$ , On prend l'enrobage  $d = 0,2 \text{ m} \Rightarrow e = 2,9 - 0,2 = 2,7 \text{ m}$

Grace à la symétrie des deux fléaux; on peut calculer le nombre de câbles pour l'un des deux, gauche ou droit.

Le moment à l'encastrement est :  $M = - 38196,805 \text{ t.m} \Rightarrow P = 7893,69 \text{ t}$

On trouve  $N \geq 39,295$

Donc on arrondit à **42 câbles** répartis à raison de **21 câbles** par âme.

**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.

**VII.3.4. Répartition des câbles dans chaque voussoir**

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

Soit le nombre nécessaire de câbles pour le caisson :

$$N_i = P/p_0 \text{ avec } P_i = \frac{M_i \frac{V_i}{I_i}}{\frac{S_i}{I_i} + \frac{e_i V_i}{I_i}}$$

Le tableau suivant définit le nombre des câbles arrêtés au niveau de chaque voussoir :

X (m)	M (t.m)	I <sub>y</sub> (x) (m <sup>4</sup> )	S (x) (m <sup>2</sup> )	V (m)	e (m)	P (t)	N <sub>i</sub>	N <sub>i</sub> réelle
0	38196,805	92,58	14,91	2,9	2,7	7893,69	39,29	42
4	28903,942	92,58	14,91	2,9	2,7	7871,62	39,19	42
9	22954,579	79,92	14,03	2,58	2,38	5006,93	24,92	36
14	17811,126	69,52	13,25	2,31	2,11	4081,55	20,32	30
19	13361,014	61,06	12,55	2,06	1,86	3152,20	15,69	24
24	9719,366	54,26	11,95	1,85	1,65	2367,02	11,78	18
29	6662,956	48,87	11,44	1,67	1,47	1625,46	8,09	12
34	4176,382	44,71	11,03	1,52	1,32	1047,27	5,21	8
39	2354,768	41,63	10,7	1,4	1,2	593,83	2,96	6
44	1076,878	39,51	10,47	1,31	1,11	269,87	1,34	4
49	208,099	38,27	10,33	1,26	1,06	52,02	0,26	2
54	0	37,86	10,286	1,25	1,05	0	0	0

Tab. VII.1. Nombre de câbles de fléau.

Après la détermination du nombre des câbles utiles par voussoir pour un demi-fléau, on doit trouver le nombre des câbles arrêtés :

N <sup>br</sup> de voussoir	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
N <sup>br</sup> de câbles	42	36	30	24	18	12	8	6	4	2
N <sup>br</sup> de câbles arrêté/voussoir	6	6	6	6	6	4	2	2	2	2
N <sup>br</sup> de câbles arrêté/âme	3	3	3	3	3	2	1	1	1	1

Tab. VII.2. Nombre de câbles par voussoir.

### VII.3.5. Espacement des armatures de la précontrainte

Pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminées de bétonnage) et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, on devra respecter certaines exigences du règlement BPEL.

Le schéma ci-dessous présente la disposition adéquate des câbles de précontrainte pour un gousset du voussoir sur pile:

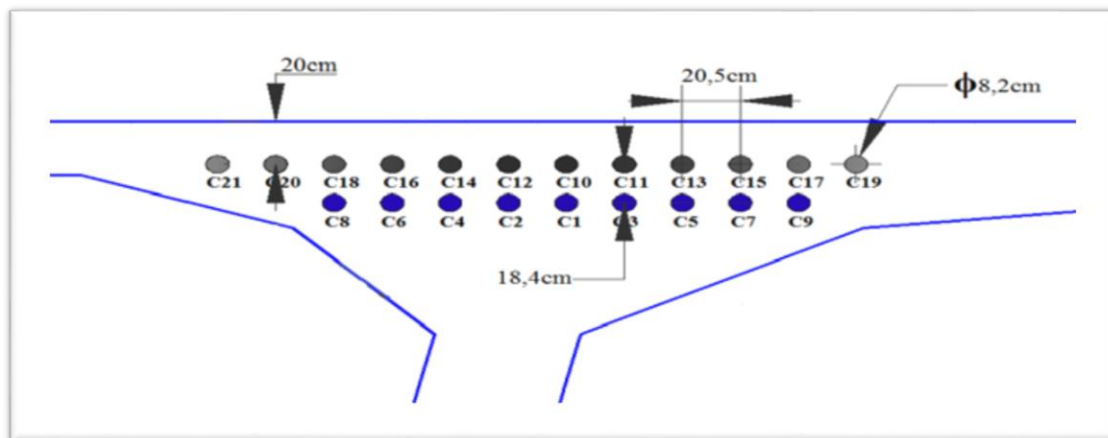


Fig. VII.1. Disposition des câbles de précontrainte de fléau.

### VII.3.6. Tracé des câbles

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments négatifs pendant la construction de la console et à rendre chaque voussoir solidaire de la partie du tablier déjà exécutée, ils accrochent tous les voussoirs d'un fléau et ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

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

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

### VII.3.7. Etude du tracé des câbles

Pour descendre dans l'axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents.

#### a) Etude de tracé en élévation

Le câble en élévation suit une ligne droite jusqu'au début du voussoir où il emprunte une courbe en forme de parabole jusqu'à son ancrage d'équation :

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

Avec :

- $d_0$  : distance du câble filant à la face supérieure du voussoir.
- $d_1$  : distance du point d'ancrage à la face supérieure voussoir.
- $L$  : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.
- $L=5m$  pour voussoir courant et  $L= 4m$  pour 1/2voussoir sur pile.

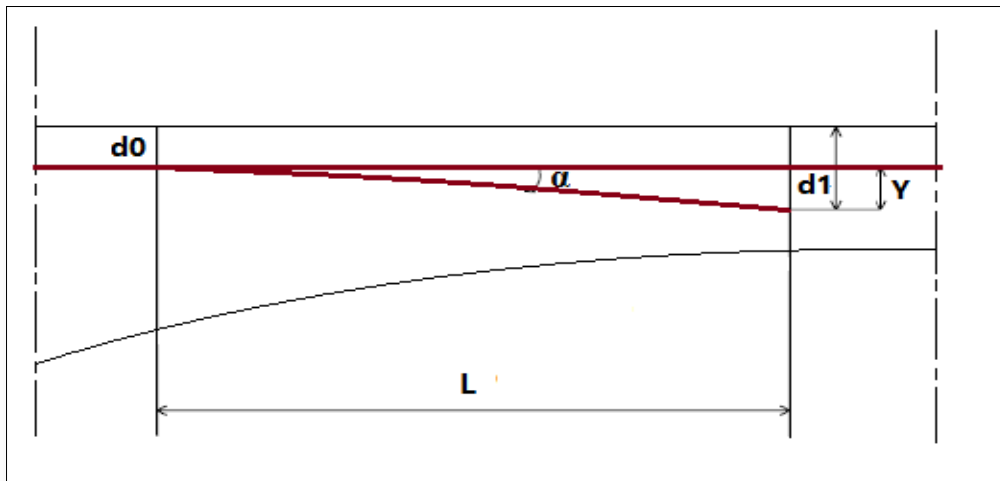


Fig. VII.2. Câblage du voussoir en élévation.

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

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

$R_{min}$  : Rayon minimal pour les câbles 12T15s = 3m.

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

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha_n &= \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{L^2} \\ \implies \alpha_n &= \operatorname{Arc} \operatorname{tg} \left( 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{L^2} \right) \end{aligned}$$

✚ Exemple de calcul : (câble N° 1) :

Le câble n° 1 s'ancrera dans V1 à une distance de 0,5m au-dessous du CDG de la section.

$$R_c = \frac{5^2}{2(3,08-0,38)} \quad \begin{cases} X = 5 \\ V = 2,58, \quad d_0 = 0,38 \\ d_1 = V + 0,5 = 3,08 \rightarrow Y = d_1 - d_0 = 2,7 \end{cases}$$

**R = 4,63 m > 3 m (vérifier).**

$$\tan \alpha = \frac{2Y}{l} = \frac{2 \times 2,7}{5} = 1,08 \implies \alpha = 0,82 \text{ rad}$$

➤ Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

$$y(X) = 0,38 + 0,108X^2$$

❖ Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionné dans le tableau suivant :

voussoir	câble	X(m)	V(m)	d <sub>0</sub> (m)	d <sub>1</sub> (m)	Y(m)	R(m)	tgα	α	
									(rad)	(degré)
V1	C1	5	2,58	0,38	3,08	2,7	4,630	1,08	0,824	47,2
	C2	5	2,58	0,38	2,58	2,2	5,682	1,1	0,833	47,73
	C3	5	2,58	0,38	2,08	1,7	7,353	0,68	0,597	34,21
V2	C4	5	2,31	0,38	2,81	2,43	5,144	0,972	0,771	44,19
	C5	5	2,31	0,38	2,31	1,93	6,477	0,772	0,657	37,67
	C6	5	2,31	0,38	1,81	1,43	8,741	0,572	0,520	29,77
V3	C7	5	2,06	0,38	2,56	2,18	5,734	0,872	0,717	41,09
	C8	5	2,06	0,38	2,06	1,68	7,440	0,672	0,592	33,90
	C9	5	2,06	0,38	1,56	1,18	10,593	0,472	0,440	25,27
V4	C10	5	1,85	0,2	2,35	2,15	5,814	0,860	0,710	40,70
	C11	5	1,85	0,2	1,85	1,65	7,576	0,660	0,583	33,42
	C12	5	1,85	0,2	1,35	1,15	10,870	0,460	0,431	24,70
V5	C13	5	1,67	0,2	2,17	1,97	6,345	0,788	0,667	38,24
	C14	5	1,67	0,2	1,67	1,47	8,503	0,588	0,531	30,46
	C15	5	1,67	0,2	1,17	0,97	12,887	0,388	0,370	21,21
V6	C16	5	1,52	0,2	1,77	1,57	7,962	0,628	0,561	32,13
	C17	5	1,52	0,2	1,27	1,07	11,682	0,428	0,404	23,17
V7	C18	5	1,4	0,2	1,4	1,2	10,417	0,48	0,448	25,64
V8	C19	5	1,31	0,2	1,31	1,11	11,261	0,444	0,418	23,94
V9	C20	5	1,26	0,2	1,26	1,06	11,792	0,424	0,401	22,98
V10	C21	5	1,25	0,2	1,25	1,05	11,905	0,42	0,398	22,78

Tab. VII.3. Tracé en élévation des câbles de fléau.

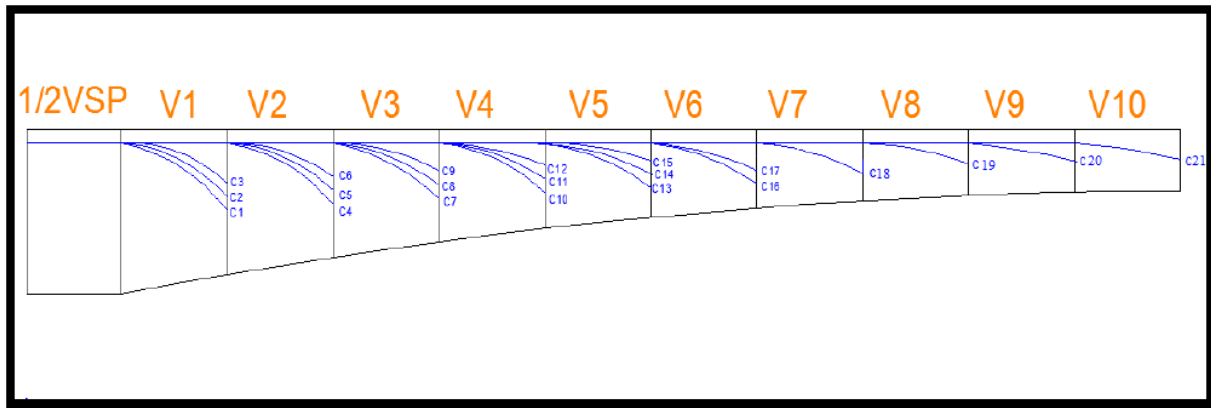


Fig. VII.3. Tracé en élévation des câbles de fléau.

**b) Etude du tracé des câbles en plan**

Le tracé en plan des câbles suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps deux courbures; en plan et en élévation, ce qui pose beaucoup de problème au niveau de l'exécution.

Lorsque les courbes augmentent, les pertes par frottement sont importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus rectiligne possible.

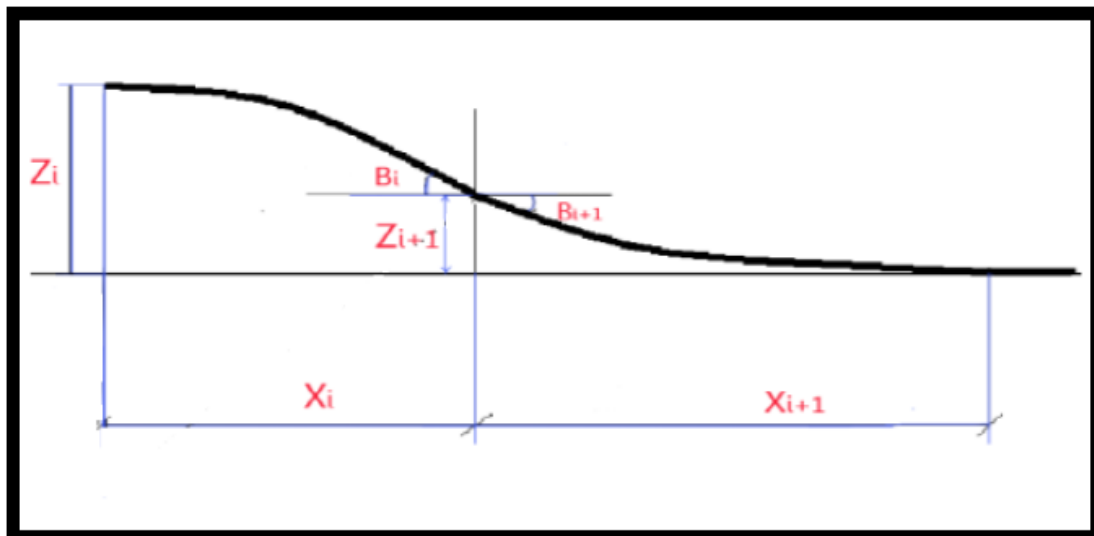


Fig. VII.4. Tracé d'un câble en plan.

Le tracé suit une équation parabolique de la forme :

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

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

$$Z(x) = Z_i + (Z_{i+1} - Z_i) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Le rayon de courbure :

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

L'inclinaison :

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

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} \beta_i: \text{L'inclinaison dans la section intermédiaire.} \\ \beta_{i+1}: \text{L'inclinaison dans la section d'ancrage.} \\ R_i: \text{Le Rayon de courbure dans la première section.} \\ R_{i+1}: \text{Le Rayon de courbure dans la deuxième section.} \end{array} \right\}$$

Le tracé des câbles C1 et C10 est confondu avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

**✚ Exemple de calcul pour le câble « C2 »**

$$Z_i = 0,205 \text{ m}$$

$$Z_{i+1} = \frac{0,205}{2} = 0,1025 \text{ m}$$

➤ **Equation de la courbe :**

$$Z(x) = 0,205 + (0,205 - 0,1025) \left(\frac{x}{5}\right)^2 = 0,205 + 0,0041 x^2$$

➤ **Le rayon de la courbure**

$$R_i = \frac{2,5^2}{2(0,205 - 0,1025)} = 30,49 \text{ m} = R_{i+1}$$

➤ **L'inclinaison dans la section intermédiaire**

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(0,205 - 0,1025)}{2,5} = 0,082 \implies \beta_i = 0,082 \text{ rad} = \beta_{i+1}$$

❖ Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionné dans le tableau suivant :

Voussoir	Câble	L(m)	$X_i = X_{i+1}$ (m)	$Z_i$ (m)	$Z_{i+1}$ (m)	$R_i=R_{i+1}$ (m)	$\beta_i = \beta_{i+1}$	
							(rad)	(degré)
V1	C1	5	2,5	0	0	$\infty$	0	0,00
	C2	5	2,5	-0,205	-0,1025	-30,49	-0,082	-4,70
	C3	5	2,5	0,205	0,1025	30,49	0,082	4,70
V2	C4	5	2,5	-0,41	-0,205	-15,24	-0,164	-9,44
	C5	5	2,5	0,41	0,205	15,24	0,164	9,44
	C6	5	2,5	-0,615	-0,3075	-10,16	-0,246	-14,24
V3	C7	5	2,5	0,615	0,3075	10,16	0,246	14,24
	C8	5	2,5	-0,82	-0,41	-7,62	-0,328	-19,15
	C9	5	2,5	0,82	0,41	7,62	0,328	19,15
V4	C10	5	2,5	0	0	0	0	0
	C11	5	2,5	0,205	0,1025	30,49	0,082	4,70
	C12	5	2,5	-0,205	-0,1025	-30,49	-0,082	-4,70
V5	C13	5	2,5	0,41	0,205	15,24	0,164	9,44
	C14	5	2,5	-0,41	-0,205	-15,24	-0,164	-9,44
	C15	5	2,5	0,615	0,3075	10,16	0,246	14,24
V6	C16	5	2,5	-0,615	-0,3075	-10,16	-0,246	-14,24
	C17	5	2,5	0,82	0,41	7,62	0,328	19,15
V7	C18	5	2,5	-0,82	-0,41	-7,62	-0,328	-19,15
V8	C19	5	2,5	1,025	0,5125	6,10	0,41	24,20
V9	C20	5	2,5	-1,025	-0,5125	-6,10	-0,41	-24,20
V10	C21	5	2,5	-1,23	-0,615	-0,615	-0,492	-29,47

Tab. VII.4. Paramètres du tracé en plan des câbles.

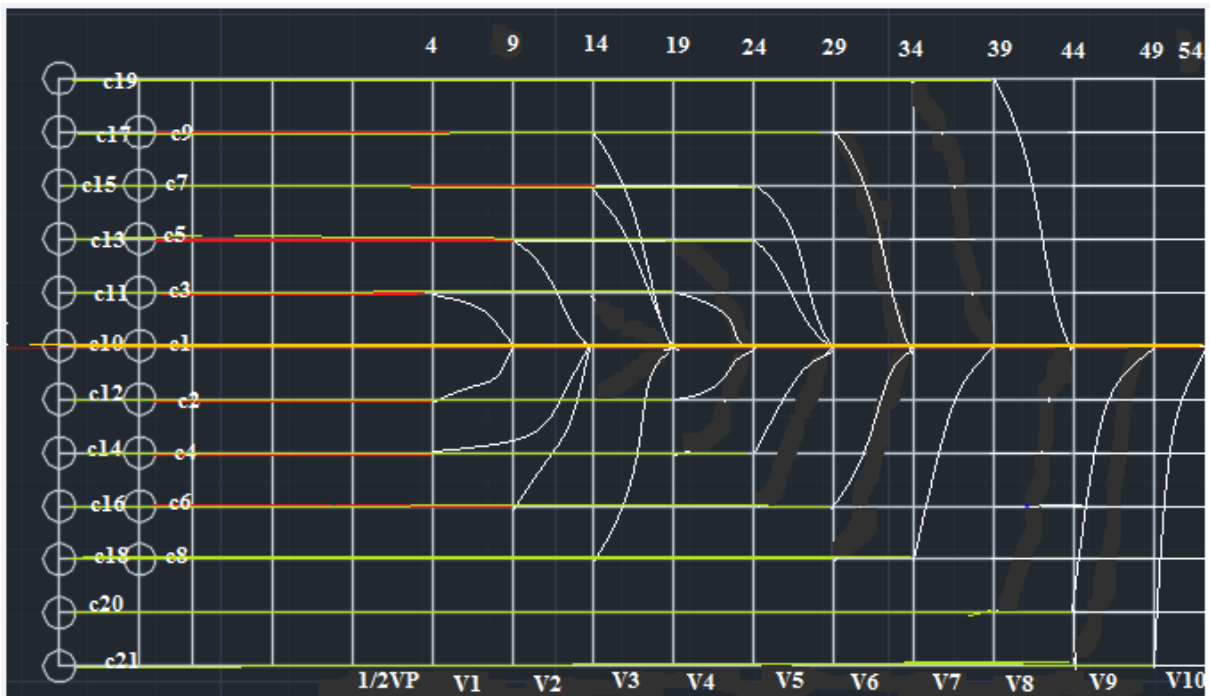


Fig. VII.5. Tracé de câbles de fléau en plan.

#### VII.4. Calcul des pertes de tension de précontrainte

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble. Cette force doit tenir compte des pertes de tension le long du câble qui se traduisent par une diminution de la force de précontrainte.

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, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

Les effets différés qui sont à l'origine de ces pertes sont le fluage et le retrait du béton et la relaxation des aciers de précontraintes.

Quant au mode de précontrainte par post-tension, le frottement de l'acier de précontrainte sur sa gaine lors de la mise en tension produit une perte instantanée. Par ailleurs, le relâchement des câbles introduit une perte de tension instantanée à l'ancrage.

##### VII.4.1. Pertes de tension instantanée

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

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

##### a) Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée  $\sigma_{p0}$  à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-(f\alpha + \Phi x)}$$

- $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$  : la tension à l'origine;
- $e$  : la base des logarithmes népériens ;
- $f(\text{rd-1}) = 0,2$  : coefficient de frottement en courbe;
- $\alpha$  (rad) : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance;
- $\Phi$  (m-1) = 0,003 : coefficient de frottement en ligne;
- $x$  (m) : la distance de la section considérée.

La perte de tension par frottement est estimée par la formule:

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) = \sigma p_0 \cdot (1 - e^{-(f\alpha + \Phi x)})$$

Donc on aura :

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) = 1488 \cdot (1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)})$$

**✚ Exemple de calcul**

Câble N°1:  $\Delta\sigma_{\text{frot}}(9) = 1488 \cdot (1 - e^{-(0,2 \times 0,824 + 0,003 \times 9)}) = 259,697 \text{ MPa}$

❖ Les résultats du calcul des pertes pour chaque câble sont donnés dans le tableau suivant :

Voussoir	câble	X(m)	$\alpha(\text{rad})$ plan	$\alpha(\text{rad})$ élévation 4	$\alpha(\text{rad})$	$\Delta\sigma_{\text{frot}}(\text{MPa})$
V1	C1	9	0,000	0,824	0,824	259,697
	C2	9	0,082	0,833	0,915	281,850
	C3	9	0,082	0,597	0,679	223,555
V2	C4	14	0,164	0,771	0,935	304,551
	C5	14	0,164	0,657	0,821	277,258
	C6	14	0,246	0,520	0,766	263,866
V3	C7	19	0,246	0,717	0,963	328,680
	C8	19	0,328	0,592	0,920	318,667
	C9	19	0,328	0,440	0,768	282,574
V4	C10	24	0,000	0,710	0,710	286,665
	C11	24	0,082	0,583	0,665	275,804
	C12	24	0,082	0,431	0,513	238,388
V5	C13	29	0,164	0,667	0,831	332,846
	C14	29	0,164	0,531	0,695	300,995
	C15	29	0,246	0,370	0,616	282,091
V6	C16	34	0,246	0,561	0,807	344,569
	C17	34	0,328	0,404	0,732	327,288
V7	C18	39	0,328	0,448	0,776	354,587
V8	C19	44	0,410	0,418	0,828	383,013
V9	C20	49	0,410	0,401	0,811	395,757
V10	C21	54	0,492	0,398	0,890	428,885
$\sum \Delta\sigma_{p_0} (\text{MPa})$						<b>6491,586</b>

Tab. VII.5. Pertes dues au frottement.

La somme des pertes dus aux frottements est :

$$\sum \Delta\sigma_{\text{frot}} = 6491,586 \text{ MPa}$$

**b) Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages (Recul d'encrage)**

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance «λ» à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

La longueur «λ» est donnée par la relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times k}} \begin{cases} \lambda < x & \text{les pertes existent} \\ \lambda > x & \text{les pertes sont nul} \end{cases} \quad \text{tel que : } k = \frac{\alpha \cdot f}{l} + \Phi$$

Avec :

- λ : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- σ<sub>p0</sub> : contrainte initiale.
- g : l'intensité du recul d'encrage. **g= 6mm.**
- E<sub>p</sub> : module d'élasticité des aciers = 190000 MPa (selon B.P.E.L.91)

La perte de tension due au relâchement des câbles est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = 2 \times \lambda \times k$$

Les pertes dues au recul d'ancrage de chaque câble sont résumées dans le tableau suivant:

Vousoir	câble	X(m)	α(rad)	k	λ(m)	Δσ <sub>r</sub> (MPa)
V1	C1	9	0,824	0,0213	5,995	0,255
	C2	9	0,915	0,0233	5,730	0,255
	C3	9	0,679	0,0180	6,507	0,234
V2	C4	14	0,935	0,0163	6,843	0,223
	C5	14	0,821	0,0147	7,212	0,212
	C6	14	0,766	0,0139	7,412	0,206
V3	C7	19	0,963	0,0131	7,636	0,200
	C8	19	0,920	0,0126	7,771	0,195
	C9	19	0,768	0,0110	8,313	0,182
V4	C10	24	0,710	0,0089	9,269	0,164
	C11	24	0,665	0,0085	9,470	0,160
	C12	24	0,513	0,0072	10,262	0,147
V5	C13	29	0,831	0,0087	9,367	0,162
	C14	29	0,695	0,0077	9,915	0,152
	C15	29	0,616	0,0072	10,280	0,148
V6	C16	34	0,807	0,0077	9,944	0,153
	C17	34	0,732	0,0073	10,240	0,149
V7	C18	39	0,776	0,0069	10,477	0,144
V8	C19	44	0,828	0,0067	10,642	0,142
V9	C20	49	0,811	0,0063	11,018	0,138
V10	C21	54	0,890	0,0062	11,030	0,136
$\sum \Delta\sigma_r$ (MPa)						<b>3.757</b>

Tab. VII.6. Pertes dues au recul d'ancrage.

La somme des pertes dus au recul d'ancrage est :

$$\sum \Delta\sigma_r = 3,757 \text{ MPa}$$

**c) Pertes dues au raccourcissement élastique du béton**

Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures précontraintes, la mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Pour le calcul de ces pertes, les règles du béton précontraint aux états limites (B.P.E.L) proposent la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{racc}(x)} = \frac{1}{2} \sigma_{b(x)} \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

- **EP** : module d'élasticité des armatures = 190 000 MPa;
- **Eij** : Module de déformation instantané du béton au jour « j » :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 35\,981,3 \text{ MPa (à 28 jours)}$$

$$\sigma_b(x) : \text{contrainte normale du béton} : \sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{|M| \cdot e}{I}$$

Avec :

- **P**: Effort de précontrainte.
- **e(x)** : excentricité du câble de précontrainte.
- **M**: Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont résumées dans le tableau suivant:

voussoir	M (MN.m)	I <sub>y</sub> (x) (m <sup>4</sup> )	S (x) (m <sup>2</sup> )	V (m)	e (m)	P (MN)	σ <sub>b(x)</sub> (MPa)	Δσ <sub>racc(x)</sub> (MPa)
V1	289,039	92,58	14,91	2,9	2,7	78,716	3,048	8,047
V2	229,545	79,92	14,03	2,58	2,38	50,069	0,281	0,741
V3	178,111	69,52	13,25	2,31	2,11	40,815	0,289	0,763
V4	133,610	61,06	12,55	2,06	1,86	31,522	0,227	0,599
V5	97,193	54,26	11,95	1,85	1,65	23,670	0,212	0,559
V6	66,629	48,87	11,44	1,67	1,47	16,254	0,134	0,353
V7	41,763	44,71	11,03	1,52	1,32	10,472	0,125	0,330
V8	23,547	41,63	10,7	1,4	1,2	5,938	0,081	0,213
V9	10,768	39,51	10,47	1,31	1,11	2,698	0,039	0,102
V10	2,080	38,27	10,33	1,26	1,06	0,520	0,008	0,021
<b>ΣΔσ<sub>racc(x)</sub>(MPa)</b>								<b>11,728</b>

Tab.VII.7. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

La somme des pertes dues au raccourcissement élastique du béton est :

$$\sum \Delta\sigma_{\text{racc}}(\mathbf{x}) = 11,728 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{inst}} = \Delta\sigma_{\text{frot}} + \Delta\sigma_{\text{r}} + \Delta\sigma_{\text{racc}} \quad \Leftrightarrow \Delta\sigma_{\text{inst}} = 6491,586 + 3,757 + 11,728$$

$$\Leftrightarrow \Delta\sigma_{\text{inst}} = 6507,071 \text{ MPa}$$

#### VII.4.2. Pertes de tension différées

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans les calculs de l'ouvrage.

##### a) Pertes dus au retrait du béton

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

Selon le règlement BPEL, la valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_{\text{rt}} = \varepsilon_{\text{r}} \times E_{\text{p}}$$

- $\varepsilon_{\text{r}}$  : étant le retrait total du béton, vaut en climat humide  $2.10^{-4}$  (BPEL).
- $E_{\text{p}}$  : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ( $E_{\text{p}} = 190000 \text{ MN/mm}^2$  pour les torons).

Alors :

$$\Delta\sigma_{\text{rt}} = 190000 \times 2.10^{-4} = 38 \text{ MPa}$$

##### b) Pertes dus au fluage du béton

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le BPEL la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{\text{flu}} = \frac{E_{\text{ij}}}{E_{\text{p}}} (\sigma_{\text{b}} + \sigma_{\text{max}})$$

Où :

- $E_{\text{p}}$ : Module d'élasticité de l'acier.
- $E_{\text{ij}}$ : Module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.
- $\sigma_{\text{max}}$  et  $\sigma_{\text{b}}$  sont respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau de centre de gravité des armatures de précontrainte

Comme  $\sigma_{\max} \leq 1,5 \sigma_b$  et, nous avons :  $\Delta\sigma_{flu} = 2,5 \cdot \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}$

Avec :

- $\sigma_b(x)$  : contrainte normale du béton :  $\sigma_{b(x)} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{|M| \cdot e}{I}$
- **P**: Effort de précontrainte.
- **e(x)** : excentricité du câble de précontrainte.
- **M**: Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

Les valeurs des pertes par fluage sont données dans le tableau suivant :

vousoir	M (MN.m)	I <sub>y</sub> (x) (m <sup>4</sup> )	S (x) (m <sup>2</sup> )	V (m)	e (m)	P (MN)	$\sigma_{b(x)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{flu(x)}$ (MPa)
V1	289,039	92,58	14,91	2,9	2,7	78,716	3,048	40,233
V2	229,545	79,92	14,03	2,58	2,38	50,069	0,281	3,709
V3	178,111	69,52	13,25	2,31	2,11	40,815	0,289	3,814
V4	133,610	61,06	12,55	2,06	1,86	31,522	0,227	2,996
V5	97,193	54,26	11,95	1,85	1,65	23,670	0,212	2,798
V6	66,629	48,87	11,44	1,67	1,47	16,254	0,134	1,768
V7	41,763	44,71	11,03	1,52	1,32	10,472	0,125	1,650
V8	23,547	41,63	10,7	1,4	1,2	5,938	0,081	1,069
V9	10,768	39,51	10,47	1,31	1,11	2,698	0,039	0,514
V10	2,080	38,27	10,33	1,26	1,06	0,520	0,008	0,105
$\Sigma\Delta\sigma_{flu(x)}$ (MPa)								<b>58,656</b>

Tab.VII.8. Pertes de tension dues au fluage du béton.

La somme des pertes dues au fluage du béton est :

$$\Sigma\Delta\sigma_{flu(x)}(\text{MPa}) = 58,656 \text{ MPa}$$

### c) Pertes dues à la relaxation des aciers de précontrainte

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers à la relaxation normale (RN) et à très base relaxation (TBR).

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % ( $\rho_{1000}$ )

Pour notre cas on utilise des aciers à très base relaxation (TBR) avec :  $\rho_{1000} = 2.5\%$

Pour le calcul des pertes par la relaxation des aciers, le **BPEL** propose la formule suivante :

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

Avec :

- $\sigma_{pi}$  : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x :  $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$
- $\mu_0$  : coefficient pris égal à 0,43 pour les aciers TBR.
- $\sigma_{p0}$  : tension à l'origine ;  $\sigma_{p0} = 1488$  MPa.
- $\rho_{1000}$  : valeur garantie de la relaxation à 1000h = 2.5%
- $f_{prg}$  : contrainte limite de rupture garantie = 1860 MPa.

Les pertes dues à la relaxation de chaque câble sont résumées dans le tableau suivant :

Voussoir	Câble	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	$\sigma_{pi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)
V1	C1	267,999	1220,001	41,342
	C2	290,152	1197,480	38,404
	C3	231,831	1256,169	46,231
V2	C4	305,515	1182,485	36,493
	C5	278,211	1209,789	40,000
	C6	264,813	1223,187	41,764
V3	C7	329,643	1158,357	33,494
	C8	319,625	1168,375	34,728
	C9	283,519	1204,481	39,308
V4	C10	287,428	1200,572	38,802
	C11	276,563	1211,437	40,215
	C12	239,134	1248,866	45,227
V5	C13	333,567	1154,433	33,016
	C14	301,706	1186,294	36,975
	C15	282,798	1205,202	39,402
V6	C16	345,075	1142,925	31,626
	C17	327,790	1160,210	33,721
V7	C18	355,061	1132,939	30,437
V8	C19	383,368	1104,632	27,155
V9	C20	395,997	1092,003	25,732
V10	C21	429,042	1058,958	22,132
<b><math>\Sigma \Delta\sigma_{rlx}</math> (MPa)</b>				<b>756,215</b>

Tab.VII.9. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier

La somme des pertes dues à la relaxation des aciers est :

$$\sum \Delta\sigma_{rlx}(\text{MPa}) = 756,215 \text{ MPa}$$

**+ Pertes différées totales :**

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

$$\Delta\sigma_{\text{dif}} = \Delta\sigma_{\text{rt}} + \Delta\sigma_{\text{flu}} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{\text{rlx}}$$

$$\Delta\sigma_{\text{dif}} = 38 + 58,656 + \frac{5}{6} \times 756,215$$

$$\Delta\sigma_{\text{dif}} = 726,835 \text{ MPa}$$

#### VII.4.3. Calcul des pertes totales

Les pertes totales données par :  $\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_{\text{inst}} + \Delta\sigma_{\text{dif}}$

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = 6507,071 + 726,835 = 7233,906 \text{ MPa.}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à :  $\Delta\sigma_{\text{tot}}\% = \frac{7233,906 \times 2}{1488 \times 42} \times 100 = 23,14\%$

✚ On remarque que les pertes de tension sont inférieures à 25% qu'on a supposés lors des calculs, donc les câbles reprennent largement les charges considérées.

✚ Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir **42 câbles de 12T15s.**

#### VII.4.4. Vérification des contraintes

Cette étape a pour but la vérification de 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.

En phase de construction, on doit vérifier que :

Avec :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|V}{I} \geq \overline{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M|V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}}$$

- $\sigma_{\text{sup}}$ : Contrainte créée dans la section de la fibre supérieure
- $\sigma_{\text{inf}}$ : Contrainte créée dans la section de la fibre inférieure.
- **P** : Effort de précontrainte.
- **S** : Section transversale du voussoir.
- **M** : Moment généré par application des charges.
- **V** : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.
- **V'** : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.
- $\overline{\sigma}_{\text{bt}}$  : Contrainte admissible de traction.
- $\overline{\sigma}_{\text{bc}}$  : Contrainte admissible de compression

Avec :  $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$  et  $\overline{\sigma_{bt}} = 0 \text{ MPa}$  (car on est en classe I).

Donc on doit vérifier que :  $\sigma_{sup} \geq 0$  et  $\sigma_{inf} \leq 21 \text{ MPa}$

Les résultats des vérifications sont mentionnés dans le tableau suivant :

vousoir	X (m)	M (MN.m)	I <sub>y</sub> (x) (m <sup>4</sup> )	S(x) (m <sup>2</sup> )	V (m)	V' (m)	e <sub>0</sub> (x) (m)	P (MN)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	obs
1/2vsp	4	381,968	92,58	14,91	2,9	3,6	2,7	78,936	0,005	11,859	OK
V1	9,0	289,039	79,92	14,03	2,58	3,29	2,38	78,716	2,327	9,796	OK
V2	14	229,545	69,52	13,25	2,31	3,00	2,11	50,069	-0,338	9,125	OK
V3	19	178,111	61,06	12,55	2,06	2,76	1,86	40,815	-0,195	7,871	OK
V4	24	133,610	54,26	11,95	1,85	2,54	1,65	31,522	-0,144	6,457	OK
V5	29	97,193	48,87	11,44	1,67	2,36	1,47	23,670	-0,063	5,082	OK
V6	34	66,629	44,71	11,03	1,52	2,21	1,32	16,254	-0,062	3,706	OK
V7	39	41,763	41,63	10,70	1,4	2,10	1,2	10,472	-0,003	2,451	OK
V8	44	23,547	39,51	10,47	1,31	2,02	1,11	5,938	0,004	1,434	OK
V9	49	10,768	38,27	10,33	1,26	1,97	1,06	2,698	0,000	0,668	OK
V10	54	2,080	37,86	10,28	1,25	1,95	1,05	0,520	-0,000	0,129	OK

Tab. VII.10. Vérification des contraintes de demi-fléau

 **Remarque**

On remarque, d'après le tableau précédent que les contraintes trouvées à la fibre inférieure sont inférieures à la contrainte admissible de compression, et les contraintes de la fibre supérieure sont supérieures à la contrainte admissible de traction, sauf pour les sections 8 et 9 qui subissent une légère traction qui va être compensés par les armatures passives, alors notre ouvrage travaille en sécurité durant la phase de réalisation.

### VII.5. Etude de la précontrainte de continuité

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité. D'une façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Une fois l'ouvrage est fini le schéma statique final est devenu un système hyperstatique, La précontrainte ne devra pas être surdimensionnée, car en absence des surcharges nous risquons d'obtenir des moments négatifs à mi-travée.

Les moments positifs à mi- travée et en rive résultant des combinaisons d'action de la phase de service sont utilisés pour dimensionner les câbles de continuité. Les combinaisons d'action prises et les diagrammes correspondants sont détaillés dans le chapitre précédent.

**VII. 5.1. Détermination de l'effort de précontraint et du nombre de câbles**

Pour la détermination de l'effort de précontraint et du nombre de câbles de continuités, on procèdera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau :

$$P = \frac{\frac{MV'}{I}}{\frac{1}{s} + \frac{|e|V'}{I}} \Rightarrow N \geq \frac{P}{0,75P_0}$$

**a) Travée intermédiaire**

Les résultats de calcul pour la travée intermédiaire sont résumés dans le tableau suivant :

X (m)	M (t.m)	Iy(x) (m <sup>4</sup> )	S(x) (m <sup>2</sup> )	V' (m)	e <sub>0</sub> (m)	P (t)	p <sub>0</sub> (t)	N <sub>calculé</sub>	N <sub>choisi</sub>
34	4213,921	44,71	11,03	2,21	1,32	1335,988	200,88	8,867	8
39	4878,674	41,63	10,70	2,10	1,2	1598,154	200,88	10,607	12
44	5893,173	39,51	10,47	2,02	1,11	1978,811	200,88	13,134	16
49	9943,360	38,27	10,33	1,97	1,06	3381,427	200,88	22,444	28
54	12126,985	37,86	10,28	1,95	1,05	4126,711	200,88	27,390	28
56	11679,147	37,86	10,28	1,95	1,05	3974,315	200,88	26,379	28
61	9943,360	38,86	10,33	1,97	1,06	3348,414	200,88	22,224	24
66	5977,460	39,51	10,47	2,02	1,11	2007,113	200,88	13,322	14
71	5348,099	41,63	10,70	2,10	1,2	1752,078	200,88	11,629	12
76	4213,922	44,71	11,03	2,21	1,32	1335,989	200,88	8,8675	10

Tab. VII.11. Câbles de continuités de la travée intermédiaire

Le tableau suivant détail le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée centrale :

N° de voussoir	V (1,2,3,4,5,6)	V7	V8	V9	V10	VC	V'10	V'9	V'8	V'7	V'6	V' (5,4,3,2,1)
Nombre de câbles	0	8	12	16	28	28	28	24	14	12	10	0
N <sup>br</sup> des câbles arrêtée /voussoir	0	8	4	4	12	0	4	10	2	2	10	0
N <sup>br</sup> des câbles arrêtée/gousset	0	4	2	2	6	0	2	5	1	1	5	0

Tab.VII.12. Nombre de câbles par voussoir (travée intermédiaire)

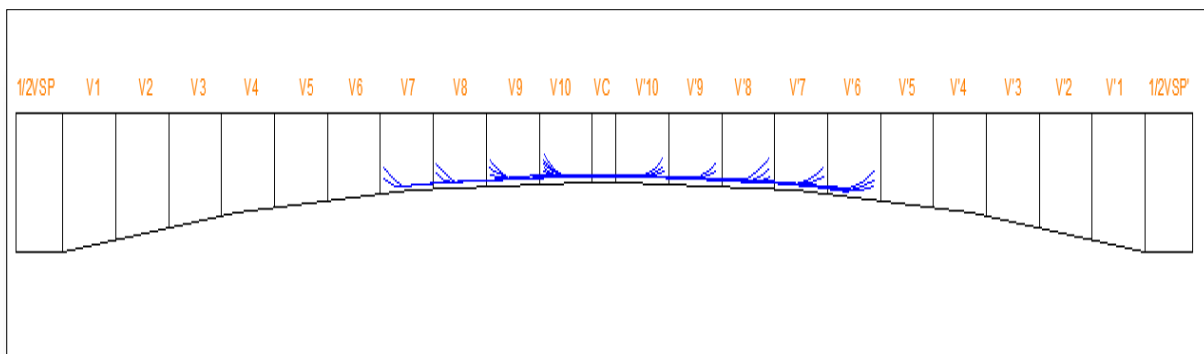


Fig.VII.6. Disposition des câbles de continuité pour la travée intermédiaire.

**b) Travée de rive**

Les résultats de calcul pour la travée de rive sont résumés dans le tableau suivant :

X (m)	M (t.m)	I <sub>y</sub> (x) (m <sup>4</sup> )	S(x) (m <sup>2</sup> )	V' (m)	e <sub>0</sub> (m)	P (t)	p <sub>0</sub> (t)	N <sub>calculé</sub>	N <sub>choisi</sub>
29	8110,63	48,8	11,44	2,36	1,47	2474,628	200,88	4,92	6
34	7535,81	44,71	11,03	2,21	1,32	2389,166	200,88	8,18	10
39	3413,34	41,63	10,70	2,10	1,2	1118,140	200,88	11,18	12
44	3046,67	39,51	10,47	2,02	1,11	1023,011	200,88	13,06	14
49	2875,24	38,27	10,33	1,97	1,06	977,779	200,88	16,41	18
54	5893,17	37,86	10,28	1,95	1,05	2005,396	200,88	18,95	20
59	0	37,86	10,28	1,95	1,05	0	200,88	0,00	20

Tab. VII.13. Câbles de continuités de la travée de rive

Le tableau suivant détail le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée de rive :

N° de voussoir	V (1,2,3,4,5)	V6	V7	V8	V9	V10	VC	VCC
nombre de câbles	0	6	10	12	14	18	20	20
Nbr des câbles arrêté/ voussoir	0	6	4	2	2	4	2	20
Nbr des câbles arrêté / gousset	0	3	2	1	1	2	1	10

Tab.VII.14. Nombre de câbles par voussoir (travée de rive)

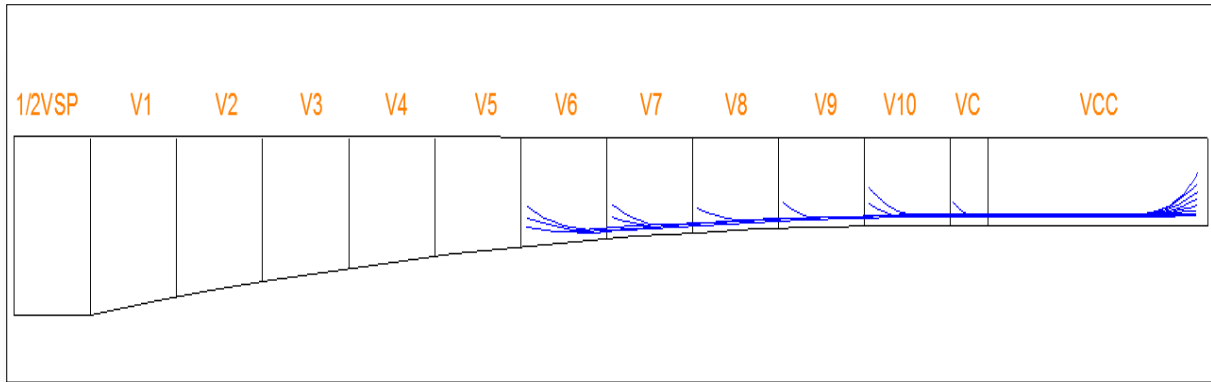


Fig.VII.7. Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive.

VII.5.2. Calcul des pertes de tension

La démarche à suivre pour la détermination des pertes est la même que celle de l'étude de la précontrainte du fléau. Les tableaux ci-dessous donnent les résultats des différentes pertes :

a) Travée intermédiaire

Câble	X(m)	$\alpha$ (rad)	$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)
C1	6	0,561	133,770
C2	6	0,404	90,572
C3	6	0,561	133,770
C4	6	0,404	90,572
C5	11	0,667	142,140
C6	11	0,531	105,030
C7	16	0,370	38,189
C8	16	0,819	162,707
C9	21	0,799	137,286
C10	21	0,667	101,152
C11	21	0,531	62,912
C12	21	0,470	45,420
C13	21	0,425	32,378
C14	21	0,379	18,925
$\Sigma \Delta\sigma_{p0} =$			<b>1294,829</b>

Tab.VII.15. Pertes dues au frottement (travée intermédiaire)

Câble	X (m)	$\alpha$ (rad)	k	$\lambda$ (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)
C1	6	0,561	0,021	5,941	0,257
C2	6	0,404	0,016	6,821	0,224
C3	6	0,561	0,021	5,941	0,257
C4	6	0,404	0,016	6,821	0,224
C5	11	0,667	0,015	7,116	0,215
C6	11	0,531	0,012	7,780	0,196
C7	16	0,370	0,007	10,023	0,152
C8	16	0,819	0,013	7,607	0,201
C9	21	0,799	0,010	8,497	0,180
C10	21	0,667	0,009	9,050	0,169
C11	21	0,531	0,008	9,751	0,157
C12	21	0,470	0,007	10,123	0,151
C13	21	0,425	0,007	10,426	0,146
C14	21	0,379	0,006	10,766	0,142
<b><math>\Sigma \Delta\sigma_r =</math></b>					<b>2,678</b>

Tab.VII.16. Pertes dues au recul d'ancrage (travée intermédiaire)

voussoir	M (MN.m)	$I_y(x)$ ( $m^4$ )	S(x) ( $m^2$ )	V' [m]	$e_0(x)$ (m)	P (MN)	$\sigma_b(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_p(x)$ (MPa)
V7	42,139	44,71	11,03	2,21	1,32	13,359	0,487	1,287
V8	48,786	41,63	10,70	2,10	1,2	15,981	0,640	1,689
V9	58,931	39,51	10,47	2,02	1,11	19,788	0,851	2,247
V10	99,433	38,27	10,33	1,97	1,06	33,814	1,512	3,992
VSC	121,26	37,86	10,28	1,95	1,05	41,267	1,843	4,867
V10	116,79	37,86	10,28	1,95	1,05	39,743	1,784	4,711
V9	99,433	38,86	10,33	1,97	1,06	33,484	1,497	3,953
V8	59,774	39,51	10,47	2,02	1,11	20,071	0,863	2,280
V7	53,480	41,63	10,70	2,10	1,2	17,520	0,701	1,852
V6	42,139	44,71	11,03	2,21	1,32	13,359	0,487	1,287
<b><math>\Sigma =</math></b>								<b>28,170</b>

Tab.VII.17. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (travée intermédiaire)

voussoir	M (MN.m)	$I_y(x)$ [ $m^4$ ]	S(x) [ $m^2$ ]	V' [m]	$e_0(x)$ [m]	P (MN)	$\sigma_b(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{flu}(x)$ (MPa)
V7	42,139	44,71	11,03	2,21	1,32	13,359	0,487	6,437
V8	48,786	41,63	10,70	2,10	1,2	15,981	0,640	8,449
V9	58,931	39,51	10,47	2,02	1,11	19,788	0,851	11,239
V10	99,433	38,27	10,33	1,97	1,06	33,814	1,512	19,960
VSC	121,26	37,86	10,28	1,95	1,05	41,267	1,843	24,337
V10	116,79	37,86	10,28	1,95	1,05	39,743	1,784	23,555
V9	99,433	38,86	10,33	1,97	1,06	33,484	1,497	19,766
V8	59,774	39,51	10,47	2,02	1,11	20,071	0,863	11,400
V7	53,480	41,63	10,70	2,10	1,2	17,520	0,701	9,2649
V6	42,139	44,71	11,03	2,21	1,32	13,359	0,487	6,437
<b><math>\Sigma =</math></b>								<b>140,850</b>

Tab.VII.18. Pertes de tension dues au fluage du béton (travée intermédiaire)

Câble	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	$\sigma_{pi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)
C1	135,314	1352,685	147,595
C2	92,485	1395,514	157,089
C3	136,274	1351,725	147,385
C4	94,788	1393,211	156,571
C5	147,222	1340,777	145,008
C6	109,937	1378,062	153,185
C7	42,294	1445,705	168,592
C8	165,188	1322,811	141,147
C9	139,318	1348,681	146,722
C10	102,608	1385,391	154,818
C11	63,069	1424,930	163,781
C12	45,571	1442,428	167,829
C13	32,524	1455,475	170,878
C14	19,067	1468,932	174,053
$\Sigma =$			<b>2194,660</b>

Tab.VII.19. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (travée intermédiaire)

**Calcul des pertes totales :**

- ✚ La somme des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{racc} \qquad \Delta\sigma_{inst} = 1325,677 \text{ MPa}$$

- ✚ La somme des pertes différées :

$$\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_{rlx} \qquad \Delta\sigma_{dif} = 2007,734 \text{ MPa}$$

- ✚ Les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{dif} \qquad \Delta\sigma_{tot} = 3333,411 \text{ MPa}$$

- ✚ Le pourcentage des pertes :

$$\Delta\sigma_{tot}\% = \frac{3333,411}{1488 \times 14} \times 100 = 16,00 \%$$

Les pertes de tension sont inférieures à 25%, Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 28 câbles de 12T15s. (14 câbles dans chaque gousset)

b) Travée de rive

Câble	X (m)	$\alpha$ (rad)	$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)
C1	27	0,561	261,416
C2	27	0,404	222,290
C3	27	0,247	181,916
C4	22	0,448	214,418
C5	22	0,448	214,418
C6	17	0,418	187,390
C7	12	0,418	167,734
C8	7	0,448	155,798
C9	7	0,448	155,798
C10	2	0,418	127,526
$\Sigma =$			<b>1888,708</b>

Tab.VII.20. Pertes dues au frottement (Travée de rive)

Câble	X (m)	$\alpha$ (rad)	K	$\lambda$ (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)
C1	27	0,561	0,0071	10,347	0,148
C2	27	0,404	0,0059	11,306	0,135
C3	27	0,247	0,0048	12,594	0,121
C4	22	0,448	0,0070	10,407	0,147
C5	22	0,448	0,0070	10,407	0,147
C6	17	0,418	0,0079	9,836	0,155
C7	12	0,418	0,0099	8,767	0,174
C8	7	0,448	0,0158	6,963	0,220
C9	7	0,448	0,0158	6,963	0,220
C10	2	0,418	0,0448	4,135	0,370
$\Sigma =$					<b>1,840</b>

Tab.VII.21. Pertes dues au recul d'ancrage (Travée de rive)

voussoir	M (MN.m)	$I_y(x)$ [m <sup>4</sup> ]	S(x) [m <sup>2</sup> ]	V' [m]	$e0(x)$ [m]	P (MN)	$\sigma_b(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_p(x)$ (MPa)
V6	81,106	48,8	11,44	2,36	1,47	24,746	0,815	2,153
V7	75,358	44,71	11,03	2,21	1,32	23,891	0,872	2,302
V8	34,133	41,63	10,70	2,10	1,2	11,181	0,447	1,182
V9	30,466	39,51	10,47	2,02	1,11	10,230	0,440	1,162
V10	28,752	38,27	10,33	1,97	1,06	9,777	0,437	1,154
VSC	58,931	37,86	10,28	1,95	1,05	10,053	0,363	0,960
VCC	0,000	37,86	10,28	1,95	1,05	24,746	3,127	8,258
$\Sigma =$								<b>17,173</b>

Tab.VII.22. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (Travée de rive)

voussoir	M (MN.m)	I <sub>y</sub> (x) [m <sup>4</sup> ]	S(x) [m <sup>2</sup> ]	V' [m]	e <sub>0</sub> (x) [m]	P (MN)	σ <sub>b</sub> (x) (MPa)	Δσ <sub>flu</sub> (x) (MPa)
V6	81,106	48,8	11,44	2,36	1,47	24,746	0,815	10,768
V7	75,358	44,71	11,03	2,21	1,32	23,891	0,872	11,514
V8	34,133	41,63	10,70	2,10	1,2	11,181	0,447	5,911
V9	30,466	39,51	10,47	2,02	1,11	10,230	0,440	5,810
V10	28,752	38,27	10,33	1,97	1,06	9,777	0,437	5,770
VSC	58,931	37,86	10,28	1,95	1,05	10,053	0,363	4,801
VCC	0,000	37,86	10,28	1,95	1,05	10,053	3,127	41,290
Σ =								<b>85,867</b>

Tab.VII.23. Pertes de tension dues au fluage du béton (Travée de rive)

Câble	Δσ <sub>inst</sub> (MPa)	σ <sub>pi</sub> (MPa)	Δσ <sub>rlx</sub> (MPa)
C1	261,564	1226,436	121,330
C2	222,425	1265,575	129,197
C3	182,037	1305,963	137,575
C4	214,565	1273,435	130,807
C5	214,565	1273,435	130,807
C6	187,545	1300,455	136,417
C7	167,908	1320,092	140,568
C8	156,018	1331,982	143,111
C9	156,018	1331,982	143,111
C10	127,896	1360,104	149,218
Σ =			<b>1362,145</b>

Tab.VII.24. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (Travée de rive)

Calcul des pertes totales :

✚ La somme des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{racc} \qquad \Delta\sigma_{inst} = 1907,721 \text{ MPa}$$

✚ La somme des pertes différées :

$$\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rlx} \qquad \Delta\sigma_{dif} = 1258,987 \text{ MPa}$$

✚ Les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{dif} \qquad \Delta\sigma_{tot} = 3166,708 \text{ MPa}$$

✚ Le pourcentage des pertes :

$$\Delta\sigma_{tot} = \frac{3166,708}{1488 \times 10} \times 100 = 21,28 \%$$

Les pertes de tension sont inférieures à 25%, Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 20 câbles de 12T15s. (10 câbles dans chaque gousset).

VII.5.3. Vérification des contraintes en phase de service

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérification :

- Premier cas : Etat à vide « on prend en considération juste le poids du tablier ».
- Deuxième cas : Etat de charge « on prend le poids du tablier et les surcharge de service ».

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{P|e|V}{I} + \frac{|M|V}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{P|e|V'}{I} - \frac{|M|V'}{I}$$

✚ État à vide (sous M min):

$$\sigma_{sup} \geq 0 \qquad \sigma_{inf} \leq 21 \text{ MPa}$$

✚ État en charge (sous M max):

$$\sigma_{sup} \leq 21 \text{ MPa} \qquad \sigma_{inf} \geq 0$$

a) Travée intermédiaire

État à vide (sous M min):

Vouss-oir	M (MN.m)	Iy(x) [m <sup>4</sup> ]	S(x) [m <sup>2</sup> ]	V [m]	V' [m]	e0(x) [m]	P (MN)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>Inf</sub> (MPa)	Obs
V7	23,049	44,71	11,03	1,52	2,21	1,32	13,359	1,395	0,943	Vérifiée
V8	40,644	41,63	10,70	1,40	2,10	1,2	15,981	2,215	0,410	Vérifiée
V9	53,361	39,51	10,47	1,31	2,02	1,11	19,788	2,930	0,284	Vérifiée
V10	61,492	38,27	10,33	1,26	1,97	1,06	33,814	4,117	1,953	Vérifiée
VSC	64,950	37,86	10,28	1,25	1,95	1,05	41,267	4,728	1,846	Vérifiée
V10	61,492	37,86	10,28	1,25	1,95	1,05	39,743	2,387	2,848	Vérifiée
V9	53,361	38,86	10,33	1,26	1,97	1,06	33,484	3,820	2,335	Vérifiée
V8	40,644	39,51	10,47	1,31	2,02	1,11	20,071	2,525	0,978	Vérifiée
V7	23,049	41,63	10,70	1,40	2,10	1,2	17,520	1,705	1,535	Vérifiée
V6	17,767	44,71	11,03	1,52	2,21	1,32	13,359	1,215	1,204	Vérifiée

Tab.VII.25. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée intermédiaire).

État en charge (sous M max):

Vouss- oir	M (MN.m)	I <sub>y</sub> (x) [m <sup>4</sup> ]	S(x) [m <sup>2</sup> ]	V [m]	V' [m]	e <sub>0</sub> (x) [m]	P (MN)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>Inf</sub> (MPa)	Obs
V7	42,139	44,71	11,03	1,52	2,21	1,32	13,359	2,044	0,0001	Vérifiée
V8	48,786	41,63	10,70	1,40	2,10	1,2	15,981	2,489	4,6484	Vérifiée
V9	58,931	39,51	10,47	1,31	2,02	1,11	19,788	3,115	2,0286	Vérifiée
V10	99,433	38,27	10,33	1,26	1,97	1,06	33,814	5,367	1,0966	Vérifiée
VSC	121,26	37,86	10,28	1,25	1,95	1,05	41,267	6,587	0,0004	Vérifiée
V10	116,79	37,86	10,28	1,25	1,95	1,05	39,743	6,344	5,197	Vérifiée
V9	99,433	38,86	10,33	1,26	1,97	1,06	33,484	5,314	9,117	Vérifiée
V8	59,774	39,51	10,47	1,31	2,02	1,11	20,071	3,160	1,073	Vérifiée
V7	53,480	41,63	10,70	1,40	2,10	1,2	17,520	2,728	0,0001	Vérifiée
V6	42,139	44,71	11,03	1,52	2,21	1,32	13,359	2,044	0,0001	Vérifiée

Tab.VII.26. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée intermédiaire)

b) Travée de rive

État à vide (sous M min):

Vouss- oir	M (MN.m)	I <sub>y</sub> (x) [m <sup>4</sup> ]	S(x) [m <sup>2</sup> ]	V [m]	V' [m]	e <sub>0</sub> (x) [m]	P (MN)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>Inf</sub> (MPa)	Obs
V6	42,928	48,8	11,44	1,67	2,36	1,47	24,746	2,387	1,846	Vérifiée
V7	17,767	44,71	11,03	1,52	2,21	1,32	23,891	1,697	2,846	Vérifiée
V8	2,002	41,63	10,70	1,40	2,10	1,2	11,181	0,661	1,620	Vérifiée
V9	16,501	39,51	10,47	1,31	2,02	1,11	10,230	1,147	0,713	Vérifiée
V10	26,123	38,27	10,33	1,26	1,97	1,06	9,777	1,465	0,135	Vérifiée
VSC	31,425	37,86	10,28	1,25	1,95	1,05	10,053	1,666	0,096	Vérifiée
VCC	31,892	37,86	10,28	1,25	1,95	1,05	10,053	1,682	0,121	Vérifiée

Tab.VII.27. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée de rive)

État en charge (sous M max):

Vouss- oir	M (MN.m)	I <sub>y</sub> (x) [m <sup>4</sup> ]	S(x) [m <sup>2</sup> ]	V [m]	V' [m]	e <sub>0</sub> (x) [m]	P (MN)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>Inf</sub> (MPa)	Obs
V6	81,106	48,8	11,44	1,67	2,36	1,47	24,746	3,6938	3,0259	Vérifiée
V7	75,358	44,71	11,03	1,52	2,21	1,32	23,891	3,6558	9,8719	Vérifiée
V8	34,133	41,63	10,70	1,40	2,10	1,2	11,181	1,7416	4,2645	Vérifiée
V9	30,466	39,51	10,47	1,31	2,02	1,11	10,230	1,6107	1,8037	Vérifiée
V10	28,752	38,27	10,33	1,26	1,97	1,06	9,777	1,5518	0,0001	Vérifiée
VSC	58,931	37,86	10,28	1,25	1,95	1,05	10,053	2,5750	1,5136	Vérifiée
VCC	58,931	37,86	10,28	1,25	1,95	1,05	10,053	2,5750	1,5136	Vérifiée

Tab.VII.28. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée de rive)

**VII.6. Conclusion**

D'après les calculs et les vérifications effectués, on conclut que l'ouvrage travaille en sécurité. On constate que les contraintes sont bien vérifiées, ce qui permet de dire que la précontrainte a été bien dimensionnée.

# *CHAPITRE VIII*

*ETUDE TRANSVERSAL*

### VIII.1. Introduction

Jusqu'à présent, on s'est intéressé uniquement à l'étude longitudinale du tablier. Du coup, on a pu déterminer les câbles longitudinaux de précontrainte en phase de construction ainsi qu'à la phase d'exploitation, il s'agit des armatures actives.

Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis...). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements. A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferrailer uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

### VIII.2. Modélisation

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

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.

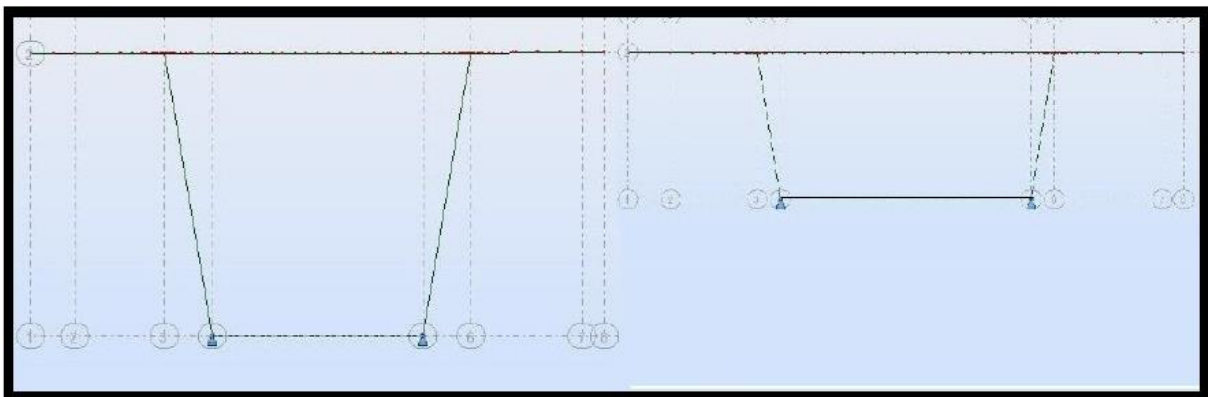


Fig. VIII.1. Condition d'appuis des voussoirs.

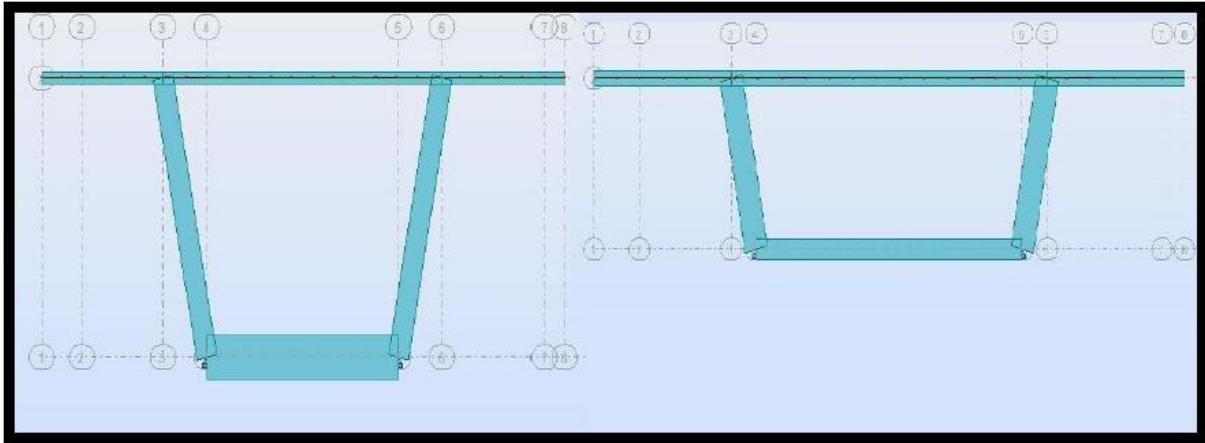


Fig. VIII.2. Modélisation des voussoirs.

### VIII.3. Définition des charges

#### VIII.3.1. Charges permanentes

##### a) Poids propre ( $P_p$ )

Le poids propre du caisson est pris en compte automatiquement par le logiciel.

##### b) Poids du revêtement

$$P_{rev} = L * e * \gamma_{BB} = (1 * 0,01 * 20) + (1 * 0,07 * 22) = 1.74 \text{ KN/ml.}$$

##### c) Poids du dispositif de sécurité

Poids des glissières de sécurité :  $P_{gl} = 0,6 \text{ KN}$  (disposés aux deux extrémités du tablier).

Pour deux glissières :  $P_{gl} = 1,2 \text{ KN}$ .

Poids de garde-corps :  $P_{gc} = 1 \text{ KN}$  (placé à l'extrémité gauche du tablier).

##### d) Poids du trottoir + poids de la corniche

Pour le trottoir de gauche :  $P (\text{trot+corniche}) = 25 \times 0,4850 = 12.125 \text{ KN}$ .

Pour le trottoir de droite :  $P (\text{trot+corniche}) = 25 \times 0,2550 = 6.375 \text{ KN}$ .

#### VIII.3.2. Surcharges d'exploitation

Nous considérerons les charges suivantes :  $A(L)$ ,  $B_c$ ,  $B_t$ ,  $MC120$  et  $D240$ .

Ces dernières seront disposées de manière à obtenir les situations les plus défavorables.

(Nous travaillerons par mètre linéaire).

**a) Chargement A(L)**

$$A(L) = 2,30 + \frac{360}{L + 12} \quad \text{avec } L = 9,50 \text{ m (largeur chargeable)}$$

$$A(L) = 1,904 \text{ t/ml}$$

**b) Sous système Bc**

Nous considérerons trois camions, mais avec un seul essieu, disposés sur le voussoir, soit **Bc = 6 t** (charge ponctuelle).

Elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique  $\delta_{bc} = 1.037$ .

**c) Sous système Bt**

Nous considérerons trois tandems, mais avec un seul essieu, sont disposés sur le voussoir, soit **Bt = 8 t** (charge ponctuelle).

Elles multipliée par un coefficient de majoration dynamique  $\delta_{bt} = 1.039$ .

**d) Système Mc120**

Représenter par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de large distant de 2,3m, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique  $\delta = 1.040$  et vaut **9,016 t/m<sup>2</sup>**

**e) Convoi exceptionnelles D240**

Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de large, elle vaut **4.032 t/m<sup>2</sup>**

**f) Surcharges sur les trottoirs**

En flexion locale elle est prise égale à 0.45 t/m<sup>2</sup> d'après le **RCPR**, Alors ; **St = 0.45 t/ml**

**VIII.4. Les combinaisons de charges**

Le voussoir doit être ferrailé sous le moment de la combinaison la plus défavorable donnée par le tableau VIII.1 ci-dessous.

Ces combinaisons sont issues du document technique réglementaire RCPR.

ELU	ELS
1.35 G + 1.6A(l) + 1.6 St	G + 1,2 A(l) + 1,2 St
1.35 G + 1.6 Bc + 1.6 St	G + 1,2 Bc + 1,2 St
1.35 G + 1.6 Bt + 1.6 St	G + 1,2 Bt + 1,2 St
1.35 G + 1.6 Mc120	G + 1,2 Mc120

Tab. VIII.1. Combinaisons de charges en flexion transversale.

### VIII.5. Détermination des efforts

Après l'analyse de la structure par le logiciel **Robot Structural**, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont :

**A l'ELU: 1,35G + 1,6 Mc120**

**A l'ELS: G + 1,2 Mc120**

Les figures suivantes nous donnent les résultats obtenus pour les combinaisons les plus défavorables :

#### VIII.5.1. Section sur pile

##### a) A l'ELU

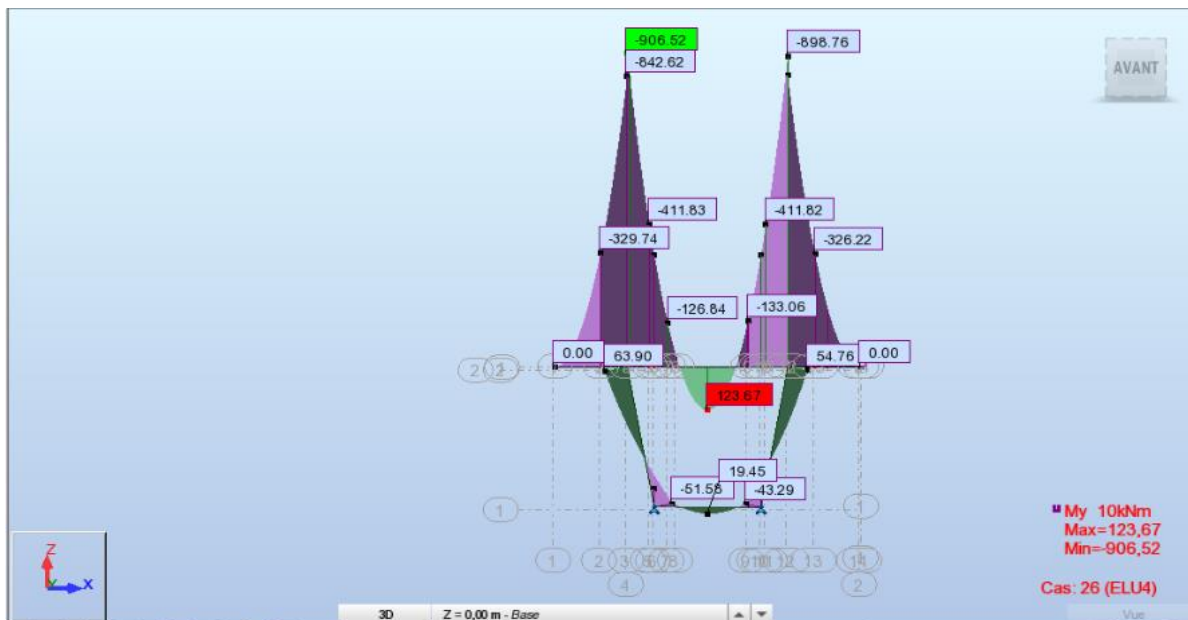


Fig. VIII.3. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Section sur pile).

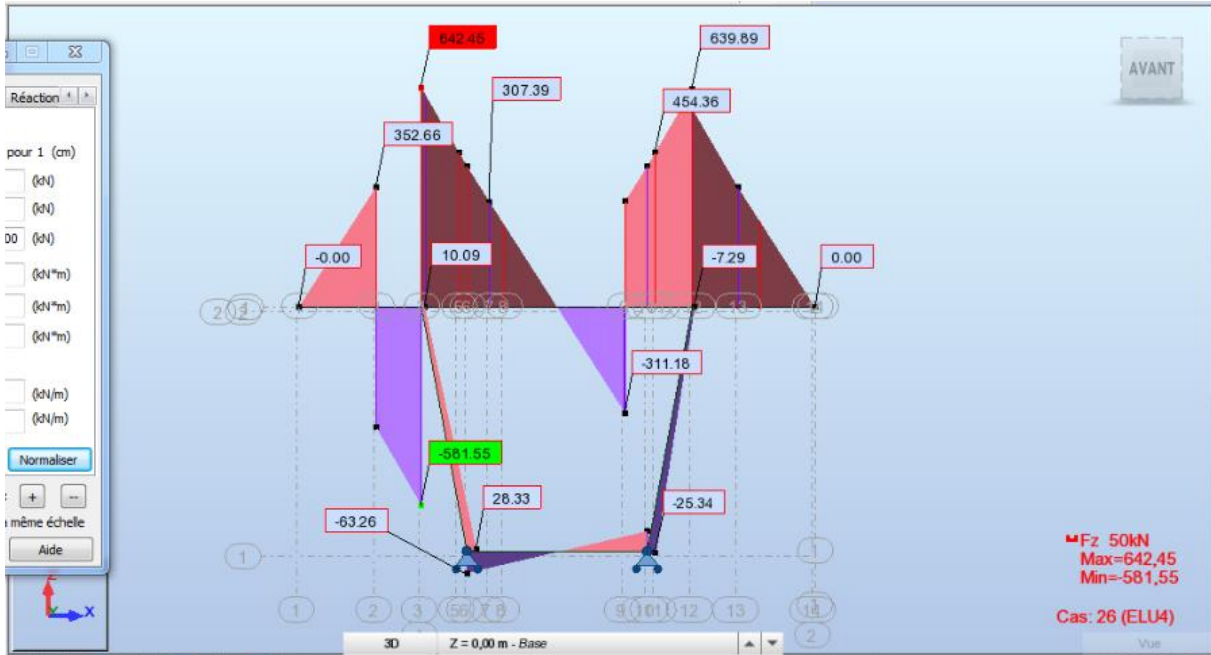


Fig. VIII.4. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Section sur pile).

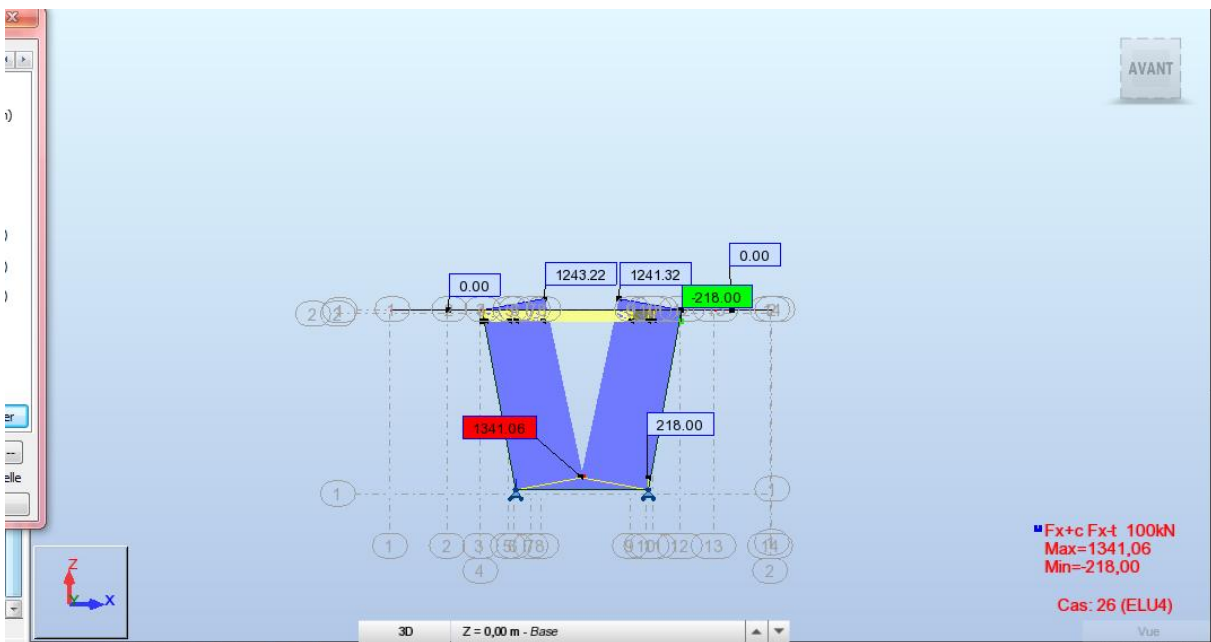


Fig. VIII.5. Diagramme des efforts normaux à l'ELU (Section sur pile).

b) A P'ELS

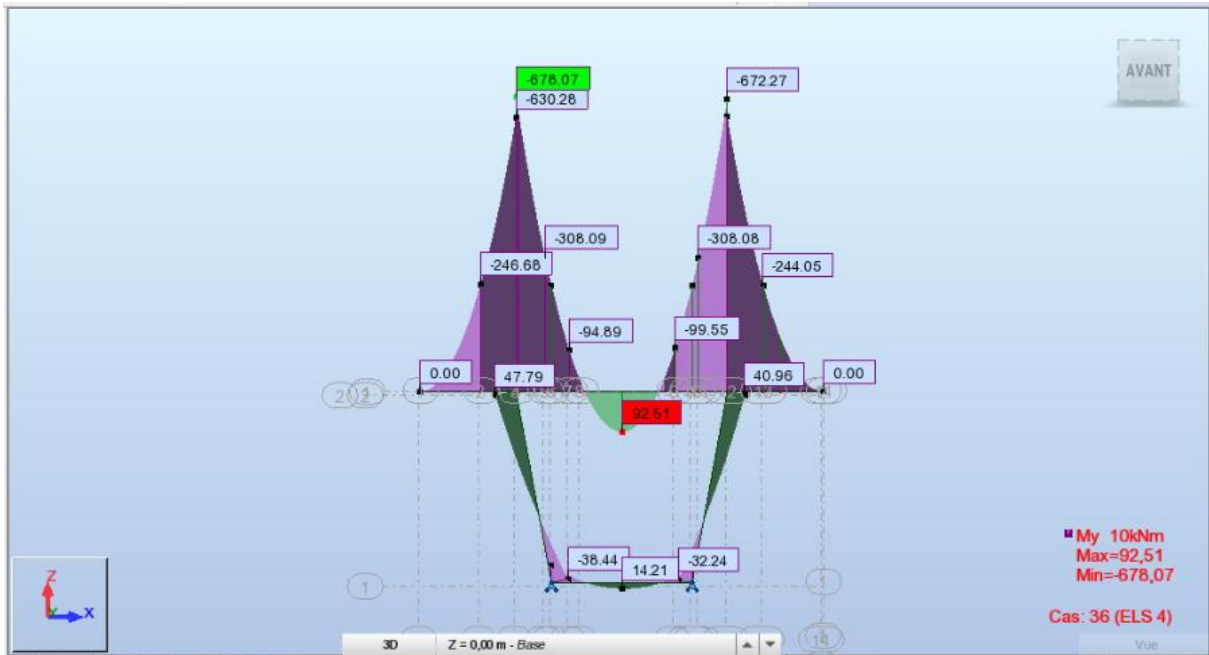


Fig. VIII.6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Section sur pile).

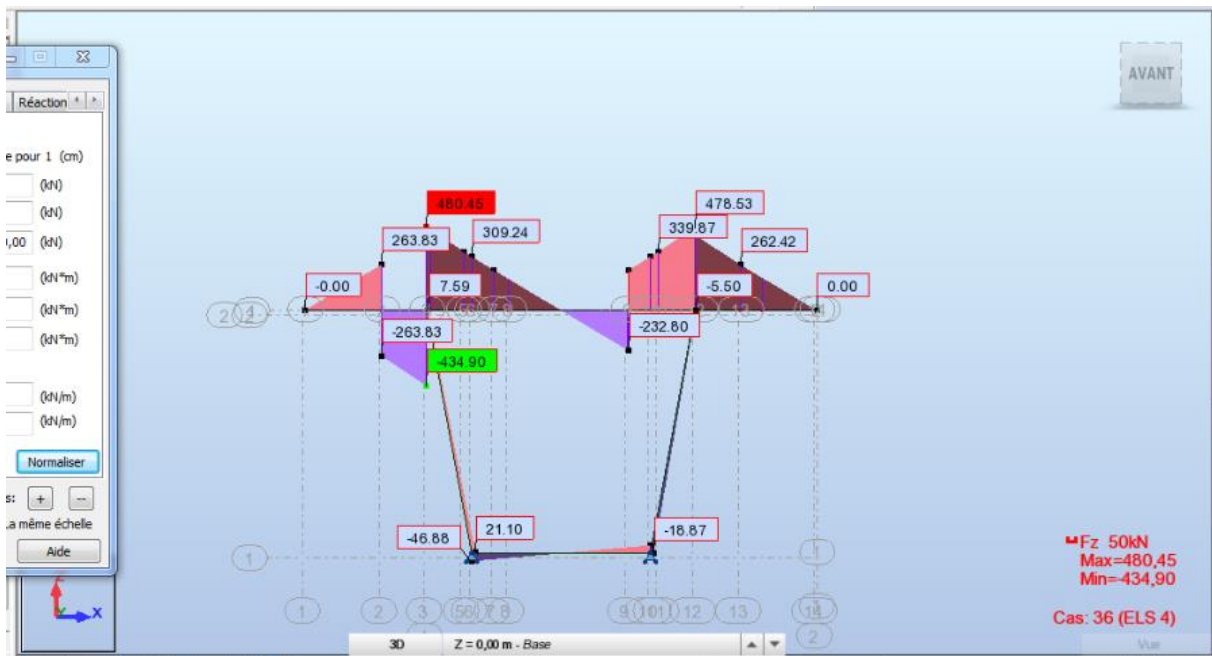


Fig. VIII.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (Section sur pile).

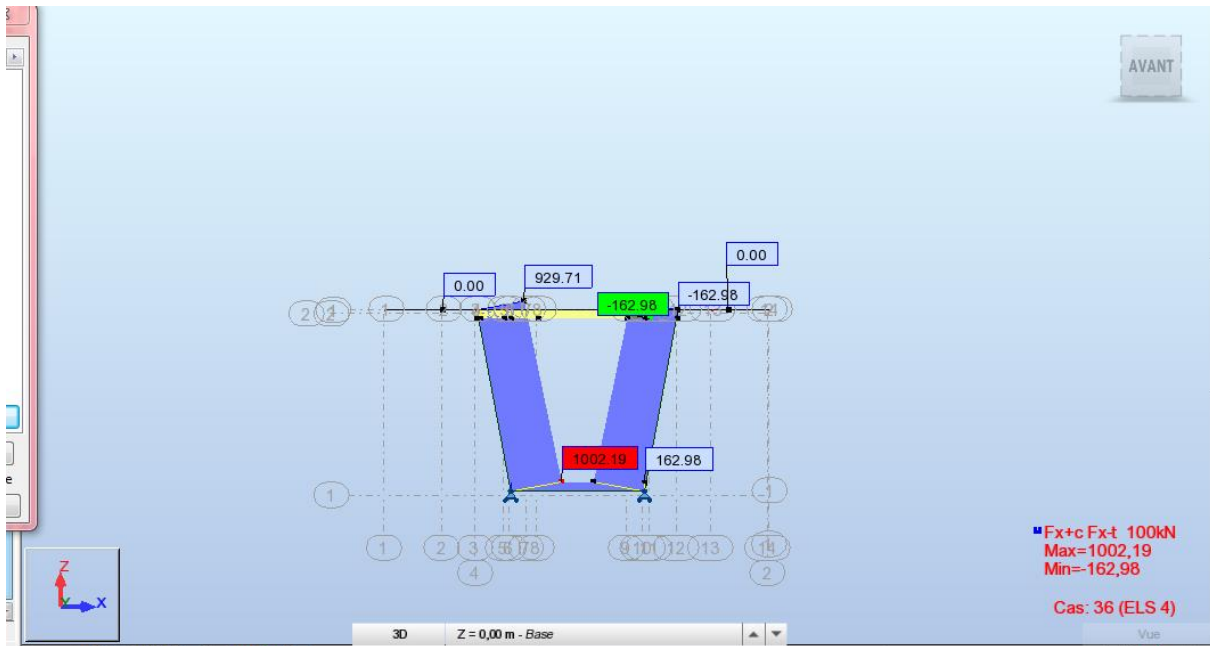


Fig. VIII.8. Diagramme des efforts normaux à l'ELS (Section sur pile)

### VIII.5.2. Section à la clé

#### a) A L'ELU

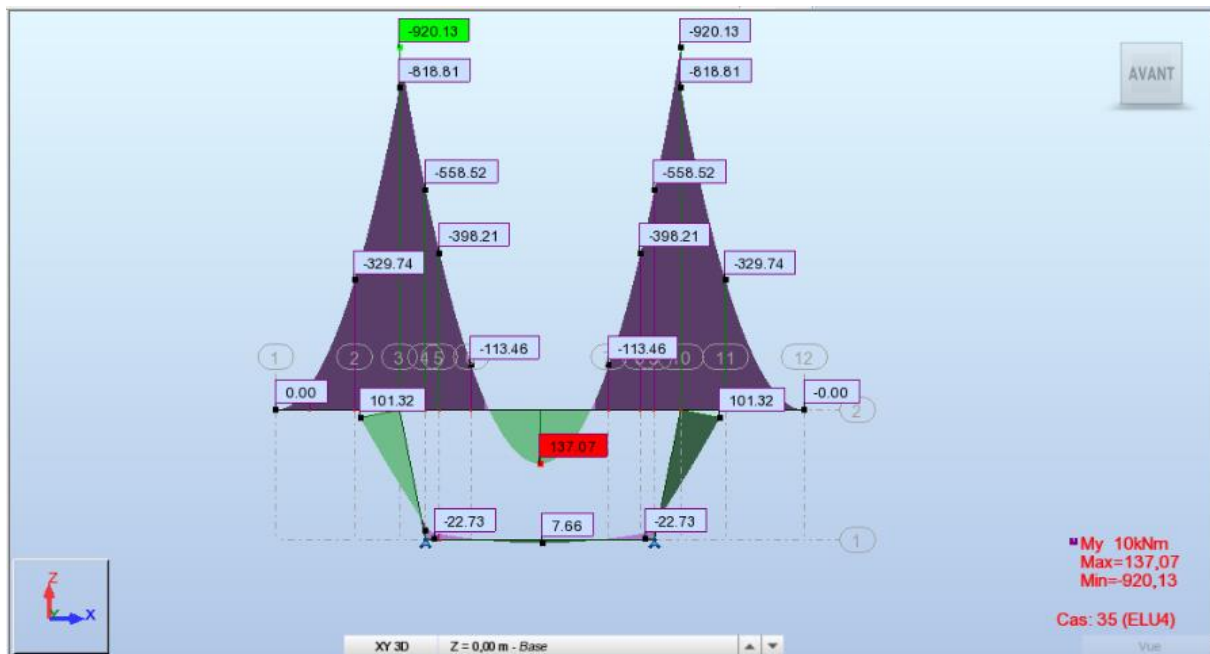


Fig. VIII.9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Section à la clé).

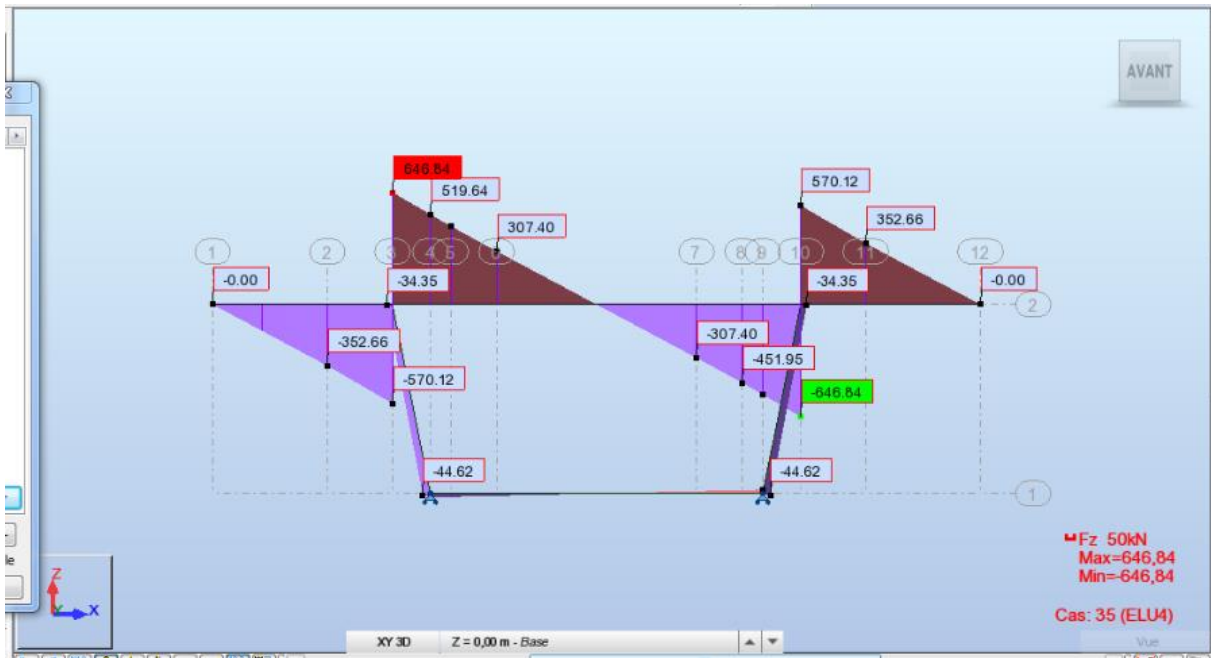


Fig. VIII.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Section à la clé).

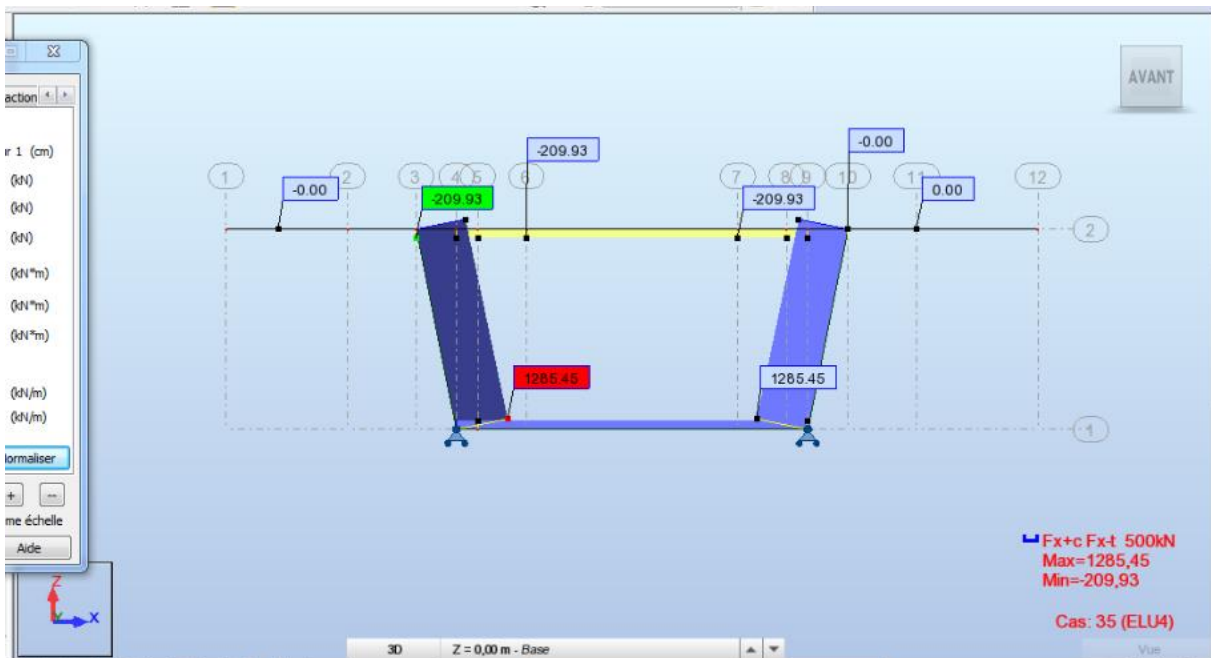


Fig. VIII.11. Diagramme des efforts normaux à l'ELU (Section à la clé).

b) A l'ELS

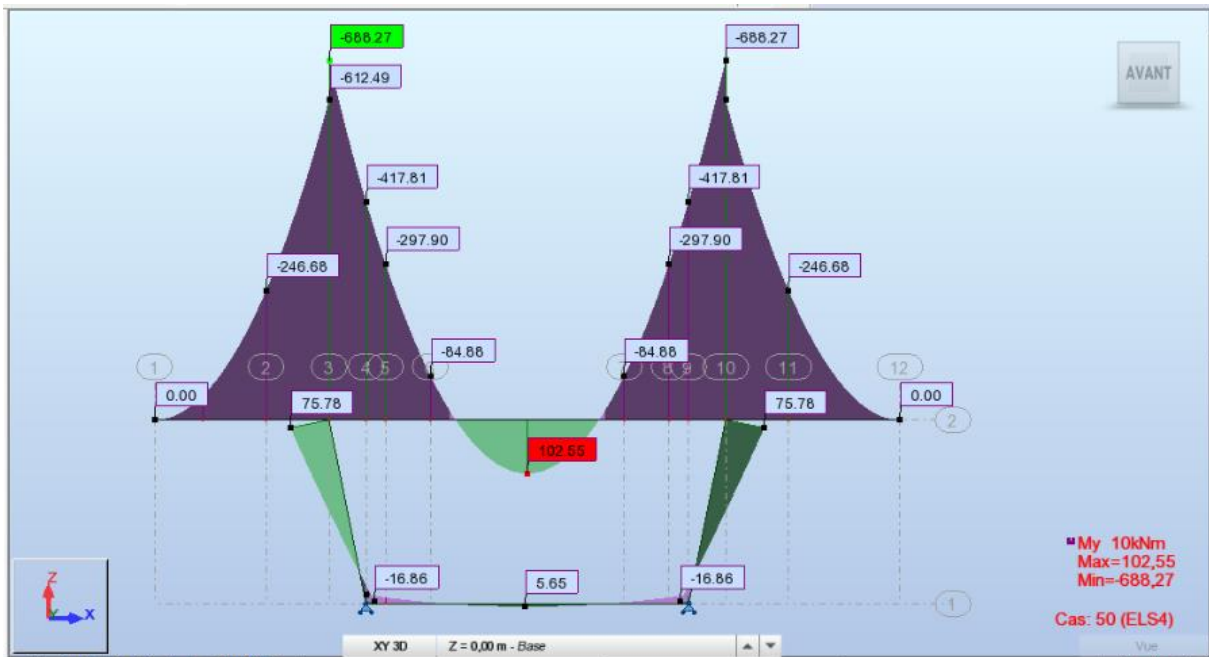


Fig. VIII.12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Section à la clé).

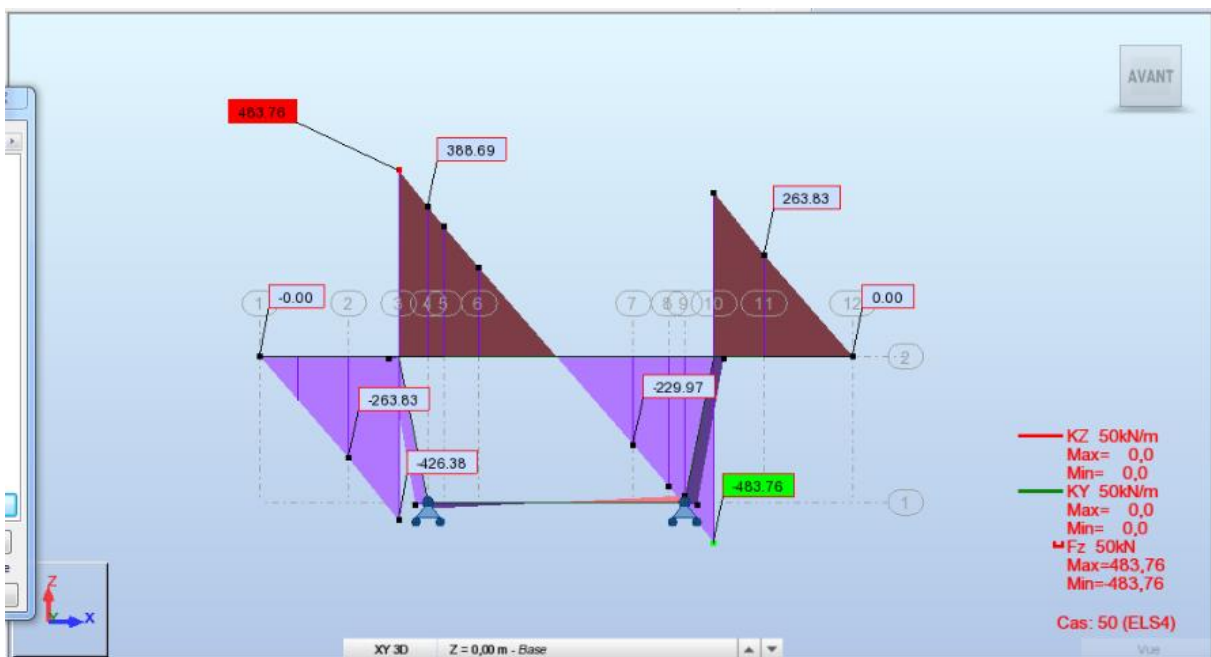


Fig. VIII.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (Section à la clé).

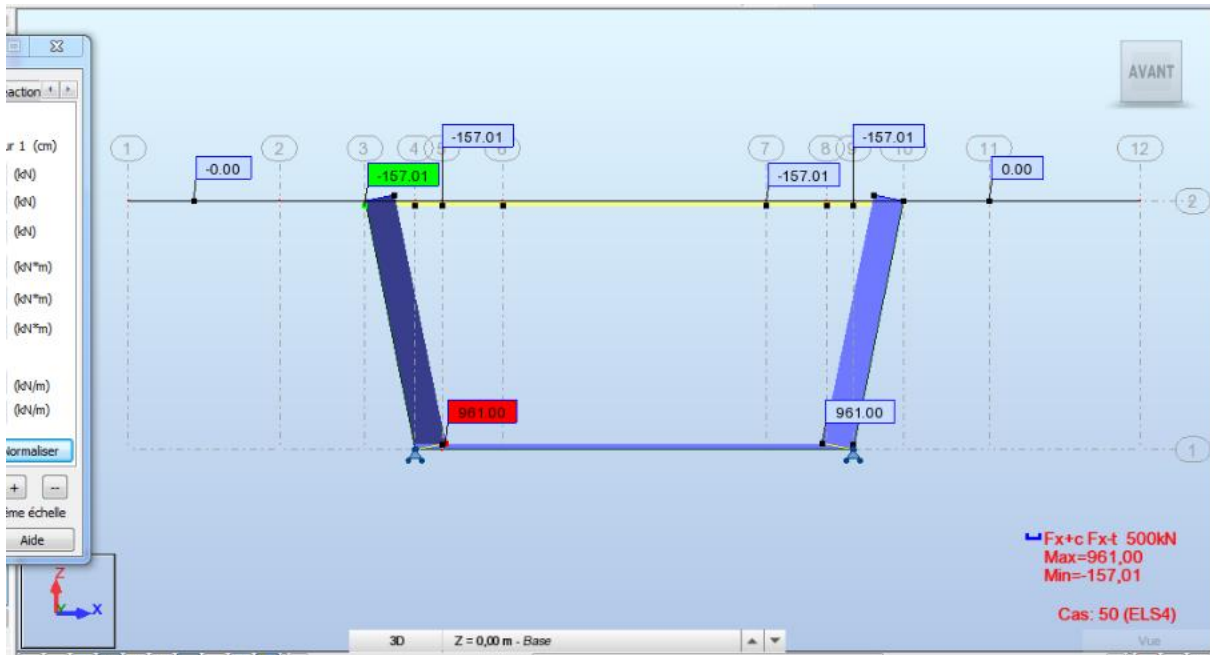


Fig. VIII.14. Diagramme des efforts normaux à l'ELS (Section à la clé).

### VIII.6. Récapitulatif des résultats

Les tableaux suivants récapitulent les moments et les efforts les plus défavorables pour les différents éléments du voussoir (en **t** et **t.m**).

#### a) Section sur pile

		E.L.U	E.L.S
Dalle supérieure	Moment a l'appui	-90,652	-67,807
	Moment en travée	12,367	9,251
Dalle inférieure	Moment a l'appui	-5,158	-3,844
	Moment en travée	1,945	1,421
Ame droite	Moment positif	5,476	4,096
	Moment négatif	-4,329	-3,224
	Effort normal	21,800	16,298
Ame gauche	Moment positif	6,390	4,779
	Moment négatif	-5,158	-3,844
	Effort normal	134,106	100,219
Ailes	Moment max	-84,262	-63,028

Tab. VIII.2. Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur pile.

## b) Section sur clé

		E.L.U	E.L.S
Dalle supérieure	Moment a l'appui	-92,013	-68,827
	Moment en travée	13,707	10,255
Dalle inférieure	Moment a l'appui	-2,273	-1,686
	Moment en travée	0,766	0,565
Ame droite	Moment positif	10,132	7,578
	Moment négatif	-2,273	-1,686
	Effort normal	128,545	96,100
Ame gauche	Moment positif	10,132	7,578
	Moment négatif	-2,273	-1,686
	Effort normal	128,545	96,100
Ailes	Moment max	-81,881	-61,249

Tab. VIII.3. Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur clé.

## VIII.7. Ferrailage des voussoirs

Le calcul du ferrailage se fera selon les règles (BAEL) à l'état limite ultime (ELU), et à l'état limite de service (ELS), ensuite en prend le cas le plus défavorable, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

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

✚ Exemple de ferrailage en flexion simple pour la dalle supérieure de la section sur pile (en travée) :

Avec :

- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,5$  (Situation courante)
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $\eta = 1,6$  : acier haute adhérence.
- $c = c' = 5 \text{ cm}$  : Nous prenons le même enrobage pour toutes les sections.

❖ À l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 35}{1 \cdot 1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,36 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,9 \cdot 0,25)^2 \cdot 19,83} = 0,120 \quad , \text{ Avec : } d = 0,9 \cdot h$$

$\mu \leq \mu_c = 0,39 \Rightarrow$  SSA (section simplement armée)

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,120}) = 0,160$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,225(1 - 0,4 \cdot 0,25) = 0,2$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

➤ La section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{12,36 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}}{0,2 \cdot 348} \times 10^4 = 17,42 \quad \Rightarrow \quad A_{st} = 17,42 \text{ cm}^2$$

❖ À l'ELS

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right) f_e = 228,63 \text{ MPa}$$

$$z = d \left(1 - \frac{\alpha'}{3}\right) = 0,161 \text{ m} \quad \text{avec} \quad d = h - c = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{et : } \alpha' = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0,579$$

Alors :

$$A_{st} = \frac{9,25 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}}{0,161 \cdot 228,63} \cdot 10^4 = 24,65 \quad \Rightarrow \quad A_{st} = 24,65 \text{ cm}^2$$

➤ Nous remarquons que la section d'acier donnée par le calcul à l'ELS est supérieure à celle donnée par le calcul à l'ELU. Alors on prend la section maximale.

Donc, nous aurons dans le sens longitudinal :

$$A_l = \frac{A_{st}}{3} = \frac{24,65}{3} = 8,21 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL, la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{smin} = 0,23 \frac{f_{st}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \frac{2,7}{400} 100 \cdot 20 = 3,1 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est bien vérifiée.

Donc :

$$A_{st} = 24,65 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 5\text{HA}32$$

$$A_l = 8,21 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}20$$

✚ ferrailage en flexion composé pour les âmes (section sur pile) :

**Remarque :** pour les âmes du VSP ainsi que pour les âmes du VSC on adopte la section maximale des deux âmes.

La section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$$

- Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 12,36 + 21,800 * 0,2 = 16,72 \text{ t.m}$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b*d^2*f_{bc}} = \frac{16,72*9,81*10^{-3}}{1*(0,9*0,5)^2*19,83} = 0,04 \quad \mu \leq \mu_c = 0,39 \Rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

- Section d'armatures :

$$A_t = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{Avec } A_f = \frac{M_f}{\beta*d*\sigma_{st}} = \frac{16,72*9,81*10^{-3}}{0,955*0,45*348} * 10^4 = 10,96 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 10,96 - \frac{21,800*9,81*10}{348} \Rightarrow A_t = 4,82 \text{ cm}^2$$

Donc, nous prenons : **4HA16**

Les résultats des autres calculs sont résumés dans les tableaux suivant :

a) Section sur pile

		b (m)	h (m)	Mu (t.m)	Ms (t.m)	Nu (t)	Ns (t)	Ast (ELU) (cm <sup>2</sup> )	Ast (ELS) (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Arm. trans.	Al (cm <sup>2</sup> )	Arma longis
Dalle sup	Appui	1	0,25	90,65	67,8	/	/	127,76	180,69	3,11	7HA14	60,23	8HA32
	Travée	1	0,25	12,36	9,25	/	/	17,42	24,52	3,11	5HA32	8,17	3HA20
Dalle inf	Appui	1	0,85	5,15	3,84	/	/	7,25	10,23	12,42	4HA20	3,41	2HA16
	Travée	1	0,85	1,94	1,42	/	/	2,73	3,78	12,42	4HA20	1,26	1HA14
Aile	M <sub>max</sub>	1	0,25	84,26	63,02	/	/	118,76	167,95	3,11	7HA25	55,98	7HA32
Ame	/	1	0,5	5,47	4,09	21,80	16,29	7,70	/	6,99	4HA16	6,99	5HA14

Tab. VIII.4. Ferrailage du voussoir sur pile.

b) Section sur clé

		b (m)	h (m)	Mu (t.m)	Ms (t.m)	Nu (t)	Ns (t)	Ast (ELU) (cm <sup>2</sup> )	Ast (ELS) (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Arm. trans.	Al (cm <sup>2</sup> )	Arma longis
Dalle sup	Appui	1	0,25	92,01	68,82	/	/	129,68	183,4	3,11	7HA40	61,13	8HA32
	Travée	1	0,25	13,70	10,25	/	/	19,30	27,31	3,11	5HA32	9,10	3HA20
Dalle inf	Appui	1	0,25	2,27	1,86	/	/	3,19	4,95	3,11	7HA40	1,65	2HA14
	Travée	1	0,25	0,76	0,56	/	/	1,07	1,49	3,11	5HA32	0,49	1HA8
Aile	M <sub>max</sub>	1	0,25	81,88	61,24	/	/	115,40	163,20	3,11	7HA25	54,4	7HA32
Ame	/	1	0,5	10,13	7,57	128,54	96,10	14,27	/	6,99	5HA16	6,99	5HA14

Tab. VIII.5. Ferrailage du voussoir sur clé.

VIII.8. Vérification des contraintes tangentielles

La formule de vérification dans le cas d'une fissuration préjudiciable est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\{0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\}$$

Avec :

- $\tau_u$ : Contrainte de cisaillement ultime.
- $\tau_u$ : Contrainte de cisaillement admissible.
- $b$  : largeur de la section.
- $d$  : hauteur utile.

**Remarque :** la vérification se fait au niveau des appuis là où l'effort tranchant est important.

Les résultats de vérification sont résumés dans les tableaux suivants :

a) Section sur pile

Section	b (cm)	d (cm)	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observations
Dalle sup	100	22,5	581,55	2,58	3,5	Ok
Dalle inf	100	76,5	63,26	0,08	3,5	Ok
Console	100	22,5	352,66	1,56	3,5	Ok
Ames	100	45	10,09	0,02	3,5	Ok

Tab. VIII.6. Vérification des contraintes tangentielles (Section sur pile)

b) Section sur clé

Section	b (cm)	d (cm)	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observations
Dalle sup	100	22,5	646,84	2,87	3,5	Ok
Dalle inf	100	22,5	44,62	0,19	3,5	Ok
Console	100	22,5	352,66	1,56	3,5	Ok
Ames	100	45	34,35	0,07	3,5	Ok

Tab. VIII.7. Vérification des contraintes tangentielles (Section sur clé)

VIII.9. Schéma de ferrailage des voussoirs

a) Section sur pile

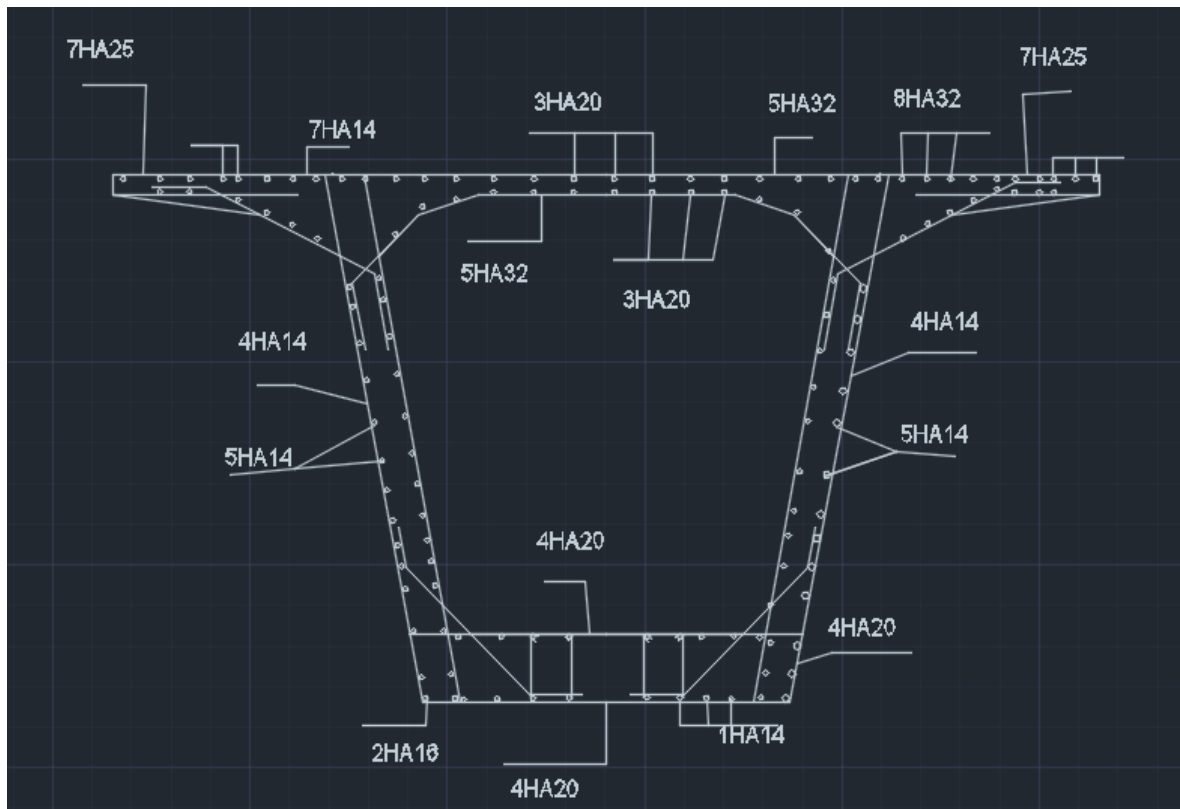


Fig. VIII.15. Schéma de Ferrailage du voussoir sur pile

## b) Section sur clé

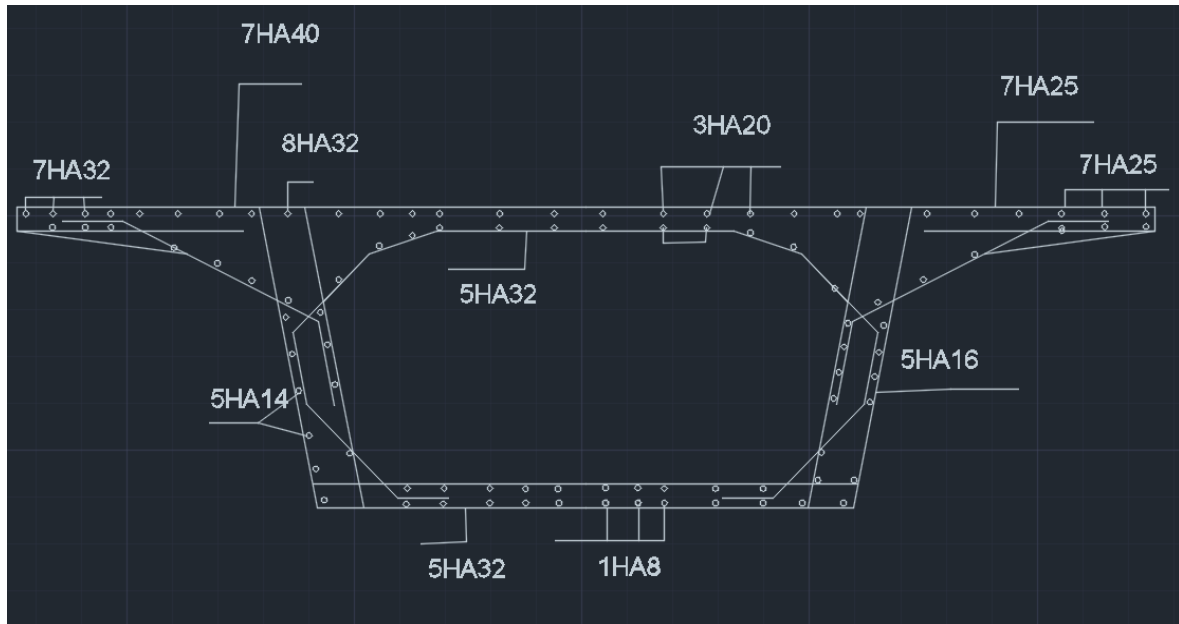


Fig. VIII.16. Schéma de ferrailage du voussoir à la clé

**VIII.10. Conclusion**

Le ferrailage de la dalle supérieure et les portes à faux sont conséquents vu l'importance des charges roulantes qui tant à fléchir la dalle, par contre l'autre élément sont moins sollicités.

Le but de ce ferrailage est de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

# *CHAPITRE IX*

## *EFFORT TRANCHANT*

## IX.1. Introduction

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme, les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes.

## IX.2. Détermination des efforts tranchant

### IX.2.1. Effort tranchant dû aux charges extérieures

L'effort tranchant dû aux charges extérieures sera celui trouvé pour la combinaison la plus défavorable à l'ELS, soit la combinaison  $G + 1,2 (A+St)$ .

### IX.2.2. Effort tranchant dû à la précontrainte

L'effort tranchant provoqué par la précontrainte est donné par :

$$V_p = P \sin \alpha \quad \text{Avec } P: \text{ effort de précontraint.}$$

$\alpha$ : angle d'inclinaison de câble par rapport à l'horizontale.

### IX.2.3. Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet résal)

Dans les ouvrages de hauteur variable, il apparaît une correction de l'effort tranchant du fait de l'inclinaison de la fibre moyenne (intrados du tablier). La compression dans le hourdis inférieur présente une composante dans la direction de l'effort tranchant, elle est donnée par la relation suivante :

$$V_{\text{Resal}} = \frac{M_{\text{ext}}}{Z} \frac{dh}{dx} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ext}} : \text{Moment du aux charges extérieures (sans le poids propre).} \\ e_s : \text{épaisseur de la dalle supérieure.} \\ e_i : \text{épaisseur de la dalle inférieure.} \\ H : \text{hauteur du voussoir.} \\ dh/dx : \text{Pente que suit la hauteur du tablier.} \end{array} \right.$$

$$Z = H - \frac{1}{2}(e_s + e_i)$$

#### IX.2.4. Calcul de l'effort tranchant réduit

L'effort tranchant réduit est donné par la relation suivante :

$$V_r = V_{\text{ext}} - V_P + V_{\text{Resal}} \Rightarrow V_r = V_{\text{ext}} - P \sin \alpha + \frac{M_{\text{ext}}}{Z} \frac{dh}{dx}$$

#### IX.3. Calcul de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement a l'ELS est donnée par :

$$\tau = \frac{V_r \times S(y)}{b_n \times I}$$

Avec :

- $V_r$  : effort tranchant réduit.
- $I$  : Moment d'inertie de toute la section,
- $S(y)$  : Moment statique de la section située au-dessus de l'axe passant par le centre de gravité,
- $b_n$  : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et le diamètre des câbles qui traversent cette âme ( $b_n = 2(0,5 - 0,082) = 0,836$  m).

#### IX.4. Vérification des contraintes de cisaillement

Il faut vérifier que la contrainte de cisaillement calculée précédemment soit inférieure à la contrainte de cisaillement admissible :

$$\tau \leq \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$$

Avec :

- $\bar{\tau}_1^2 = 0,4 f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$
- $\bar{\tau}_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left( 0,6 f_{cj} - \sigma_x \right) \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right)$

- $\sigma_x$  : Contrainte normale au niveau de la section de calcul :  $\sigma_x = P/S$
- $\sigma_t$  : Contrainte normale transversale agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément évaluée avec la largeur nette normale transversale. En l'absence d'armature transversale de précontrainte :

$$\sigma_t = 0$$

- $f_{cj} = 35$  MPa et  $f_{tj} = 2,7$  MPa.

✚ Exemple d'application pour la section 1 (voussoir 1)

- $V_{ext} = 18,60 \text{ MN}$
- $V_p = P \cdot \sin \alpha = 8,192 \text{ MN}$  avec  $P = n \cdot P_0 \cdot 0,75 = 12,05 \text{ MN}$  et  $\alpha = 0,68 \text{ rad}$ .
- $V_{Resal} = \frac{M_{ext}}{Z} \frac{dh}{dx}$   
 $V_{Resal} = 6,414 \text{ MN}$ . Avec  $\left\{ \begin{array}{l} M_{ext} = 348,28 \text{ MN.m} \\ Z = 5,87 - \frac{1}{2}(0,25 + 0,74) = 5,375 \text{ m} \\ \frac{dh}{dx} = \frac{(5,87 - 5,375)}{5} = 0,099 \text{ MN} \end{array} \right.$
- $V_r = 18,60 - 8,192 + 6,414 = 16,822 \text{ MN}$ .
- $\tau = \frac{V_r \times S(y)}{b_n \times I}$   
 $\tau = 1,981 \text{ MPa}$ . Avec  $\left\{ \begin{array}{l} V_r = 16,822 \text{ MN} \\ S(y) = 7,869 \text{ m}^3 \\ b_n = 2(0,5 - 0,082) = 0,836 \text{ m} \\ I(y) = 79,92 \text{ m}^4 \end{array} \right.$
- $\bar{\tau}_1 = 2,004 \text{ MPa}$
- $\bar{\tau}_2 = 2,859 \text{ MPa}$
- On a  $\tau = 1,981 \text{ MPa} \leq \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2) = 2,004 \text{ MPa} \Rightarrow$  donc la section est vérifiée.

Les résultats des autres vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

a) Travée de rive

Voussoir	N <sup>br</sup> de câble	V <sub>p</sub> (MN)	M <sub>ext</sub> (MN.m)	V <sub>resal</sub> (MN)	V <sub>ext</sub> (MN)	V <sub>r</sub> (MN)	σ <sub>x</sub> (MPa)	τ (MPa)	τ <sub>1</sub> (MPa)	τ <sub>2</sub> (MPa)
V1	6	8,192	348,28	6,414	18,60	16,822	1,531	1,981	2,004	2,859
V2	6	7,276	297,52	5,376	15,178	13,277	1,656	1,661	2,026	2,850
V3	6	6,626	-282,63	5,045	12,807	11,226	1,772	1,495	2,047	2,841
V4	6	6,505	213,72	3,818	11,033	8,345	1,863	1,189	2,063	2,834
V5	6	6,024	-154,12	2,703	9,381	6,060	1,946	0,918	2,077	2,828
V6	4	3,694	-103,08	1,803	7,731	5,839	1,330	0,942	1,968	2,874
V7	2	1,726	-60,3	1,028	6,236	5,537	0,679	0,940	1,845	2,921
V8	2	1,606	2,23	0,037	4,807	3,238	0,684	0,575	1,846	2,921
V9	2	1,566	-44,45	0,762	3,36	2,555	0,685	0,468	1,846	2,920
V10	2	1,554	-43,81	0,742	2,088	1,276	0,688	0,235	1,847	2,920

Tab. IX.1. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.

## b) Travée intermédiaire

Voussoir	N <sup>br</sup> de câble	V <sub>p</sub> (MN)	M <sub>ext</sub> (MN.m)	V <sub>resal</sub> (MN)	V <sub>ext</sub> (MN)	V <sub>r</sub> (MN)	σ <sub>x</sub> (MPa)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)
V1	6	8,192	-279,21	5,142	15,61	12,560	1,531	1,479	2,004	2,859
V2	6	7,276	206,02	3,722	13,66	10,105	1,656	1,264	2,026	2,850
V3	6	6,626	-142,14	2,537	11,89	7,801	1,772	1,039	2,047	2,841
V4	6	6,505	86,82	1,551	10,24	5,285	1,863	0,753	2,063	2,834
V5	6	6,024	-39,76	0,697	8,59	3,263	1,946	0,494	2,077	2,828
V6	4	3,694	-0,57	0,009	7,09	3,405	1,330	0,549	1,968	2,874
V7	2	1,726	31,32	0,534	5,66	4,467	0,679	0,758	1,845	2,921
V8	2	1,606	56,01	0,948	4,22	3,562	0,684	0,633	1,846	2,921
V9	2	1,566	73,91	1,267	2,94	2,640	0,685	0,483	1,846	2,920
V10	2	1,554	85,31	1,445	1,61	1,501	0,688	0,276	1,847	2,920

Tab. IX.2. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée intermédiaire.

## IX.5. Conclusion

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition  $\tau \leq \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$  est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme choisie est suffisante du point de vue cisaillement.

# *CHAPITRE X*

## *EQUIPEMENT DE PONT*

### X.1. Introduction

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

On désigne par équipement l'ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

### X.2. Les appareils d'appuis

Les appareils d'appuis sont des équipements de l'ouvrage placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les efforts horizontaux et verticaux à l'infrastructure ainsi que d'absorber par la rotation et distorsion, les déformations et translation de la structure.

Pour notre ouvrage, on a choisi d'utiliser des appareils d'appui en élastomère fretté car ce type est le plus utilisé pour les ouvrages en béton.

#### X.2.1. Détermination de l'aire de l'appareil d'appuis

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition

$$3\text{MPa} \leq \sigma_m = \frac{R}{a \times b} \leq 15\text{MPa} \Rightarrow \frac{R}{15} \leq a \times b \leq \frac{R}{3}$$

$$\Leftrightarrow 0,192 \text{ m} \leq a \times b \leq 0,961 \text{ m} \Rightarrow \text{on prend } a = b = 900 \text{ mm}$$

Avec :

- **R = 2,884 MN**: Réaction maximale pour chaque appareil d'appui.
- **$\sigma_m$**  : La contrainte moyenne de compression due à l'effort normal R.
- **3MPa** : La condition de non soulèvement.
- **15MPa** : La condition de non écrasement.
- **a** : Côté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage.
- **b** : Côté perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

#### X.2.2. Détermination de la hauteur nette de l'élastomère

Nous devons respecter la condition de non flambement  $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 90 \leq T \leq 180$

Nous prenons  $T = 120 \text{ mm}$

**X.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement**

**a) Contrainte de cisaillement due à l'effort normal**

Nous devons vérifier que  $\tau_{N_{max}} = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta} \leq \tau N = 3 \times G$

**Avec :**  $\sigma_m = \frac{R}{a \times b} = \frac{2,884}{0,9 \times 0,9} = 3,560 \text{ MPa}$  et  $\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{0,9 \times 0,9}{2 \times 0,01(1,8)} = 22,5$

**D'où :**

$$\left. \begin{aligned} \tau_{N_{max}} &= \frac{1,5 \times 2,884}{22,5} = 0,192 \text{ MPa} \\ \tau N &= 3 \times 1,2 = 3,6 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ On a } \tau_{N_{max}} \leq \tau N \Rightarrow \text{Donc condition vérifiée}$$

**b) Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontale**

Nous vérifions que  $\tau_h = \tau_{h1} + \frac{\tau_{H2}}{2} \leq 1,3 \times G$

Avec :

➤  $\tau_{H1} = \frac{G \times U1}{T}$  (sous l'effort statique)

**U1 = ΔL<sub>T</sub> + ΔL<sub>fl</sub> = 48 + 40 = 88 mm**

(Les valeurs de ΔL<sub>T</sub> et ΔL<sub>fl</sub> sont justifier dans le calcul des joins de chaussée).

**τ<sub>H1</sub> =  $\frac{1,2 \times 88}{120} = 0,88 \text{ MPa}$**  (G=1.2 MPa : module de déformation transversale d'appareil d'appui).

➤  $\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b}$  (sous l'effort dynamique (freinage))

D'après le RCPR, un seul camion est supposé freiner.

**F<sub>bc</sub> = 30 × bc = 30 × 1,2 = 36t ⇒ H<sub>2</sub> =  $\frac{36}{2} = 18 \text{ t}$**

**τ<sub>h2</sub> =  $\frac{18 \times 9,81 \times 10^{-3}}{(0,9)^2} = 0,218 \text{ MPa}$**

✚ D'où : **τ<sub>H</sub> = 0,88 +  $\frac{0,218}{2} = 0,989 \text{ MPa} \leq 1,3 \times G = 1,56 \text{ MPa}$**

⇒ **Donc la condition est vérifiée.**

**c) Contrainte de cisaillement due à la rotation**

Nous devons vérifier que :  $\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left( \frac{\alpha}{T} \right)^2 \alpha_t \leq 1,5G$

Avec :  $\alpha_T = \alpha + \alpha_0$

$\alpha_0$  : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02 rad.

$\alpha$  : égale à 0,003 rad.

$$\tau_{\alpha t} = \frac{1,2}{2} \left( \frac{900}{120} \right)^2 (0,003 + 0,02) = 0,776 \text{ MPa}$$

Nous avons:  $\tau_{\alpha T} < 1,5G = 1,8 \text{ MPa} \Rightarrow$  donc la condition est vérifiée

✚ La contrainte de cisaillement totale doit être vérifiée par la condition suivante :

$$\tau = \tau_{N_{\max}} + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5G \Rightarrow \tau = 0,192 + 0,989 + 0,776 = 1,957 \text{ MPa}$$

$\tau \leq 5 \times G = 6 \text{ MPa} \Rightarrow$  donc la contrainte de cisaillement totale est vérifiée

**X.2.4. Vérification de la condition de non cheminement**

$$\sigma_{\min} = \frac{R_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{\min} = 3,547 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa}$$

Avec :  $R_{\min} = 2,873 \text{ MN}$

⇒ **Donc la condition est vérifiée**

**X.2.5. Vérification de la condition de non glissement**

$$H_{\max} \leq f \times R_{\min} \quad \text{Avec : coefficient de frottement} \rightarrow f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,27$$

Et :

$$H_{\max} = H_2 = 18 \times 9,81 \times 10^{-3} = 0,176 \text{ MN}$$

$$H_{\max} = 0,176 < f \times R = 0,775 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

**X.2.6. Dimensionnement des frettes**

L'épaisseur des frettes devra vérifier les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$$t_s \geq \frac{\alpha}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{900}{22,5} \times \frac{3,928}{245} = 1,44 \text{ mm}$$

Avec :

$$\sigma_e = 245 \text{ MPa Pour l'acier inox}$$

$$\Rightarrow \text{on prend } t_s = 2 \text{ mm}$$

Notre appareil d'appuis se compose de :

- 11 feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur  $t = 10 \text{ mm}$ .
- 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur  $t/2 = 5 \text{ mm}$ .
- 12 frettes intermédiaires d'épaisseur  $t_s = 2 \text{ mm}$ .

Alors notre appareil d'appui a pour dimension  $(a \times b) = (900 \times 900) \text{ (mm}^2\text{)}$  et une hauteur totale

**T de : 144 mm.**

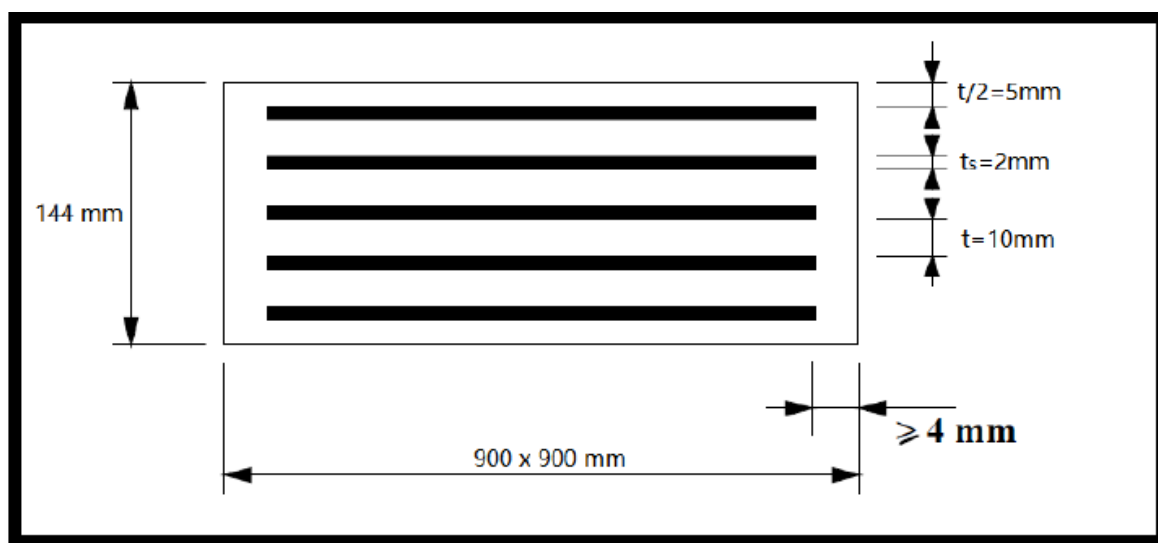


Fig. X.1. Les dimensions de l'appareil d'appui.

### Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appui qu'on a choisi peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

### X.3. Joint de chaussée

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant les variations dimensionnelles longitudinales subit, qui sont dues aux variations de température,

aux rotations sur appui du fait de la flexion du tablier, aux tassements éventuels, au retrait, au fluage et aux déformations d'exploitation.

### X.3.1.Choix du type de joint

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, En satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- **Confort et esthétique** : souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus plus une absence de bruits de vibrations.
- **Résistance** : le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- **Etanche** : en assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage et aussi à une bonne évacuation des eaux.
- **Fiable** : la pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

### X.3.2.Calcul des souffles du joint de chaussée

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur  $\Delta L$  des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Le souffle est la somme algébrique de plusieurs facteurs : la température, le retrait, le fluage et séisme.

$$W = W_D + 0,4W_T + \frac{W_S}{3}$$

AVEC :

- W : souffle total du joint,
- W<sub>D</sub> : souffle des déformations différées (retrait+fluage),
- W<sub>T</sub> : souffle thermique,
- W<sub>S</sub> : souffle sismique.

#### a) Dilatation thermique

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\frac{\Delta l}{l/2} = 3 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = w_t = 37,5 \text{ mm, (l : étant la loguer du tablier).}$$

**b) Retrait**

Le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. Nous l'évaluons à :

$$\frac{\Delta l}{l/2} = 2 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 25 \text{ mm} \quad (l : \text{étant la largeur du tablier}).$$

**c) Fluage**

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées, nous pourrions prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta l}{l/2} = k_{fl} \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 37,5 \text{ mm} \quad (l : \text{étant la largeur du tablier}).$$

**Avec :**

**$K_{fl}=3$**  : Coefficient du fluage à  $t=0$  (au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$ ) et il varie 2 à 3.

- Donc :  **$WD=25+37,5=62,5 \text{ mm}$**

**d) Souffle sismique**

La valeur du souffle sismique est prise égale à  $150 \text{ mm}$

$w_s = 150 \text{ mm}$ . (Cette valeur est justifiée dans le chapitre X : effet du séisme).

- Donc le souffle total du joint est :

$$W = 62,5 + 0,4 \times 49 + \frac{150}{3} \Rightarrow w = 132,1 \text{ mm}$$

**X.4. Conclusion**

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide du catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de  $152 \text{ mm}$ , il faut considérer la famille de joints appelée  $W_d$  (souffles moyens).

Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.



**Fig. IX.2. Joint du type Wd (souffle moyen)**

Suivant le souffle total, on a choisi le joint Wd160. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

## Conclusion générale

Le projet de fin d'étude que nous avons établi est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les cinq années du cursus universitaire passées à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO). Il constitue donc une meilleure occasion pour acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques et le passage vers des logiciels en éléments finis tridimensionnels à partir de modélisations appropriées des ouvrages de travaux publics.

- Le choix du type d'ouvrage à construire a été porté sur le pont en encorbellement successif à hauteur variable coulé sur place, en fonctions des contraintes, données naturelle et économiques de ce projet.
- L'évaluation des charges et surcharges appliquées à la structure, en déterminant les plus défavorables pour chaque cas d'étude.
- Etude de la phase d'exécution du projet avec le procédé de réalisation.
- Etude de la phase de service et puis l'évaluation de la précontrainte.
- Etude de la section transversale du voussoir.

Pendant la réalisation de ce modeste travail, nous sommes arrivés à acquérir la procédure pour faire une étude technique d'un ouvrage d'art et avons pu sentir les difficultés rencontrées en entamant ce genre de thème (pont caisson construit par encorbellement successif).

Enfin, ce mémoire, nous a donné l'opportunité de côtoyer les ingénieurs et les spécialistes expérimentés dans le domaine des ouvrages d'art. Ce fût une première étude pour nous, parmi tant d'autres, en tant qu'élèves ingénieurs, car elle nous a permis d'acquérir une certaine expérience que nous comptons mettre en œuvre dans notre carrière professionnel.

**BIBLIOGRAPHIE**

- **Bulletins technique de la SETRA** : "Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (Edition 1972).
- **Conception des ponts** : A.BERNARD – GELY & J.A CALGARO." Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2006).
- **Document technique règlementaire** : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008).
- **Guide de conception de la SETRA** : "Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (Juin 2003).
- **Le béton précontraint aux états limites** : HENRY THONIER. "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992).
- **Le fascicule n° 61 titre II du CPC** : "Programme de charges et épreuves des ponts routes" (Edition 1971).
- **Le fascicule n° 62 titre I - Section I du CCTG** : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites-BPEL91 révisé 99" (Avril 1999).
- **Le fascicule n° 62 titre I - Section II du CCTG** : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites-BPEL91 révisé 99" (Avril 1999).
- **Le fascicule n° 62 titre V du CCTG** : "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil " (Septembre 1993).
- **Projet et construction des ponts** : J.A CALGARO, M.VIRLOGEUX. "Analyse structurales des tabliers de ponts .Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 1994).
- **Projet et construction des ponts** : J.A CALGARO. "Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants. Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2000).
- **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés** : JEAN-PIERRE MOUGIN, (Edition 2000).
- **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99**, EYROLLES, (Edition 2000).
- **Règles B.P.E.L 91**, EYROLLES,( Edition 1993).

➤ **LOGICIELS :**

- Auto desk Robot Structural Analysés Professional 2016.
- AutoCAD 2016.

➤ **SITES INTERNET :**

- [www. Setra.fr](http://www.Setra.fr).
- [www. Freyssinet.com](http://www.Freyssinet.com)

➤ **THESES :**

- **Étude d'un viaduc en béton précontraint construit par encorbellement successif; réalisé par : YASSA Djamaldine, TAYEBI Massinissa. Encadré par : Mr : MERAKEB.S soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (Promotion 2017).**
- **Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place ; présenté par CHELLI Youcef, CHELOUL Fatma, CHERIFI Ibrahim. Encadré par : Mr : ADJRAD Arezki soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (Promotion 2013).**
- **Etude et conception d'un pont construit par encorbellement successif ; étudié par : SLIMANI Messaouda. Encadré par : Mr : ADJRAD Arezki soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (Promotion 2015-2016).**