

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'Arts

THEME

Étude et conception d'un tablier d'un viaduc par encorbellement successif

avec des voussoirs coulés sur place



Proposé par : l'ENGOA

Présenté par :

Mr: KHALFAOUI Yacine

Mr: YACINE L'Hocine

Mr: HOCINE Adel

Membres du jury :

Promoteur: Mr SAHOUI Hamza

Présidente : Mme HELLAL Ourida

Examinatrice: Mme MILOUDI Nassima

Remerciements

Nous remercions, avant tout, Dieu le Tout Puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté afin de réaliser ce modeste travail. Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens et encouragements ainsi que leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement, notre encadreur, Mr SAHOUI.# qui nous a accompagnés tout le long de cette expérience professionnelle avec beaucoup de patience et de pédagogie.

Sans oublier tous les enseignants de l'UMMTO sans exception, qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

À notre cher ami ingénieur Mr KAL.#AFID Pour son aide, et tout le groupe ENGOA pour leurs sacrifices.

Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail.

Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent également à tous ceux qui nous ont aidés, encouragés et soutenus.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles et difficiles de ce long chemin.

A mes chers frères ALI, FERHAT et FATEH

A mes très chères sœurs

A mon Oncle HACENE, KARIM.

A mon cousin HAKIM.

A tous mes amis qui j'ai connus particulièrement HAFID, DJAMEL, MOUHAMED, MOKRANE, LYES, RAHIM, FAHEM, BRAHIM et tous la promotion VOA.

Enfin, je remercie mes amis et binômes Yacine et Adel pour tous les efforts fournis à la réalisation de ce modeste travail.

YACINE L'HOCINE

Dédicaces

*je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime et que je remercie en exprimant
la gratitude et ma reconnaissance:*

A mes chers parents pour leur amour leurs soutiens et leurs sacrifices

*A mes frères YACINE, MAHMOUD, ELYES et à mes sœurs pour leurs soutiens et
leurs encouragements durant tout ce projet*

A tous Mes amis qui n'ont cessé de m'encourager :

(Hafid. K, Abderrahmane Agvayli Nadir, Massinissa. D)

A mes cousins (Abderrahmane, Ferhat, Mourad, Redouane et Hakim).

A mon équipe de football TARWAN KRIM

A ma chère amie Chenez Ait Mohammed

*A tous ceux qui me connaissent, et à tous mes amis et camarades de la faculté et
toute la promotions VOA et Mes professeurs.*

A mes binômes : YACINE, L'HOCINE.

HOCINE ADEL

Dédicaces

Tout d'abord, je tiens à remercier dieu clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail :

À ma chère Maman, qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et réussir, et je lui souhaite tout le bonheur du monde.

À Mon frère slimane et mes sœurs.

Mes amis Faouzi, Hafid, Nadir, Ali, Sofiane, Mourir, Samir et tout l'équipe AHB.

Mes binômes L'hocine et Adel.

"Yacine"

SOMMAIRE

SOMMAIRE	I
LISTE DES FIGURES.....	VII
LISTE DES TABLEAUX	X
INTRODUCTION GENERALE	1

CHAPITRE I : GENERALITES ET PROPOSITION DES VARIANTES

PARTIE I :	3
I.1. INTRODUCTION :	3
I.1.2. TERMINOLOGIE :	3
I.1.3. LA CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIFS :	3
I.1.3.1. Technique de construction en encorbellement successif :	4
I.1.3.2. Avantages et inconvénients du procédé et domaine d'application :	6
I.1.3.3. Domaines d'application et techniques concurrentes :	7
I.1.4. MODE DE CONSTRUCTION :	7
I.1.4.1. Tablier construit par poussage :	7
I.1.4.2. Tablier construit par cintre :	8
I.1.4.3. Tablier construit par encorbellement :	9
I.1.4.3.1. Voussoir coulé sur place :	9
I.1.4.3.2. Voussoirs préfabriqués :	10
I.1.4.3.3. Systèmes rendus continus :	11
I.1.5. LES METHODES DE MISE EN PLACE DES VOUSOIRS :	12
I.1.5.1. Par utilisation d'un engin Automoteur :	12
I.1.5.2. Par utilisation des poutres de lancement :	12
I.1.5.3. Par utilisation d'une grue :	12
PARTIE II :	13
I.1. PROPOSITION DES VARIANTES :	13
I.1.1. Pont en béton armé :	14
I.1.2. Pont en béton précontraint :	14
I.1.3. Pont métallique :	14
I.2. CHOIX DES VARIANTES :	15
I.2.1. Pont en béton précontraint en encorbellement successifs :	15
I.2.1.1. Mode de construction :	15

SOMMAIRE

I.2.1.2. Trois modes de constructions existent :	16
I.2.2. Pont mixte :	17
I.2.2.2. Forme de la section transversale :	17
I.2.3. Pont à haubans :	19
I.3. LA VARIANTE RETENUE :	20
I.4. CONCLUSION :	20

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

PARTIE I :	22
II.1. INTRODUCTION :	22
II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	22
II.2.1.1. Conception :	22
II.2.1.2. Caractéristique du pont :	22
II.3. CRITERES DE CALCUL :	23
II.3.1.1. Règlements appliqués :	23
II.4. LES DONNEES DU PROJET :	23
II.4.1.1. Données fonctionnelles :	23
II.4.1.2. Données naturelles :	25
PARTIE II :	26
II.1. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :	26
II.1.1.1. Béton :	26
II.1.1.2. Aciers :	27
II.1.1.3. Logiciels utilisés :	28

CHAPITRE III : PRE-DIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

III.1. INTRODUCTION :	30
III.2.1. PRE-DIMENSIONNEMENT :	30
III.2.1.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage :	30

SOMMAIRE

III.2.1.2. Distribution des travées :	30
III.2.1.3. Hauteur des voussoirs :	31
III.2.1.4. Découpage des voussoirs :	31
III.2.1.5. Pré-dimensionnement de la section transversale :	32
III.2.1.6. Coupe transversale du voussoir :	35
III.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :	36
III.3.1.1. Section sur pile :	37
III.3.1.2. Section sur clavage :	38
III.3.1.3. Loi de variation des différents paramètres :	39
III.3.1.4. Caractéristiques géométriques du caisson sur pile :	41

CHAPITRE IV : CHARGE ET SURCHARGE

IV.1. INTRODUCTION :	44
IV.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :	44
IV.2.1. Caractéristiques du pont :	44
IV.2.2. Les charges hors trafic :	45
IV.2.3. Les charges dues au trafic :	48
IV.3. EFFET DU VENT :	56
IV.4. SEISME :	56
IV.5. EFFET DU GRADIENT THERMIQUE :	56
IV.6. LES COMBINAISONS DE CHARGES :	57

CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINAL

V.1. INTRODUCTION :	59
V.2. PHASES DE CONSTRUCTION DES FLEAUX :	59
V.3. LES CHARGES INTERVENANTES DANS LA CONSTRUCTION :	59
V.4. LONGUEURS DES DIFFERENTS VOUSOIRS :	61
V.5. EFFORTS APPLIQUES AU DEMI-FLEAU :	61
V.5.1. Effet due au poids propre :	61

SOMMAIRE

V.5.2. Effets des surcharges réparties du chantier Qpra1	62
V.5.3. Effets des surcharges concentrées Qpra2 :	62
V.5.4. Effet du poids de l'équipage mobile Qprc1 :	62
V.5.5. Effets des surcharges réparties du vent Qw	63
V.5.6. Evaluation des forces accidentelles Fa	63
V.5.7. Effet des surcharges sur le fléau :	63
V.6. LES COMBINAISONS DE CHARGE :	64
V.7. ETUDE EN PHASE DE SERVICE :	66
V.7.1. Modélisation :	66

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

VI.1. INTRODUCTION :	69
VI.2. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTES :	69
VI.2.1. Précontrainte par post-tension :	69
VI.2.2. Béton :	70
VI.2.3. Armatures de précontrainte :	70
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINT D'OUVRAGE :	70
VI.3.1. Câbles du fléau :	70
VI.3.2. Câbles de continuités :	71
VI.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINT DU FLEAU :	71
VI.4.1. Calcul du nombre de câble d'un fléau :	72
VI.4.2. Répartitions des câbles dans chaque voussoir :	73
VI.4.3. Espacement des armatures de précontraintes :	74
VI.4.4. Tracé des câbles :	74
VI.4.5. Etude du tracé des câbles :	75
VI.5. PERTES DE TENSION DE PRECONTRAINT :	79
VI.5.1. Pertes de tension instantanée :	79
VI.5.2. Pertes de tension différées :	83
VI.5.3. Calcul des pertes totales :	86
VI.5.4. Vérification des contraintes :	86
VI.6. ETUDE DE LA PRECONTRAINT DE CONTINUIT :	87
VI.6.1. Détermination de l'effort de précontraint et du nombre de câbles :	88

SOMMAIRE

VI.6.2. Calcul des pertes de tension	90
VI.6.3. Vérification des contraintes en phase de service :	95
VI.7. CONCLUSION :	98

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSAL

VII.1. INTRODUCTION :	100
VII.2. MODELISATION :	100
VII.3. DEFINITION DES CHARGES :	100
VII.3.1. Charges permanentes :	100
VII.3.2. Surcharges d'exploitations :	101
VII.4. LES COMBINAISONS D'ACTIONS :	102
VII.5. DETERMINATION DES EFFORTS :	103
VII.5.1. Section sur pile :	103
VII.5.2. Section au clavage :	106
VII.6. RESULTAT DE L'ANALYSE :	109
VII.7. FERRAILLAGE DES VOUSOIRS :	110
VII.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :	113
VII.9. SCHEMA DE FERRAILLAGE DES VOUSOIRS :	114
VII.10. CONCLUSION :	115

CHAPITRE VIII : EFFORT TRANCHANT

VIII.1. INTRODUCTION :	117
VIII.2. DETERMINATION DES EFFORTS TRANCHANT :	117
VIII.2.1. Effort tranchant dû aux charges extérieures :	117
VIII.2.2. Effort tranchant dû à la précontrainte :	117
VIII.2.3. Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet résal) :	117
VIII.2.4. Calcul de l'effort tranchant réduit :	118
VIII.3. CALCUL DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :	118
VIII.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT :	118

VIII.5. CONCLUSION :	121
----------------------	-----

CHAPITRE IX : EQUIPEMENT DE PONT

IX.1. INTRODUCTION :	123
IX.2. LES APPAREILS D'APPUIS :	123
IX.2.1. Détermination de l'aire de l'appareil d'appuis :	123
IX.2.2. Détermination de la hauteur nette de l'élastomère :	124
IX.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement :	124
IX.2.4. Vérification de la condition de non cheminement :	125
IX.2.5. Vérification de la condition de non glissement :	126
IX.2.6. Dimensionnement des frettes :	126
IX.3. UN JOINT DE CHAUSSEE :	127
IX.3.1. Choix du type de joint :	127
IX.3.2. Calcul des souffles du joint de chaussée :	128
IX.4. LE REVETEMENT DU TABLIER :	130
IX.4.1. Couche d'étanchéité :	130
IX.4.2. Couche de roulement :	130
IX.5. DISPOSITIFS RETENUE :	130
IX.6. CORNICHES :	131
IX.7. EVACUATION DES EAUX :	131
CONCLUSION GENERALE :	132
BIBLIOGRAPHIE :	133

LISTE DES FIGURES

- Fig. I.1. Un pont en encorbellement successif
- Fig. I.2. Pont gaulois en bois
- Fig. I.3. Trésor d'Atrée
- Fig. I.4. Principe de la construction par encorbellement
- Fig. I.5. : Construction par encorbellement successifs à partir d'une travée contrepoids
- Fig. I.6. Construction par poussage
- Fig. I.7. Tablier coulé sur cintre
- Fig. I.8. Construction par encorbellement
- Fig. I.9 : voussoirs coulés sur place
- Fig. I.10 : Stabilité du fléau lors de la réalisation
- Fig. I.11 : Pose des voussoirs préfabriqués
- Fig. I.12 : voussoirs de clavage
- Fig. I.13 : Engin automoteur
- Fig. I.14 : Poutres de lancement des voussoirs
- Fig. I.15 : Pose à la grue terrestre
- Fig. I.16 : Pose à la grue fluviale
- Fig. I.17 : Pont mixte
- Fig. I.18 : Poutre en I
- Fig. I.19 : Pont à haubans
-
- Fig. II.1. Tracé en Plan
- Fig. II.2. Profil en Long
- Fig. II.3. Profil en Travers
-
- Fig.III.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage
- Fig.III.2. Détails de la section transversale
- Fig.III.3. Gousset supérieur
- Fig.III.4. Gousset inférieur
- Fig.III.5. La section du voussoir sur pile
- Fig.III.6. La section du voussoir de clavage

Fig.III.7. Coupe transversale du voussoir sur pile
Fig.III.8. La section du voussoir de clavage
Fig.III.9. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur
Fig.III.10. Variation de la section $S(x)$
Fig.III.11. Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive
Fig.III.12. Coupe transversale du voussoir plein sur pile

Fig.IV.1. Schéma explicatif des différentes largeurs du pont
Fig.IV.2. Glissière de sécurité
Fig.IV.3. Garde-corps
Fig.IV.4. Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche
Fig.IV.5. Les différents cas de placement de la charge $A(l)$ sur le tablier
Fig.IV.6. Dimensions du système Bc
Fig.IV.7. Les dimensions de système Bt
Fig.IV.8. Schéma du système Br.
Fig.IV.9. Caractéristique du système Mc 120
Fig.IV.10. Caractéristique du convoi Type D240

Fig.V.1. Fig.V.1. Différentes phases de la construction du fléau
Fig.V.2. Poids propre du demi-fléau
Fig.V.3. Surcharges Q_{pra1}
Fig.V.4. Surcharge Q_{pra2}
Fig.V.5. Surcharge Q_{prc}
Fig.V.6. Surcharge du vent W
Fig.V.7. Force accidentelles FA
Fig.V.8. Combinaisons de charges en situation fondamentale
Fig.V.9. Combinaisons de charge en situations accidentelles
Fig.V.10. Modélisation de fléau
Fig. V.11. Modélisation du tablier
Fig. V.12. Diagramme des moments fléchissant

Fig. VI.1. Disposition des câbles dans les goussets
Fig. VI.2. Tracé d'un câble en élévation
Fig. VI.3. Tracé en élévation des câbles de fléau
Fig. VI.4. Tracé d'un câble en plan
Fig. VI.5. Tracé de câbles de fléau en plan
Fig. VI.6. Disposition des câbles de continuité pour la travée intermédiaire
Fig. VI.7. Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive

Fig. VII.1. Condition d'appuis des voussoirs
Fig. VII.2. Modélisation des voussoirs
Fig. VII.3. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Section sur pile)
Fig. VII.4. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Section sur pile)
Fig. VII.5. Diagramme des efforts normaux à l'ELU (Section sur pile)
Fig. VII.6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Section sur pile)
Fig. VII.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (Section sur pile)
Fig. VII.8. Diagramme des efforts normaux à l'ELS (Section sur pile)
Fig. VII.9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Section sur clavage)
Fig. VII.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Section sur clavage)
Fig. VII.11. Diagramme des efforts normaux à l'ELU (Section sur clavage)
Fig. VII.12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Section sur clavage)
Fig. VII.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (Section sur clavage)
Fig. VII.14. Diagramme des efforts normaux à l'ELS (Section sur clavage)
Fig. VII.15. Schéma de Ferrailage du voussoir sur pile
Fig. VII.16. Schéma de ferrailage du voussoir sur clavage

Fig. IX.1. Les dimensions de l'appareil d'appui
Fig. IX.2. Joint du type Wd (souffle moyen)
Fig. X.3. Les équipements du pont

LISTE DES TABLEAUX

Tab.I.1 : Domaine d'application de la construction par encorbellement successif

Tab.I.2 : Tableau comparatif des trois variantes

Tab.III.1. Représentatif des différentes caractéristiques géométriques

Tab.III.2. Caractéristiques géométriques du voussoir sur pile

Tab.III.3. Caractéristiques géométriques du voussoir au clavage

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

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

Tab.IV.1 : Classification des ponts

Tab.IV.2 : les valeurs de coefficient a_1

Tab.IV.3. Les valeurs de $A(l)$ pour chaque cas de charge

Tab.IV.4. Valeurs de coefficient bc

Tab.IV.5. Valeurs de coefficient bt

Tab.IV.6. Calcul des valeurs s et δ pour les charges MC 120

Tab.IV.7. Valeurs des coefficients de pondérations

Tab.IV.8. Les combinaisons

Tab.V.1. Surcharges du fléau

Tab.V.2. Combinaison les plus défavorables

Tab.VI.1. Nombre de câbles de fléau

Tab.VI.2. Nombre de câbles par voussoir

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

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

Tab.VI.5. Pertes dues au frottement

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

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

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

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

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

Tab.VI.11. Câbles de continuités de la travée intermédiaire

Tab.VI.12. Nombre de câbles par voussoir (travée intermédiaire)

Tab.VI.13. Câbles de continuités de la travée de rive

Tab.VI.14. Nombre de câbles par voussoir (travée de rive)

Tab.VI.15. Pertes dues au frottement (travée intermédiaire)

Tab.VI.16. Pertes dues au recul d'ancrage (travée intermédiaire)

Tab.VI.17. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (travée intermédiaire)

Tab.VI.18. Pertes de tension dues au fluage du béton (travée intermédiaire)

Tab.VI.19. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (travée intermédiaire)

Tab.VI.20. Pertes dues au frottement (Travée de rive)

Tab.VI.21. Pertes dues au recul d'ancrage (Travée de rive)

Tab.VI.22. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (Travée de rive)

Tab.VI.23. Pertes de tension dues au fluage du béton (Travée de rive)

Tab.VI.24. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (Travée de rive)

Tab.VI.25. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée intermédiaire)

Tab.VI.26. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée intermédiaire)

Tab.VI.27. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée de rive)

Tab.VI.28. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée de rive)

Tab.VII.1. Combinaisons de charges en flexion transversale

Tab.VII.2. Valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile

Tab.VII.3. Valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur clavage

Tab.VII.4. Ferrailage du voussoir sur pile

Tab.VII.5. Ferrailage du voussoir sur clavage

Tab.VII.6. Vérification des contraintes tangentielles (Section sur pile)

Tab.VII.7. Vérification des contraintes tangentielles (Section sur clavage)

Tab.VIII.1. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive

Tab.VIII.2. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée intermédiaire

INTRODUCTION GENERALE

La conception des ponts modernes est fortement influencée par l'emploi de matériaux aux performances remarquable au développement de méthodes de mise en œuvre pour leur construction à la fois rapides et précises. D'ailleurs certaines familles de ponts en acier ou en béton précontraint tirent leur nom des procédés constructifs employés (ponts poussés, ponts construits par encorbellements successifs). Chacune des méthodes envisageables est généralement associée à un outil utilisé pour la construction du tablier, ces derniers sont souvent des structures complexes et délicates qui doivent être capables de supporter des charges importantes et être réutilisés sur différents projets pour amortir l'investissement que représente leur fabrication.

Chaque méthode présente des avantages et des inconvénients. Il n'y a pratiquement aucune particularité à l'ouvrage privilégiant immédiatement une méthode spécifique ce qui fait que le choix des solutions possibles est une tâche délicate à laquelle un ingénieur peut être amené à faire face, d'où la maîtrise de domaine d'emploi de ces outils est primordiale pour orienter le processus de décision vers la méthode la plus efficace.

La démarche de conception d'un pont doit être menée par un ingénieur expérimenté, de compétence proportionnée à l'importance et à la complexité de l'ouvrage et possédant une solide culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il dispose. Par ailleurs, les performances sans cesse croissantes des matériels informatiques, le perfectionnement des méthodes de représentation graphique et d'analyse numérique ainsi que les immenses progrès accomplis dans la connaissance des phénomènes physiques (effets du vent, des séismes) ou physicochimiques les plus complexes intéressant le comportement des ponts, offrent à l'ingénieur une plus grande liberté de conception que par le passé.

C'est ainsi que dans notre projet de fin d'étude, nous avons choisi de faire l'étude technique sur tablier du viaduc (Oued Soummam, Bejaïa). Nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un tablier en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière profonde le tablier de notre ouvrage choisi.

CHAPITRE : I

GÉNÉRALITÉS

ET PROPOSITION

DES VARIANTES

PARTIE I :

I.1. INTRODUCTION :

D'une façon générale, un pont se définit comme un ouvrage permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points, à l'inverse, on a les viaducs qui sont les ouvrages de grande longueur possédant de nombreuses travées et situé à une hauteur élevée par rapport à la brèche.

L'ouvrage d'art en question, est un viaduc réalisé par encorbellements successifs.

L'objectif de note étude est de dimensionner les éléments constitutifs de l'ouvrage en respectant le triptyque : résistance, sécurité et économie.

I.1.2. TERMINOLOGIE :

D'une manière générale, l'appellation de pont signifie tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation, d'où cet ouvrage est constitué de trois éléments principaux, qui sont :

1- Un Tablier : partie horizontale de l'ouvrage qui supporte la chaussée ou la voie ferrée et qui assure le franchissement.

2- Des Appareils d'appui : ils permettent la rotation et empêchent la translation, peuvent être réalisés en béton armé, en acier mais le plus souvent en élastomère frété (néoprène).

3- Les piles et les culées : la conception des piles et des culées est tributaire du type et du mode de construction du tablier, de la valeur de la contrainte du site et des contraintes fonctionnelles du projet.

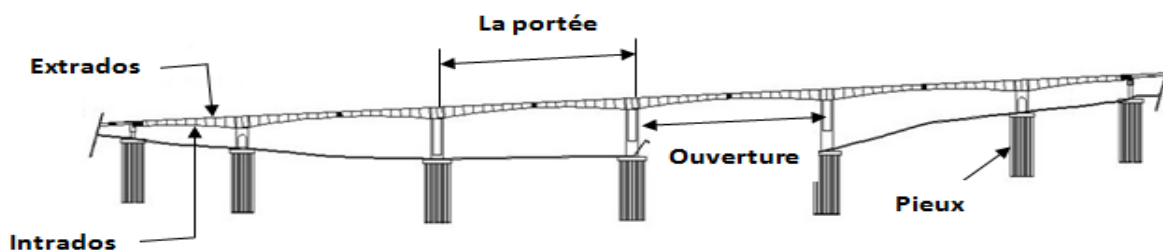


Fig. I.1 : Un pont en encorbellement successif.

I.1.3. LA CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIFS :

Introduction :

La construction en encorbellement successifs, qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol est une technique très ancienne. Dès l'antiquité, elle fut appliquée à la construction de voute en Europe et en Amérique du sud, et celle de pont en bois.



Fig. I.2 : Pont gaulois en bois.

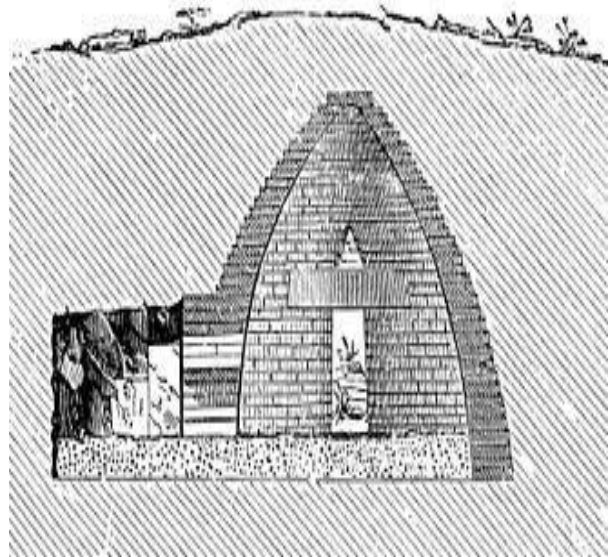


Fig. I.3 : trésor d'atrée.

I.1.3.1. Technique de construction en encorbellement successif :

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

La construction des consoles peut être effectuée à partir des piles ou à partir des culées.

A partir des piles, on peut procéder symétriquement et c'est le cas le plus fréquent afin de ne pas soumettre ces dernières à des moments renversants qui va les subir.

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 dénommés câbles de fléau, la double console ainsi obtenue et appelée fléau.

En réalité la symétrie n'existe pas, il y a toujours un déséquilibre entre demi-fléau 'x' lié à la réalisation (déformation de béton, le coffrage, charges accidentelles...) ce qui engendre des moments de flexion sur la pile, tendant à la renverser, pour s'en prémunir, il faut solidariser le voussoir sur pile à la tête par clouage, on utilise des câbles de précontrainte (provisoires dans le cas d'un pont appuyé simplement).

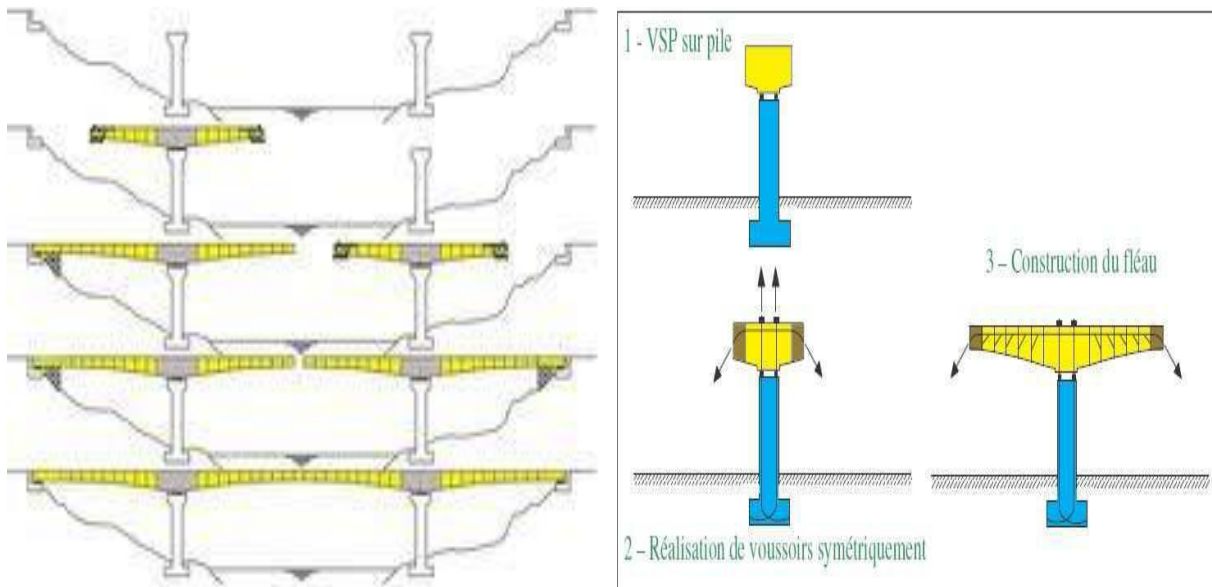


Fig. I.4 : Principe de la construction par encorbellement.

On peut aussi équilibrer le fléau à l'avancement par la mise en place des palées d'appuis provisoires.

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

Dans certains cas, il peut être intéressant d'effectuer la construction dissymétrique par rapport aux piles. Plusieurs solutions se présentent pour stabiliser les fléaux :

- Réalisation d'appuis provisoires.
- Lestage en béton léger.
- Réalisation d'ancrage par tirants précontraints.

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 une culée contre poids.

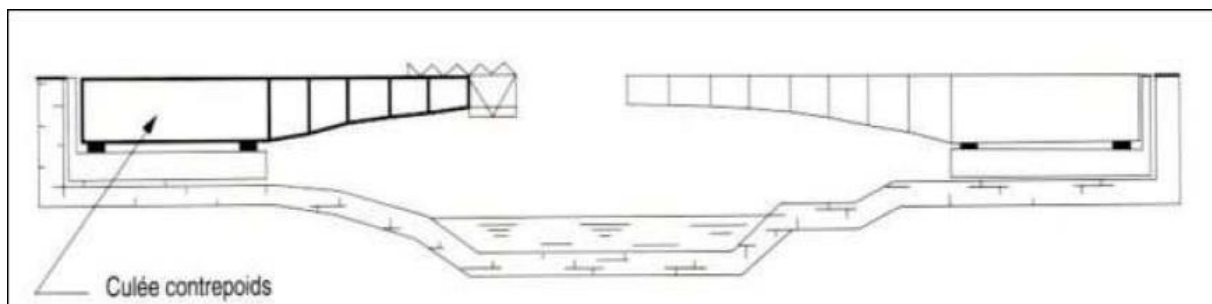


Fig. I.5 : Construction par encorbellement successifs à partir d'une travée contrepoids.

En fin la construction par encorbellement peut s'effectuer exceptionnellement à partir d'échafaudages provisoires.

I.1.3.2. Avantages et inconvénients du procédé et domaine d'application :

Les avantages :

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

- L'ouvrage comporte des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (cintres onéreux).
- Les rivières à crues violentes et soudaines (cintres dangereux).
- La nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation de navigation pendant la construction (cintres gênants).

La technique de l'encorbellement présente également d'autres avantages :

- La réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.
- L'augmentation du rendement de la main d'œuvre, de la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.
- Son prix de revient permis de concurrencer avec succès la construction métallique dans un domaine, autrefois, lui était réservée. On doit noter d'ailleurs, son emploi pour des ponts ferroviaires, et une passivité d'extension de son domaine d'application par utilisation du béton léger.

Les inconvénients :

Cette méthode présente quelques problèmes surs :

- Le plan d'aménagement du site à cause de l'importance des tâches à effectuer pour le collage du tablier et la multiplicité des phases de bétonnage.
- Le plan esthétique, la section des ponts construits en encorbellement est très épaisse, ce qui peut poser des problèmes dans quelques sites ; apparition des discontinuités dans quelques voussoirs successifs.

A portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, donc ils nécessitent des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages, ce qui pénalise la méthode, en particulier lorsque les terrains de fondation sont médiocres ou lorsqu'on est en zone sismique.

I.1.3.3. Domaines d'application et techniques concurrentes :

Le domaine d'application de l'encorbellement couvre couramment les portées de 60m à 300m.

Tab.I.1 : Domaine d'application de la construction par encorbellement successif.

Type	Portées						
	35 m	70 m	90 m	120 m	150 m	200 m	300 m
- Ponts en BP construits par encorbellements							
- Ponts en BP poussés							
- Ponts mixtes à poutres							
- Ponts mixtes à caissons							
- Ponts à dalle orthotrope à caissons							
- Ponts à haubans (acier ou béton)							

I.1.4. MODE DE CONSTRUCTION :

I.1.4.1. Tablier construit par poussage :

Le principe général de la méthode de construction par poussage est très simple. Il consiste à préfabriquer 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, en le faisant glisser sur sa culée et sur ces 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 préfabriqué par tronçons successifs, chaque poussage s'effectuant alors après la préfabrication du tronçon correspondant.



Fig. I.6 : Construction par poussage

I.1.4.2. Tablier construit par cintre :

Dans les cas les plus courants, le tablier 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 construire 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. I.7 : Tablier coulé sur cintre

Pour les ouvrages de grande longueur, comportant un nombre de travées important, il est économique de chercher à réutiliser le même cintre plusieurs fois de suite. La technique consiste à construire, dans un premier temps, une travée de rive prolongée par une fraction de la deuxième travée, établir la précontrainte de ce tronçon de tablier, puis déplacer le cintre, et à construire le reste de la deuxième travée et le début de la troisième. Ce tronçon est précontraint

soit par des câbles filant ancrés dans le premier tronçon, soit par une combinaison des deux systèmes.

I.1.4.3. Tablier construit par encorbellement :

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier en console au-dessus du vide sans l'aide d'aucun échafaudage. La construction se fait soit symétriquement à partir des piles, soit exceptionnellement, à partir d'une culée d'encastrement. Le tablier est "découpé en tranches "dans le sens transversal, chaque tranche appelée « *vousoir* », est plaquée contre les voussoirs précédent par des câbles enfilés dans des gaines laissées vides dans les voussoirs déjà construits. Lorsque les fléaux ont atteint une longueur égale à demi-travée, on recommence l'opération à partir de la pile suivante, les deux extrémités des fléaux sont réunies par un voussoir de clavage. On enfile et l'on met en tension des câbles de continuité qui assurent la résistance de la poutre aux moments positifs.



Fig. I.8 : Construction par encorbellement

I.1.4.3.1. Voussoir coulé sur place :

C'est la technique la plus ancienne. Plusieurs procédés peuvent être utilisés selon le mode de support du coffrage du voussoir à bétonner :

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 et horizontal.

Une poutre métallique provisoire reposant sur les appuis du pont en cour de construction sur laquelle est suspendue les coffrages qui peuvent se déplacer après exécution de chaque voussoir. Cette solution est intéressante pour les ouvrages à grand nombre de travées.

Un équipage mobile composé d'une charpente métallique prenant appui sur la poutre de fléau déjà construite et d'une plate-forme de travail supportant les coffrages suspendus en porte à

faux à l'extrémité de la charpente. L'ensemble est stabilisé à l'arrière par un contre poids dont l'effet est parfois complété par des tirants ancrés dans le tablier.

Un équipage mobile de bétonnage doit jouer deux rôles :

- Assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace.
- Supporter le poids du voussoir avant durcissement du béton et solidarisation par précontrainte à l'élément précédent.

Il est constitué de coffrages suspendus à une charpente métallique portée par la partie du tablier déjà construite. De façon conventionnelle, on désigne habituellement par équipage mobile l'ensemble des deux coffrages nécessaires à l'exécution d'une paire de voussoir. (Voir les figures suivantes).



Fig. I.9 : voussoirs coulés sur place



Fig. I.10 : Stabilité du fléau lors de la réalisation.

I.1.4.3.2. Voussoirs préfabriqués :

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

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

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



Fig. I.11 : Pose des voussoirs préfabriqués.

I.1.4.3.3. Systèmes rendus continus :

Cette solution consiste à relier des consoles en regard par bétonnage ou pose d'un voussoir dit "de clavage" (Fig. I.12). Avec mise en œuvre des câbles de précontrainte assurant la solidarité des fléaux de continuité de la structure, c'est la solution la plus statique :

- Pas de joints de chaussée.
- Déformation plus faible et continue.
- Structure plus résistant.
- Réalisation aisée.



Fig. I.12 : voussoirs de clavage.

I.1.5. LES METHODES DE MISE EN PLACE DES VOUSOIRS :

I.1.5.1. Par utilisation d'un engin Automoteur :

La translation horizontale des voussoirs est assurée par un engin automoteur roulant, il permet le transport et la pose des voussoirs.

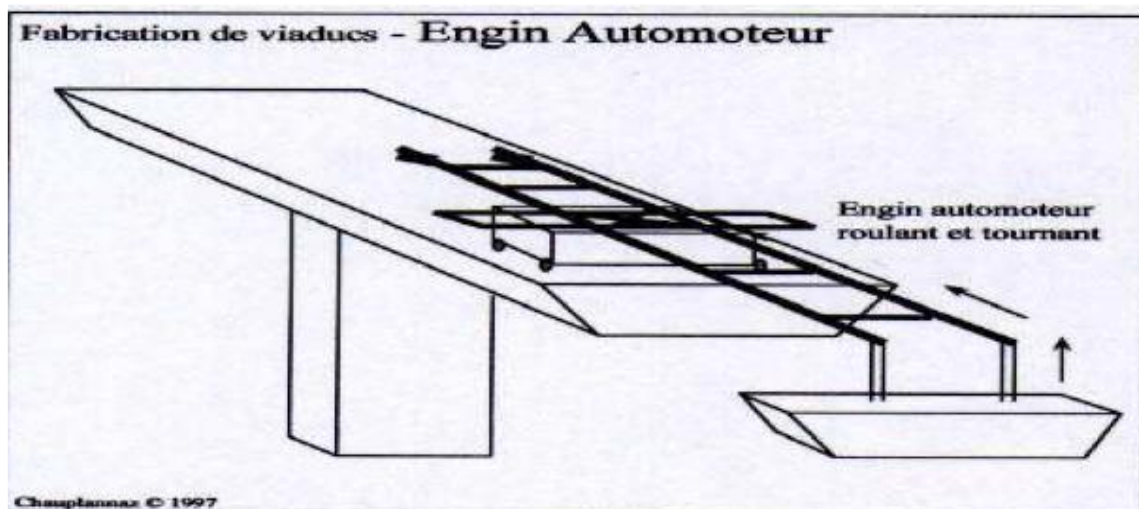


Fig. I.13 : Engin automoteur.

I.1.5.2. Par utilisation des poutres de lancement :

Les poutres de lancement sont fabriquées en charpente métallique, sur ces poutres les voussoirs sont glissés jusqu'à l'endroit de l'emplacement (ce mode de construction opté pour la mise en place des voussoirs de notre ouvrage).



Fig. I.14 : Poutres de lancement des voussoirs.

I.1.5.3. Par utilisation d'une grue :

Quand la hauteur des piles n'est pas trop importante et qu'il est possible de faire circuler un engin lourd au pied du tablier, on peut poser les voussoirs préfabriqués à l'aide d'une grue.

Lorsque l'ouvrage franchit une étendue d'eau, la pose s'effectue à l'aide d'une grue à flèche en treillis fixée sur une barge de 200 à 500 t de capacité. Lorsque l'ouvrage surplombe des zones à terre, la pose s'effectue à l'aide d'une grue sur chenilles à flèche en treillis de même puissance. Compte tenu de l'ordre de pose des voussoirs, la grue se déplace en permanence d'une extrémité du fléau à l'autre.

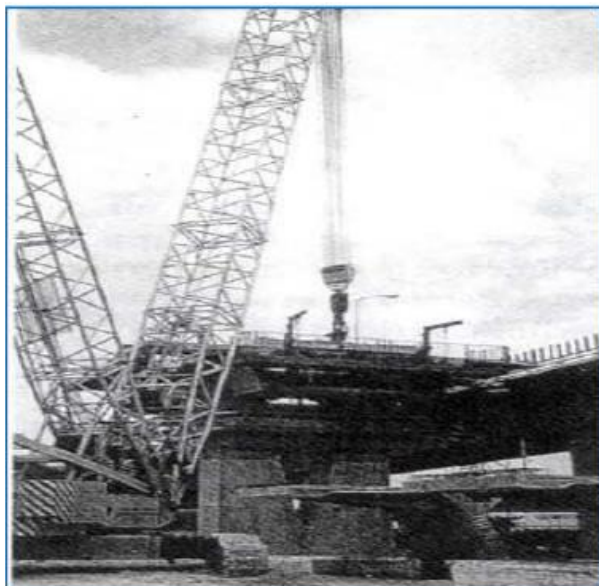


Fig. I.15 : Pose à la grue terrestre.



Fig. I.16 : Pose à la grue fluviale

PARTIE II :

I.1. PROPOSITION DES VARIANTES :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le plus possible à toutes les conditions imposées, il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

L'examen de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions qui apparaissent de première vue comme les meilleures et qui feront par la suite l'objet d'études plus approfondies.

Les solutions s'articulent sur trois composantes principales définissant la structure d'un pont :

- Le système porteur (poutre, arc, suspension à câbles).
- La poutraison (âme pleine, caisson, treillis).
- Le platelage (béton, acier, mixte).

On distingue trois types d'ouvrages en fonction du matériau :

I.1.1. Pont en béton armé :

Qu'il soit poutre ou dalle, le pont en béton armé n'est envisageable que pour des faibles portées, généralement de 15 à 20 m. Au-delà la hauteur du tablier devient très grande, ce qui influe sur son poids qui deviendra très important.

I.1.2. Pont en béton précontraint :

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé.

Il est issu de raisonnement logique suivant : le béton est le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peu à la traction ; on y ajoute donc une compression permanente dite 'précontrainte'.

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes opposées à celles produites par les charges qui le solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend le relais, il permet d'atteindre des portées allant jusqu'à 50 m.

Aujourd'hui, plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil sont faites avec le béton précontraint.

I.1.3. Pont métallique :

L'acier résiste bien à la traction et à la compression, les ponts métalliques ont beaucoup évolué au cours de ces derniers siècles, et c'est dû aux différentes faveurs qui ont rendu cette évolution possible :

Les progrès sidérurgiques : la fonte, le fer ont été remplacés par de l'acier.

- Les progrès dans les techniques d'assemblage.
- Les progrès dans les techniques de fabrication.
- L'affinement des calculs grâce à la meilleure connaissance de la RDM.

Avec les ponts métalliques on peut atteindre des portées allant de 40 m (pont mixte).

I.2. CHOIX DES VARIANTES :

D'après ce qui vient d'être cité et vu les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, on exclut les variantes de franchissement à faibles portées (tablier en béton armé) car elles augmenteraient le coût de l'ouvrage par la multiplication du nombre d'appuis et par conséquent le nombre de pieux ; aussi, les tabliers en dalle précontrainte à cause de leur sensibilité au tassement différentiel des appuis et de difficulté de coffrage.

Dans ce cas, trois solutions sont envisagées :

- **Variante N° 1** : Pont en béton précontraint encorbellement successifs.
- **Variante N° 2** : pont mixte.
- **Variante N° 3** : pont à haubans.

I.2.1. Pont en béton précontraint en encorbellement successifs :

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

Le domaine d'emploi privilégié des ponts à tablier en caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs est celui des portées comprises entre 80 et 150 m, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à 200 m, pour des largeurs courantes. Au-delà de cette dernière valeur, les quantités de matière augmentent rapidement, ce qui limite la compétitivité de la méthode.

La construction par encorbellements successifs consiste à exécuter un ouvrage élément par élément sans contact avec le sol. La méthode peut être mise en œuvre quelles que soient les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante, versants abruptes, sols de très mauvaise qualité, site maritime, etc. ...)

I.2.1.1. Mode de construction :

Deux techniques bien distinctes peuvent être utilisées pour la construction pont à encorbellement successifs des voussoirs :

- ✓ La construction par voussoirs préfabriqués.
- ✓ La construction par voussoirs coulés en place.

I.2.1.2. Trois modes de constructions existent :

- ✓ **Symétriquement (en général)** : de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution ; la double console obtenue est alors dénommée fléau.
- ✓ **Dissymétriquement (parfois)** : d'un seul côté d'un fléau, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente.
- ✓ **Exceptionnellement** : à partir d'une culée, le moment de renversement apporté par la console étant alors équilibré par un contrepoids dimensionné en conséquences et faisant partie du tablier lui-même.

I.2.1.3. Les avantages :

La construction par encorbellements successifs présente de nombreux avantages.

- Permet la réalisation du tablier sans aucun contact avec le sol ce qui facilite la tâche en cas de terrain très accidenté ou lors de fortes crues dans le cas des rivières.
- Vu la polyvalence géométrique de la hauteur de l'intrados du tablier (linéaire, parabolique ou cubique) ce qui fait que tous les profils en long et en élévations sont facilement réalisables
- Comme le nombre de piles et de travées est réduit par rapport aux autres variantes l'aspect dégagé encombre moins le paysage naturel.
- L'aspect esthétique de la forme du tablier
- La suppression des cintres et échafaudages très coûteux vu la grande hauteur de la brèche.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
- Ce type de profilé fermé présente une bonne rigidité à la torsion (faible rotation du tablier)

I.2.1.4. Inconvénients :

La construction par encorbellements successifs des ponts en béton présente aussi quelques inconvénients.

- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée et un matériel adéquat, important.
- Le coût est très élevé du fait l'utilisation de nombreux câbles de la précontrainte et des fondations profondes importantes.
- Le poids est très important, ce qui conduit à envisager des appuis et fondations importantes.

I.2.2. Pont mixte :

I.2.2.1. Description :

Le béton assure le rôle de table de compression. Les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non-glissement entre le hourdis et la semelle supérieure au profilé est assurée par des connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé) les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l'ossature de manière à intervenir dans la flexion générale.

On obtient ainsi un pont mixte dans lequel la dalle est considérée comme participante à la résistance de l'ensemble.



Fig. I.17 : Pont mixte.

I.2.2.2. Forme de la section transversale :

On distingue les poutres en « I » à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis.

Actuellement ce sont les poutres en « I » les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple. La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

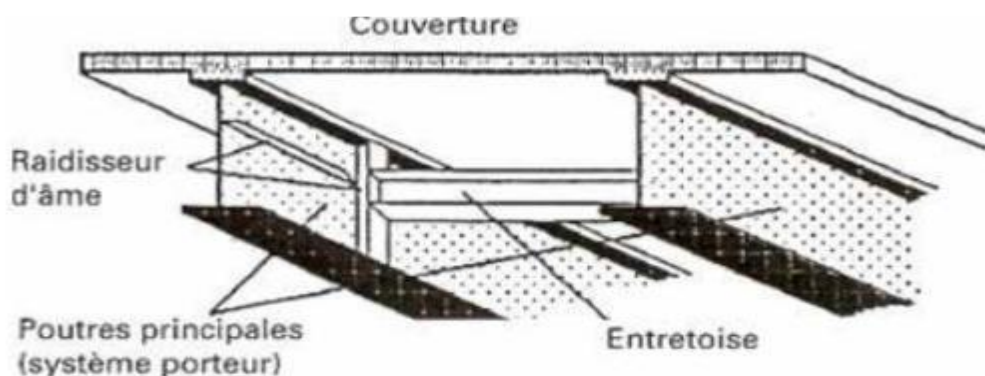


Fig. I.18 : Poutre en I.

Notre tablier est composé de deux poutres métalliques en I, chacune est constituée de deux semelles déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- De résistance.
- D'instabilité.

Les deux semelles sont reliées par une âme pleine, son épaisseur dépend :

- De l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- Des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs).
- De l'esthétique (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

Et une entretoise qui relie les deux poutres.

Tout cet ensemble connecté à une dalle en béton armé dont l'épaisseur est déterminée par les facteurs suivants :

Largeur des encorbellements.

Présence de trottoirs ou de superstructures lourdes (corniche, caniveaux...)

Nature de charge (militaire, lourds...)

I.2.2.3. Les avantages :

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- La possibilité d'exécution et de réparation des poutres.

I.2.2.4. Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts mixtes 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 chantier.
- Demande d'une main d'œuvre qualifiée (surtout pour le soudage).
- Risque du voilement et de déversement des poutres.
- L'instabilité de membrures tendues au flambement latéral.

- La sensibilité au gradient thermique.

I.2.3. Pont à haubans :

I.2.3.1. Description :

Les ponts à haubans les plus utilisés sont les ponts symétriques à trois travées. Dans de tels ponts, le groupe des haubans le plus proche des culées (ou des piles-culées) joue un rôle particulier et essentiel : en effet dans ces zones, le tablier ne peut se déplacer que verticalement (dans la mesure où la réaction sur culée où pile-culée reste positive) et les haubans qui sont ancrés limitent les déplacements horizontaux de la tête des pylônes. C'est pourquoi on les appelle haubans de retenue ; ils donnent à l'ouvrage l'essentiel : sa rigidité.



Fig. I.19 : Pont à haubans.

I.2.3.2. Les avantages :

- Ils représentent une grande importance esthétique.
- Ils sont utilisés pour les grandes portées (généralement supérieur à 200m).

I.2.3.3. Les inconvénients :

- Ce sont des ouvrages très coûteux car ils nécessitent une grande quantité d'acier.
- La complexité d'exécution (ils demandent une main d'œuvre très qualifiée et un matériel spécial).
- L'augmentation considérable des moments dus au poids propre par suite de variation de l'inertie des consoles.
- L'accroissement des contraintes de compression de la membrure inférieure.
- La multiplication des câbles de précontrainte de fléau.

I.3. LA VARIANTE RETENUE :

➤ Analyses multicritères :

Tab.I.2 : Tableau comparatif des trois variantes.

Variantes Critères	Pont en encorbellement successif	Pont mixte	Pont à haubans
Economie	+	-	-
Entretien	+	-	-
Esthétique	+	-	+
Exécution	/	/	/
Délai	-	+	/
Coût	-	-	-

+ : Favorable.

/ : moyen

- : défavorable.

- Le type de pont retenu sera donc le pont en encorbellement successif.
- Notre viaduc permet le franchissement d'un ruisseau dont sa topographie présente un massif escarpé et vallonné. Ainsi le mode d'exécution par cintre n'est pas fiable car la hauteur des piles est importante (dépasse 25m).

I.4. CONCLUSION :

Après avoir analysé et comparé les trois variantes on opte pour le mode de construction par **encorbellement successif** qui présente les meilleures dispositions.

CHAPITRE : II

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX

PARTIE I :

II.1. INTRODUCTION :

L'ouvrage d'art, objet de cette étude, est le pont sur l'Oued Soummam, wilaya Bejaia.

Projet de variante d'élargissement 2×2 voies de la route nationale (RN24).

Le viaduc est situé dans une zone sismique II, selon le RPA99-2003.

Le tablier est continu et développe une longueur totale d'environ 132 m.

II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

II.2.1.1. Conception :

❖ Portée :

Notre projet est un viaduc d'une largeur totale de 10.00m avec en voie de 3.50m pour chacun des deux sens de circulation. Le tracé s'étend sur une longueur totale de 132.00m, avec 3 travées continues de portée respectivement de 34.80m, 61.20m et de 34.80m.

❖ Tablier :

Le tablier est constitué de trois (03) travées ; une travée centrale de **61.20 m** et deux travées de rive de **34,80 m**. Le schéma statique représente des voussoirs préfabriqués voussoir bétonnés pendant la construction en béton armée sur des appareils d'appuis.

La travée centrale est composée de **27** voussoirs et la travée de rive compose de **2x15** voussoirs.

Pente longitudinale : variable (max 6%)

Pente transversale : variable (max 2.5%).

La section du tablier est creuse, avec une hauteur de 2.30m.

II.2.1.2. Caractéristique du pont :

Longueur de la travée : $L = 61,20 \text{ m (centrale)} + 2 \times 34,80 \text{ m (rive)}$

Hauteur des voussoirs : $L_p = 2,30 \text{ m}$

Largeur totale du tablier : $L = (10,00 \text{ m})$

Largeur des trottoirs : $L_{\text{trottoir}} = 2 \times 0,70 \text{ m}$

Largeur roulable : $L_R = 8,60 \text{ m}$

Largeur chargeable : $L_c = 7,00 \text{ m}$

Nombre de voies : $n = 2$

Largeur de voie : $L_v = \text{deux voies de } 3,50 \text{ m}$

Classe du pont : $L_r \geq 7,00 \text{ m}$ donc c'est un pont de 1ère classe

II.3. CRITERES DE CALCUL :

II.3.1.1. Règlements appliqués :

Le calcul des structures a été effectué conformément au :

- ✓ Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- ✓ Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- ✓ Cahier des Prescriptions Communes ; Fascicule 61, Titre II (Septembre 1976) : programme de charges et épreuves des ponts routiers.
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiée 2003 RPOA.
- ✓ Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts (association française du génie parasismique).
- ✓ Eurocodes.

II.4. LES DONNEES 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.

II.4.1.1. 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 132 m.

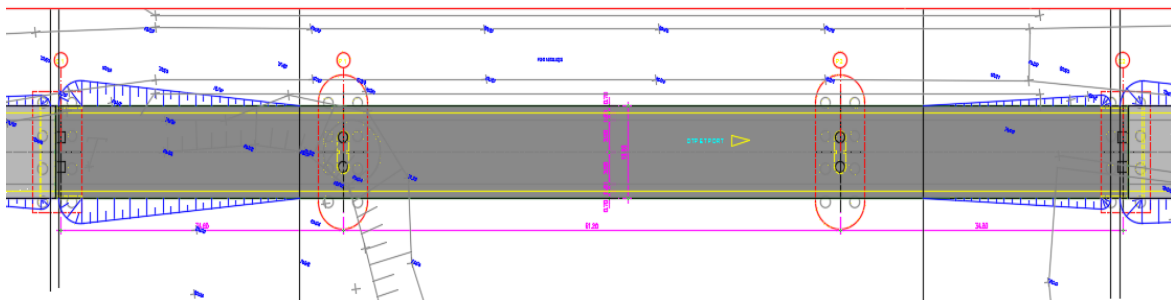


Fig.II.1. Tracé en Plan.

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 variable (max 6%).

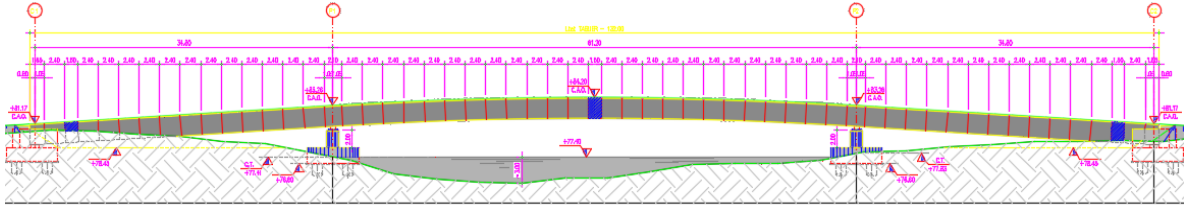


Fig.II.2. Profil en Long.

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 : 8,60 m.
- Nombre de voies de circulations : 2 voies.
- Largeur de trottoir : $2 \times 0,70$ m.
- Le dévers : 2.5 %
- La largeur totale du tablier est de 10,00 m.

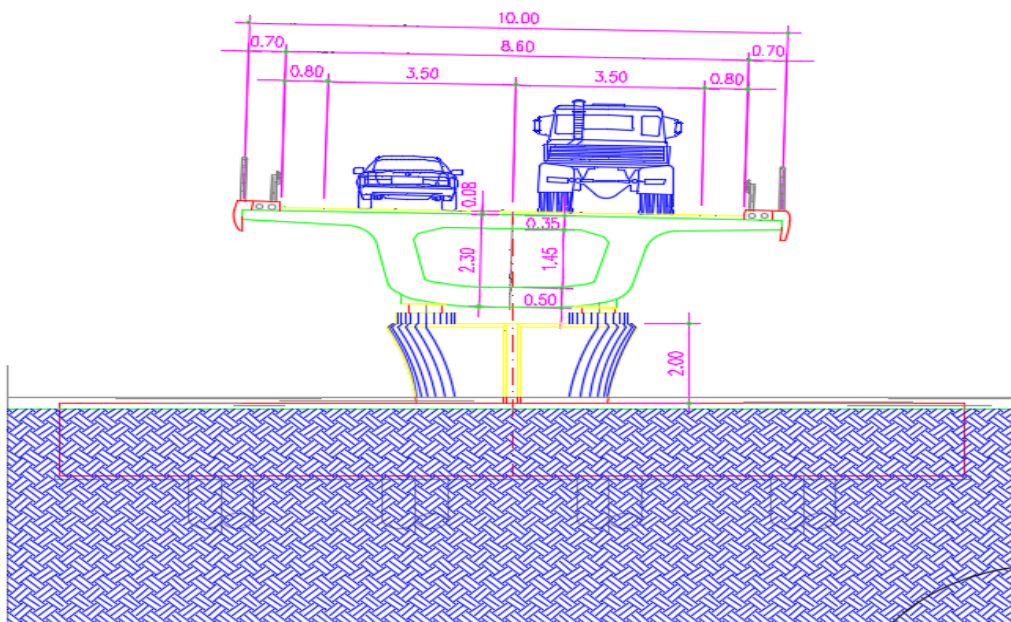


Fig.II.3. Profil en Travers.

II.4.1.2. Données naturelles :

a) Données géotechniques :

La stratigraphie du terrain est constituée principalement par un type de terrain : Les matériaux rocheux de l'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 constitués des couches suivantes :

b) Données sismologiques :

Le viaduc est situé dans une zone sismique II, selon le RPA99-2003. La sismicité de la zone de projet a été déterminée par le "Règles parasismiques Algériennes R.P.O.A. 2003" et par la "Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts".

L'effet sismique a été évalué par une analyse dynamique de la structure, en restant dans le domaine élastique linéaire, avec la méthode de la superposition des modes suivant un spectre de réponse du projet (Analyse spectrale). Le spectre est adapté au site de l'ouvrage.

Le modèle est constitué par :

- Le viaduc complet et le calcul des modes est arrêté dès que leur masse atteint le 90% de la masse totale vibrante,
- Pour les actions sismiques horizontales et le 70% de la masse totale vibrante pour les actions sismiques verticales.
- Les actions sismiques sont évaluées en tenant compte de la simultanéité du séisme horizontal et du séisme vertical.

La construction des spectres a eu lieu à travers les formules indiquées dans le AFPS 92, tout en utilisant l'accélération sismique au sol dérivant du zonage des RPA 99/2003 :

- coefficient d'accélération de zone : 0.25 ;
- Zone IIa ;
- $ag = 3.0 \text{ m/s}^2$ pour la composante horizontale ;
- $ag = 0.7 \times 3.0 = 2.1 \text{ m/s}^2$ pour la composante verticale ;
- Classe C1 ;
- Sites S3.

c) Données climatiques :

- **Le vent** : L'application de l'article 14 du titre II du fascicule 61 conduit à prendre en compte la valeur de pression de vent suivante : 2KN/m^2 .

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée et sa pression est appliquée à la surface intéressée des piles et du tablier.

- **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 ($\pm 10^\circ\text{C}$).

- **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).

PARTIE II :

II.1. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

II.1.1.1. Béton :

Le béton utilisé dans la construction sera conformé aux règles BAEL 91, le dosage est de 350 à 400 kg/m^3 .

❖ La résistance à la compression :

La résistance à la compression à 28 jours est de :

- Béton pour superstructures : $f_{c28} \geq 30\text{ MPa}$

- Béton pour élévation : $f_{c28} \geq 25\text{ MPa}$.

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

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

❖ 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 :

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

Avec :

1,15 cas des combinaisons accidentelles.

$\gamma_b =$

1,5 pour les cas généraux.

❖ 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 :

$$E_{tj} = 11000 \times \sqrt{f_{cj3}} \text{ (MPa)}$$

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 :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt{f_{cj3}} \text{ (MPa)}$$

II.1.1.2. 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 : $E_s = 200000$ MPa

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

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

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 :

$$\sigma_s = \min (23 \times f_e / ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_e})) \text{ avec : } \eta = 1.60 \text{ pour les aciers HA}$$

❖ 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 mm²
- La charge garantie de rupture d'un toron = 265 KN
- La limite conventionnelle d'électricité à 1%
- $F_{peg}=1670$ Mpa
- $F_{prg}=1860$ Mpa
- LA TENSION à l'origine $p_0=\min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg})$
- $P_0=\min(1488 ; 1503) =1488$ Mpa

Pour un toron 12T15s $p_0 = 1488$ Mpa

On prend pour les calculs $p_0 = 1488$ Mpa

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

II.1.1.3. Logiciels utilisés :

-Robot structural analysis Professional 2016.....modélisation et analyse des ouvrages.

-AutoCAD2016.....dessin.

-Microsoft office 2016.....calcul, traitement de textes.

II.2. CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a défini 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 III

PRE-

DIMENSIONNEMENT

ET

CARACTERISTIQUES

GEOMETRIQUES

III.1. INTRODUCTION :

Le présent chapitre traite les aspects les plus généraux de la conception d'un pont en encorbellement dont :

- La répartition des travées ou (implantation des appuis).
- Le choix d'une section transversale.
- Le dimensionnement des différents éléments constitutifs d'un caisson.
- Les lois de variation de la hauteur du tablier et les différents paramètres géométriques.

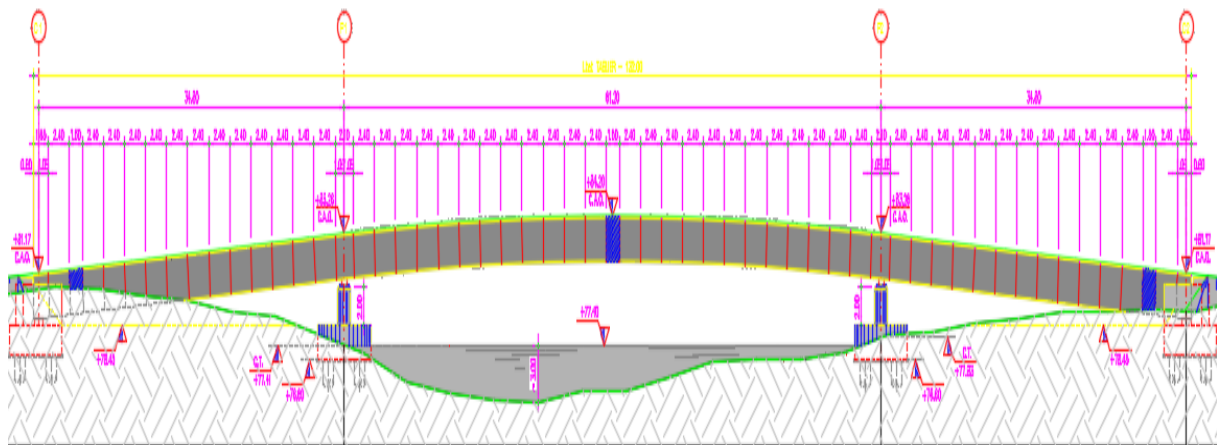
Le pré dimensionnement d'un ouvrage d'art joue un rôle très important du point de vue de son comportement, de son économie et de son aspect esthétique. Il est donc primordial, au stade de la conception du projet, de bien réussir le pré dimensionnement.

III.2.1. PRE-DIMENSIONNEMENT :

III.2.1.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage :

L'ouvrage comporte deux travées de rive, et une travée intermédiaire ayant respectivement les portées suivantes : **34,8 m, 61,20 m**.

Le tablier se compose d'une poutre caisson à hauteur constante en béton précontraint, et posé sur deux piles et deux culées.



FigIII.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage.

III.2.1.2. 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 :

$$0.5L_i \leq L_r \leq 0.7L_i \quad \left\{ \begin{array}{l} L_i = 61,20\text{m} \\ 0,5L_i = 30,6\text{ m} \\ 0,7L_i = 42,84\text{ m} \end{array} \right.$$

Nous prenons : **$L_r = 34,8\text{ m}$** .

III.2.1.3. Hauteur des voussoirs :

Comme indiqué précédemment la hauteur du tablier dépend principalement de la longueur des travées, et dans le cas présent la travée la plus longue mesure 61,20 mètres donc le choix du tablier est **de hauteur constante**.

Selon le guide du SETRA :

$$\frac{L}{25} \leq h_v \leq \frac{L}{20}$$
$$2,45\text{ m} \leq h_v \leq 3,06\text{ m}.$$

$H_v = 2,30\text{ m}$.

Remarque : Le voussoir sur pile, le voussoir de clavage et le voussoir de la culée ont tous la même hauteur.

Il existe trois types de caissons pour les tabliers, le type de caissons à utiliser est imposé par la largeur B (SETRA) :

- $B \leq 20\text{ m}$ mono-caisson à 2 âmes.
 - $B \leq 15\text{m}$ dalles pleine en béton armé.
 - $B \geq 15\text{m}$ dalles en béton précontraint.
- $15\text{m} \leq B \leq 20\text{m}$ mono-caisson à 3 âmes.
- $18\text{m} \leq B \leq 25\text{m}$ mono-caissons braconné.
- $B \geq 25\text{m}$ bi caissons.

Donc pour un $B=10\text{ m}$ le guide du SETRA conseille pour des tabliers de largeurs inférieurs à 15 mètres une section de caissons avec hourdis dalle pleine en béton armé, ce type de tablier autorise toutes les variations de hauteur (hauteur constante, parabolique cubique).

III.2.1.4. Découpage des 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 : **2.10m** (02 voussoirs).
- Voussoirs courant : **2.40m** (48 voussoirs de hauteurs constante).

-Voussoir de clavage : **1.50m** (03 voussoirs).

-Voussoirs sur culée : **1.65m** (02 voussoirs, coulées sur cintre).

III.2.1.5. Pré-dimensionnement de la section transversale :

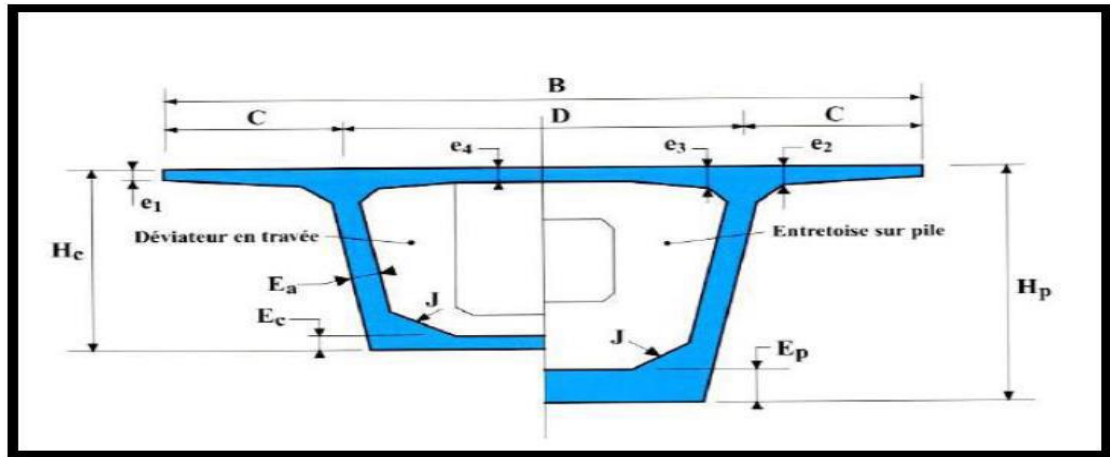


Fig. III.2. Détails de la section transversale.

III.2.1.5.1. Epaisseur des âmes :

Leur exécution se traduit souvent par des difficultés du bétonnage lié à leur grande précontrainte. L'épaisseur des âmes est donc conditionnée par l'ancrage des câbles de précontrainte, ce qui donne :

$e_{\min} = 36 \text{ cm}$ pour des unités 12T13.

$e_{\min} = 44 \text{ cm}$ pour des unités 12T15.

$e_{\min} = 59 \text{ cm}$ pour des unités 19T15.

On peut ajouter que la résistance à l'effort tranchant impose une épaisseur utile d'âme:

$$E_a = 0,26 + \frac{L}{500} \quad ; \text{ avec } L \text{ est la longueur de la travée principale (m)}$$

Dans notre cas, on utilise des câbles **12T15s**, On choisit : **$E_a = 40 \text{ cm}$**

III.2.1.5.2. Inclinaisons des Ames :

Les Ames ont une inclinaison 15% de la verticale

III.2.1.5.3. Epaisseur du hourdis supérieur :

Epaisseur e_1 :

Dépend du dispositif de retenue choisit elle est au minimum de :

- 16 à 18 cm en cas de garde-corps,
- 23 cm en cas de barrière normale BN1,

- 24 cm en cas de barrière normale BN4.

→ **$e_1 = 24 \text{ cm}$** .

Epaisseur e_2 : à l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur e_2 dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel.

→ **$e_2 = 0.33 \text{ m}$**

Epaisseur e_4 :

D : entre axe des âmes → $D = 4,94 \text{ m}$

$$\frac{D}{30} = 0,164 \leq e_4 \leq \frac{D}{25} = 0,197 \rightarrow \mathbf{e_4 = 0.18 \text{ m}}$$

On prendra une épaisseur de **35cm** qui sera constante la même pour tous les voussoirs qui constitueront le tablier.

Epaisseur e_3 :

$$e_3 = 0.10 + \frac{D}{25} = 0,297 \text{ m}$$

La valeur E_3 calculé doit vérifier les deux conditions suivantes :

- $e_3 > e_2 - 0,10 = 0,23 \text{ m}$ (vérifier)
- $e_3 > 1,5 \times e_4 = 0,525 \text{ m}$ (non vérifié)

Les conditions ne sont pas vérifiées donc e_3 sera majoré à :

→ **$e_3 = 0.59 \text{ m}$**

III.2.1.5.4. Epaisseur du hourdis inférieur :

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.
- La poussée au vide due à ces câbles.
- L'ancrage de ces câbles et la diffusion des efforts de précontrainte.
- La mise en place du béton.

L'épaisseur du hourdis inférieur n'est pas la même sur pile qu'à sur clavage.

❖ **Epaisseur au clavage :**

$$E_c \geq \begin{cases} 18 \text{ cm} \\ 3\phi ; \quad \phi \text{ étant le diamètre de conduits de précontraintes.} \\ \frac{ea}{3} \end{cases}$$

$$E_c \geq \begin{cases} 18 \\ 24\text{cm} \\ 13.33\text{ cm} \end{cases}$$

E_c = 30 cm pour rigidifier la section transversalement vis-à-vis de l'effort tranchant.

❖ **Epaisseur sur pile :**

$$E_p = \begin{cases} (2 \text{ à } 3) E_c & \text{si le tablier est de hauteur variable.} \\ (2,5 \text{ à } 3) E_c & \text{si le tablier est de hauteur constante.} \end{cases}$$

Ici pour E_p on prendra **50cm** suffit largement pour satisfaire les conditions redéfinies avants, donc :

E_p = 50cm

III.2.1.5.5. Dimensionnement des goussets :

- ❖ **Goussets supérieur :** Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui, en général, conditionnent leurs dimensions :
 - Ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants
 - Leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes
 - Ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage
 - Ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage,
 - Ils engraisent les nœuds âmes/hourdis supérieur pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléaux, maintenant presque toujours ancrés dans ces nœuds.

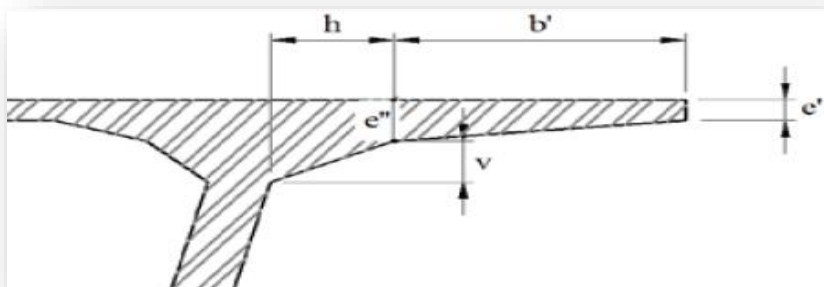


Fig. III.3. Gousset supérieur

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

CHAPITRE III PRE-DIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Dans ce cas l'angle choisit : $\alpha = 40^\circ$ ce qui donne un gousset de dimensions $v=51$ cm sur $h= 61$ cm ($\text{tg } \alpha = v / h$).

❖ **Gousset inférieur** : Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.

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

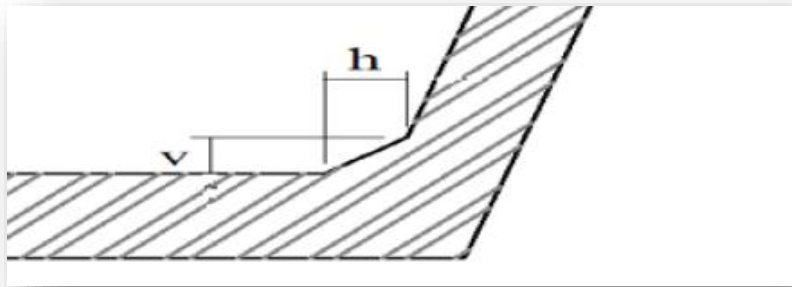


Fig.III.4 : Gousset inférieur

Pour ce cas on les dimensions qui ont été choisies pour le gousset inférieur sont : $\alpha = 40^\circ$; $h= 34$ cm sur $v= 27$ cm pour les autres dimensions comme le montre la figure.

III.2.1.6. Coupe transversale du voussoir :

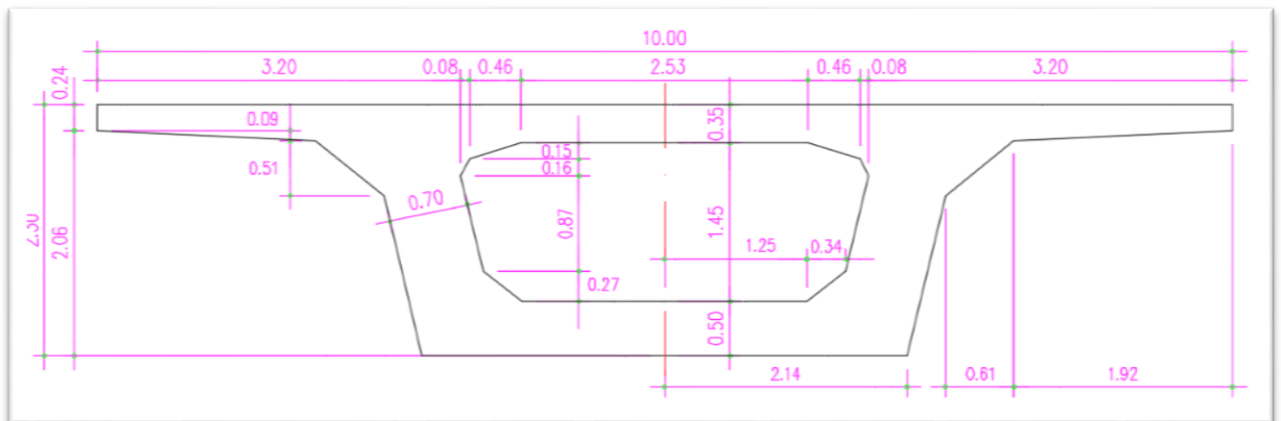


Fig. III.5. La section du voussoir sur pile.

CHAPITRE III PRE-DIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

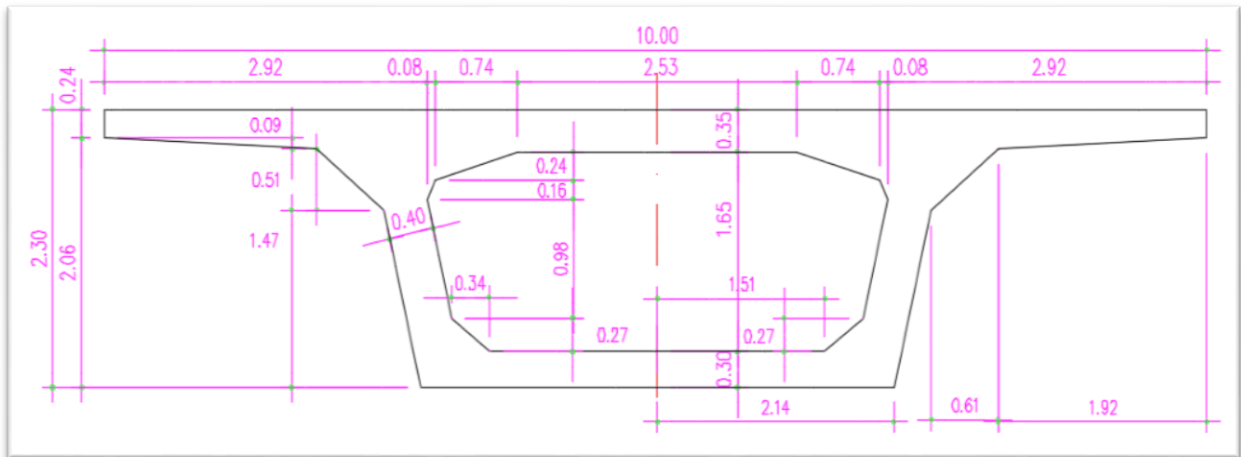


Fig. III.6. La section du voussoir de clavage.

III.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

Puisqu'on a opté pour une seule section de voussoir sur tout le long du tablier (tablier à hauteur constante) voici Les caractéristiques mécaniques du voussoir :

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

Tab.III.1. Représentatif des différentes caractéristiques Géométriques.

CHAPITRE III PRE-DIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

III.3.1.1. Section sur pile :

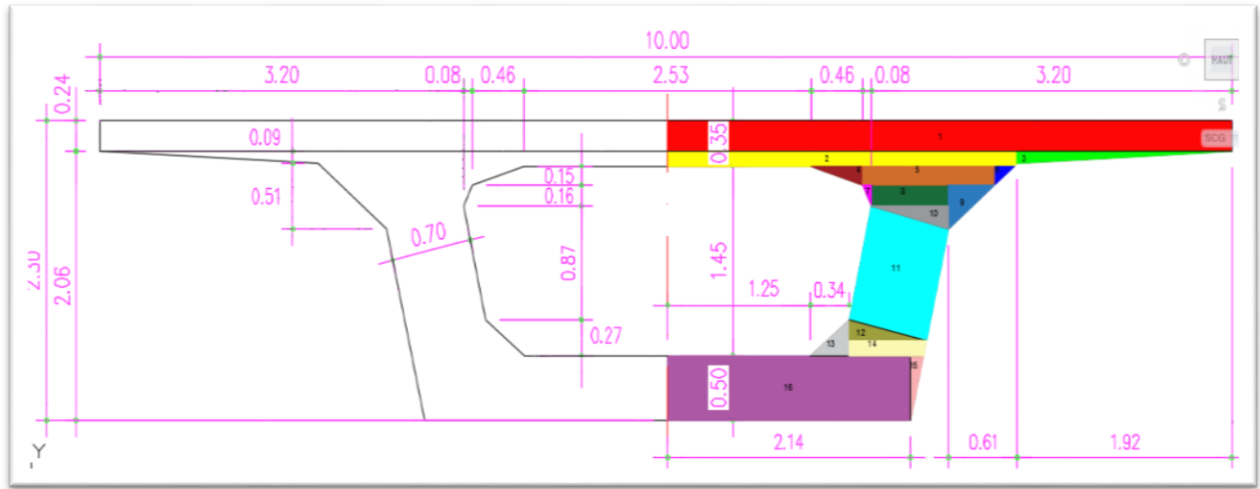


Fig. III.7. Coupe transversale du voussoir sur pile.

N°	b (m)	h (m)	Si(m ²)	YGi(m)	Si × YGi (m ³)	di ² (m ²)	di ² × Si (m ⁴)	IGi(m ⁴)	IGX(m ⁴)
1	5.000	0.240	1.200	2.420	2.904	0.521	0.625	0.00576	0.813
2	3.077	0.110	0.338	2.115	0.715	0.174	0.059	0.00034	0.141
3	1.920	0.110	0.105	2.023	0.212	0.105	0.011	0.00007	0.046
4	0.460	0.150	0.034	1.900	0.065	0.041	0.00139+	0.00004	0.010
5	1.156	0.150	0.170	2.025	0.344	0.107	0.018	0.00033	0.045
6	0.176	0.150	0.013	1.900	0.025	0.041	0.004	0.00002	0.004
7	0.077	0.160	0.006	1.747	0.010	0.150	0.001	0.000008	0.001
8	0.677	0.160	0.108	1.880	0.203	0.130	0.014	0.00023	0.014
9	0.402	0.336	0.067	1.528	0.102	0.108	0.007	0.00042	0.007
10	0.677	0.180	0.061	1.424	0.087	0.075	0.003	0.00011	0.003
11	0.700	0.897	0.620	2.075	1.287	0.142	0.018	0.04210	0.146
12	0.681	0.156	0.053	0.692	0.033	1.012	0.026	0.00007	0.026
13	0.342	0.273	0.046	0.591	0.027	1.226	0.027	0.00019	0.027
14	0.654	0.117	0.076	0.676	0.051	1.045	0.049	0.00009	0.048
15	0.115	0.500	0.029	0.166	0.005	2.348	0.041	0.00040	0.014
16	2.140	0.500	1.070	0.750	0.803	0.899	1.318	0.02230	1.342
Σ	/	/	3.996	/	6.786	/	/	/	2.733

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

$$Y_{GP} = 1,359 \text{ m}$$

$$X_G = 5 \text{ m}$$

$$S_p = 2 \times S_i = 7.992 \text{ m}^2$$

$$I_{GX} = 2 \times I_{Gx} = 5.466 \text{ m}^4$$

$$V' = 1,359 \text{ m}$$

$$V = 0.941 \text{ m}$$

$$p = 0,535$$

$$C' = 0.727 \text{ m}$$

$$C = 0.503 \text{ m}$$

CHAPITRE III PRE-DIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

III.3.1.2. Section sur clavage :

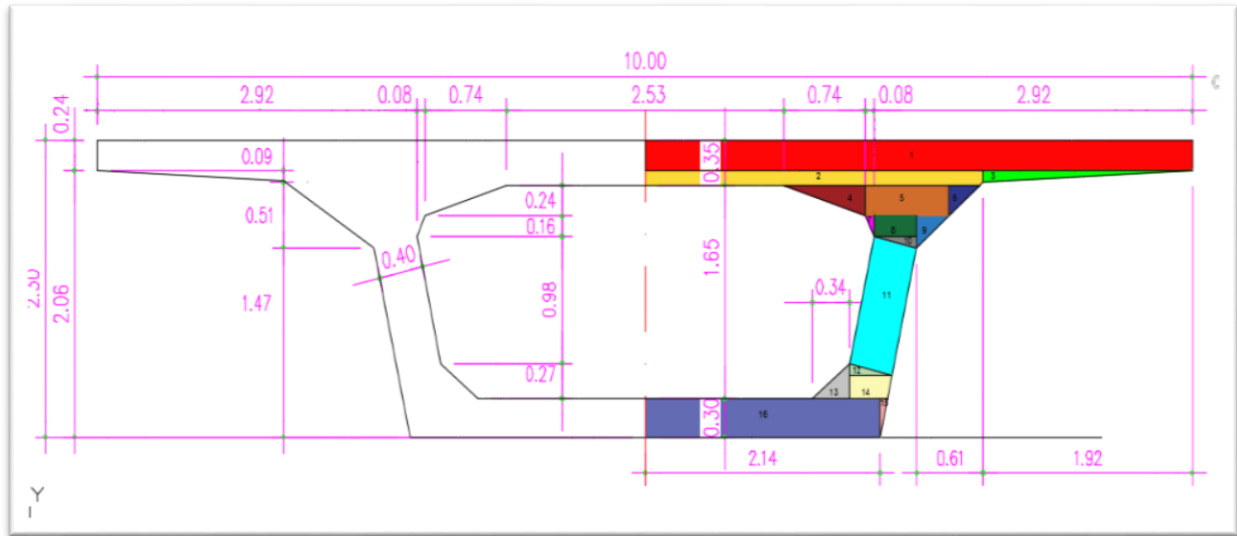


Fig. III.8. La section du voussoir de clavage.

N°	b (m)	h (m)	Si(m ²)	YGi(m)	Si × YGi (m ³)	di ² (m ²)	di ² × Si (m ⁴)	IGi(m ⁴)	IGX(m ⁴)
1	5.00	0.24	1.200	2.18	2.616	0.483	0.580	0.0058	0.5865
2	3.077	0.110	0.338	2.005	0.678	0.270	0.091	0.0003	0.0914
3.	1.920	0.110	0.105	2.023	0.212	0.289	0.030	0.00007	0.0304
4.	0.740	0.240	0.089	1.870	0.166	0.148	0.013	0.0003	0.0132
5	0.759	0.240	0.182	1.830	0.333	0.119	0.022	0.0009	0.0218
6.	0.286	0.240	0.034	1.870	0.064	0.148	0.005	0.0001	0.0050
7.	0.077	0.160	0.006	1.657	0.010	0.030	0.0002	0.000009	0.0002
8	0.390	0.160	0.062	1.630	0.101	0.021	0.0013	0.0001	0.0013
9.	0.292	0.244	0.035	1.629	0.057	0.021	0.0007	0.0001	0.0007
10.	0.390	0.088	0.017	1.521	0.026	0.0013	0.00002	0.000007	0.00002
11	0.400	1.008	0.403	1.046	0.422	0.193	0.078	0.0341	0.0915
12.	0.387	0.090	0.017	0.510	0.009	0.951	0.016	0.000008	0.0162
13.	0.341	0.273	0.047	0.388	0.018	1.203	0.057	0.0002	0.0566
14	0.387	0.184	0.071	0.388	0.028	1.203	0.085	0.0002	0.0854
15.	0.068	0.300	0.010	0.200	0.002	1.651	0.017	0.00005	0.0165
16	2.140	0.300	0.642	0.15	0.096	1.782	1.144	0.0004	1.1443
Σ	/	/	3.258	/	4.838	/	/	/	2.161

Tab.III.3. Caractéristiques géométriques du voussoir au clavage.

$$Y_{Gc} = 1.485 \text{ m}$$

$$S_c = 2 \times S_i = 6.516 \text{ m}^2$$

$$V' = 1,359 \text{ m}$$

$$X_G = 5 \text{ m}$$

$$I_{Gx} = 2 \times I_{gx} = 4.322 \text{ m}^4$$

$$V = 0.941 \text{ m}$$

$\rho = 0,519$

$C' = 0.705 \text{ m}$

$C = 0.488 \text{ m}$

III.3.1.3. Loi de variation des différents paramètres :

III.3.1.3.1. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$:

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

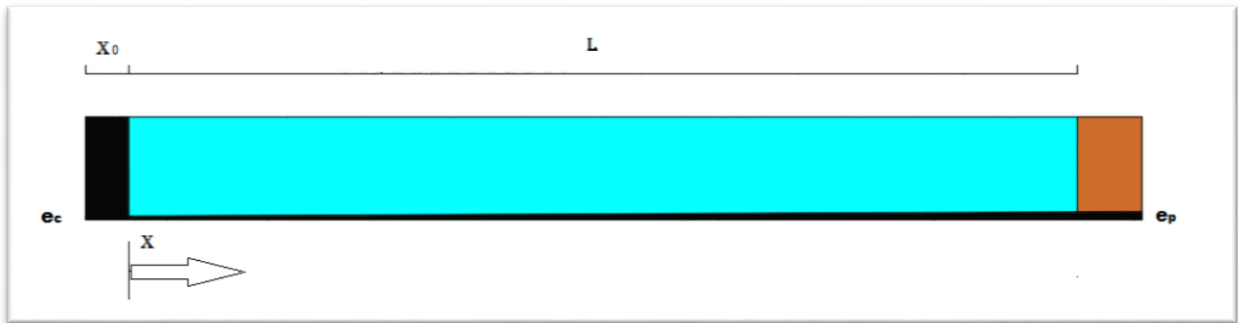


Fig. III.9. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur.

Pour $x \leq 0$: $e(x) = e_c = 0.30 \text{ m}$

Pour $0 < x \leq L$: $e(x) = e_c + (e_p - e_c) (x/L)^2$

$e(x) = 0.30 + 0.00024x^2$

Avec :

e_c : Épaisseurs du hourdis sur clavage.

e_p : Épaisseurs du hourdis sur pile.

III.3.1.3.2. Variation de la section $S(x)$:

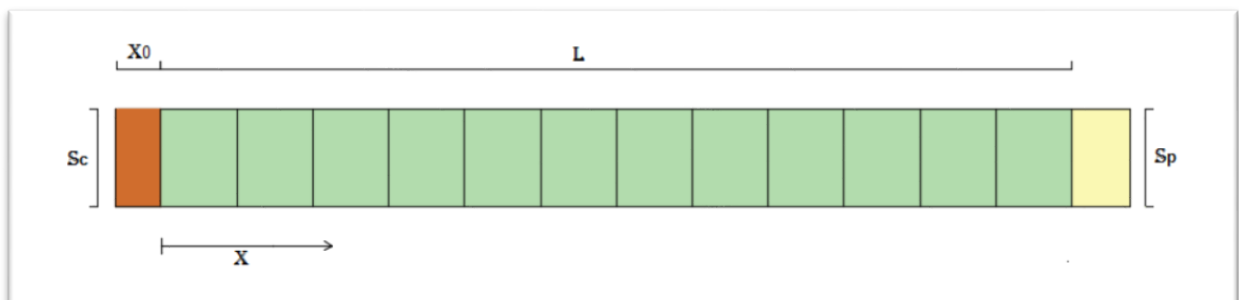


Fig. III.10 : Variation de la section $S(x)$.

Pour $x \leq 0$: $S(x) = S_c = 6.516$

Pour $0 < x \leq L$: $S(x) = S_c + (S_p - S_c) (x/L)^2$

$S(x) = 6.516 + 0.0018x^2$

Avec :

S_c : Section de la poutre au clavage.

S_p : Section de la poutre sur pile.

III.3.1.3.3. La variation de centre de gravité de la section du voussoir $Y_G(x)$:

Pour $x \leq 0$: $Y_G(x) = Y_{Gc} = 1,485 \text{ m}$

Pour $0 < x \leq L$: $Y_G(x) = Y_{Gc} + (Y_{Gp} - Y_{Gc}) (x/L)^2$

$Y_G(x) = 1.485 + (-0.00015) x^2 \text{ m}$

Avec :

$Y_{Gp} = 1.359 \text{ m}$ Position du centre de gravité de la section sur pile.

$Y_{Gc} = 1,485 \text{ m}$ Position du centre de gravité de la section au clavage.

III.3.1.3.4. La variation du moment d'inertie $I(x)$:

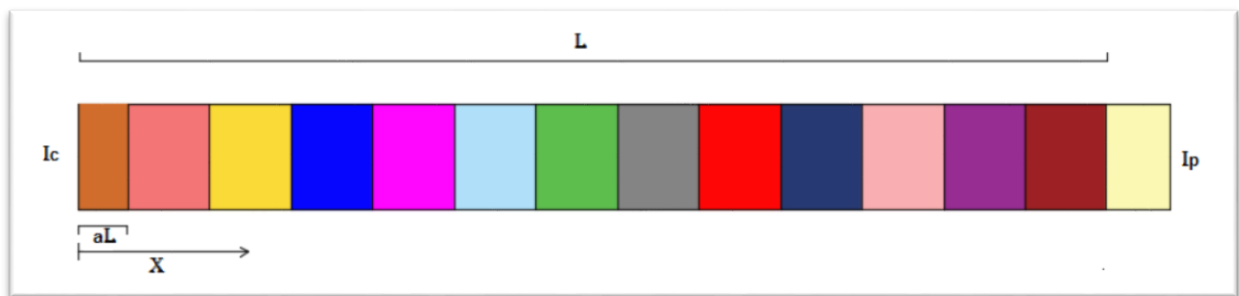


Fig. III.11. Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive.

La loi de variation est donnée par : $I(x) = I_c [1 + K (x/L)^2]^{2/5}$

$$\text{Avec } \begin{cases} K = (I_p/I_c)^{0.4} - 1 = 1.098 - 1 = 0.098 \\ I_c : \text{Inertie du voussoir sur clavage.} = 4.322 \\ I_p : \text{Inertie du voussoir sur pile.} = 5.466 \end{cases}$$

$$I(x) = 4.322 \left(1 + \frac{0.098}{28.8^2} x^2 \right)^{2/5}$$

CHAPITRE III PRE-DIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

X(m)	E (x) (m)	S (x) (m ²)	YG(x) (m)	I(x) (m ⁴)	V(m)	V'(m)	ρ (x)	C(m)	C'(m)
0	0.300	6.516	1.485	4.322	0.815	1.485	0.548	0.447	0.814
2.40	0.301	6.526	1.484	4.377	0.816	1.484	0.547	0.446	0.812
4.80	0.305	6.557	1.482	4.546	0.818	1.482	0.544	0.445	0.806
7.20	0.312	6.609	1.477	4.837	0.823	1.477	0.539	0.443	0.796
9.60	0.322	6.682	1.471	5.263	0.829	1.471	0.533	0.442	0.784
12.0	0.335	6.775	1.463	5.842	0.837	1.463	0.525	0.439	0.768
14.4	0.350	6.889	1.454	6.599	0.846	1.454	0.515	0.436	0.749
16.8	0.368	7.024	1.443	7.567	0.857	1.443	0.504	0.432	0.727
19.2	0.388	7.180	1.430	8.783	0.870	1.430	0.492	0.428	0.704
21.6	0.412	7.356	1.415	10.296	0.885	1.415	0.479	0.424	0.678
24.0	0.438	7.553	1.400	12.159	0.900	1.400	0.466	0.419	0.652
26.4	0.467	7.771	1.380	14.439	0.920	1.380	0.452	0.416	0.624
28.8	0.500	8.00	1.360	17.211	0.940	1.360	0.439	0.413	0.597

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

III.3.1.4. 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.

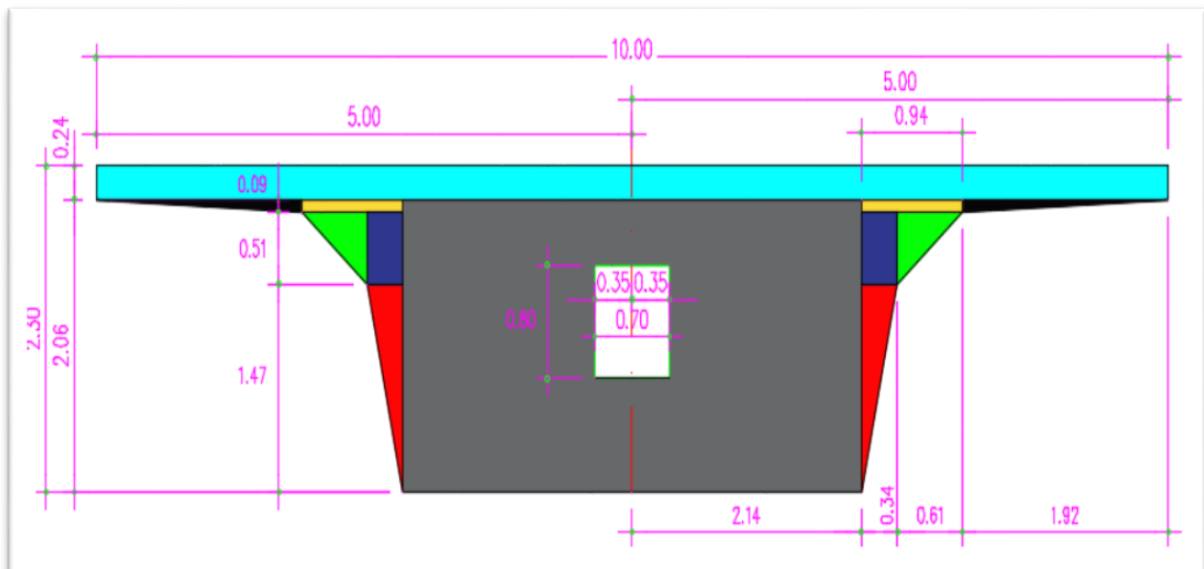


Fig. III.12. Coupe transversale du voussoir plein sur pile.

CHAPITRE III PRE-DIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Eléments	b (m)	h (m)	Si(m2)	YGi(m)	Si*YGi (m3)	di ² (m2)	di ² *Si (m4)	IGi (m4)	IGx(m4)
	5.00	0.24	1.200	2.180	2.616	0.740	0.888	0.00576	0.895
	0.94	0.11	0.103	2.005	0.207	0.469	0.048	0.00010	0.048
	1.92	0.11	0.105	2.023	0.212	0.494	0.052	0.00007	0.256
	0.34	0.51	0.173	1.695	0.293	0.141	0.024	0.00376	0.025
	0.61	0.51	0.156	1.780	0.278	0.212	0.033	0.00224	0.033
	0.34	1.47	0.250	0.980	0.245	0.116	0.029	0.030	0.104
	2.14	2.06	4.408	1.030	4.540	0.084	0.371	1.559	7.242
Σ	/	/	6.395	/	8.391	/	/	/	8.603
	0.35	0.80	-0.280	1.200	0.336	0.014	0.004	0.0149	0.004

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

$$Y_G = 1.31 \text{ m}$$

$$X_G = 5 \text{ m}$$

$$S_p = 2 \times S_i = 12.23 \text{ m}^2$$

$$I_{Gx} = 2 \times I_{Gx} = 17.206 \text{ m}^4$$

$$V' = 1,31 \text{ m}$$

$$V = 0.99 \text{ m}$$

$$\rho = 1.085$$

$$C' = 1.421 \text{ m}$$

$$C = 1.074 \text{ m}$$

CHAPITRE IV

CHARGE ET

SURCHARGE

IV.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage. Ce dernier doit tenir compte de l'effet des différentes actions (charges routières, surcharges de trottoirs, superstructure) y compris son poids propre.

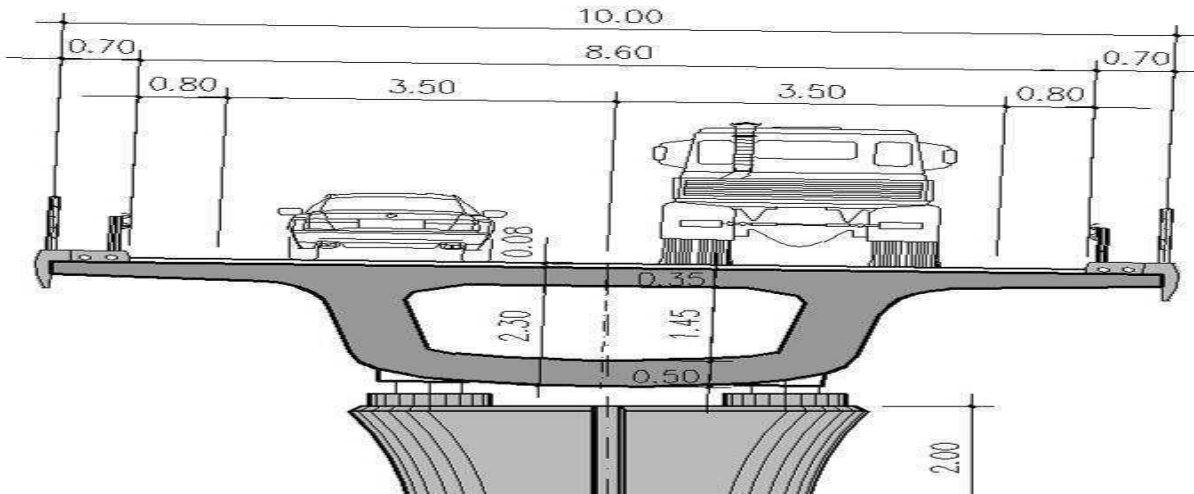


Fig. IV .1 : Schéma explicatif des différentes largeurs du pont.

IV.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

IV.2.1. Caractéristiques du pont :

a) La largeur roulable LR :

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordure et comprend également des bandes dérasées, bandes d'arrêt d'urgence (BAU).

- Dans notre cas **LR = 8,60m.**

b) - La largeur chargeable LC :

Elle se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de chaque côté.

- Dans notre cas **Lc = 7,00 m.**

c) - Largeur totale LT :

- Dans notre cas **LT= 10,00 m**

d) - Nombres de voies de circulation :

$$N_v = \frac{lc}{3} = 2,33 \quad N_v = 2 \text{ voies.}$$

e) - Largeur de la voie :

$$L_v = \frac{lc}{Nv} = \frac{7}{2}$$

L_v = 2 voies de 3.5 m.

f) - Classe du pont :

La classe du pont est donnée par le **fascicule 61 titre II**, et on distingue trois classes de pont en fonction de la largeur roulable **L_r**.

-1ère classe : tous les ponts supportant une largeur roulable supérieure ou égale à 7 m c'est à dire **L_r ≥ 7 m** et ceux portant des bretelles d'accès à de telles chaussées, ainsi que les autres ponts éventuellement désignés par le Cahier des Prescriptions Spéciales (C.P.S.), tels que les ponts urbains ou en zone industrielle avec risque d'accumulation de poids lourds quel que soit leur largeur.

-2ème classe : tous les ponts autres que ceux de la 1 ère classe supportant des chaussées de largeur roulable comprise strictement entre 5,50 m et 7 m, c'est à dire, **5,5 m < L_r < 7 m**.

-3ème classe : les ponts autres que ceux cités avant, portant des chaussées de 1 ou 2 voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5,5 m. c'est à dire **L_r ≤ 5,5 m**.

Pont	Classe
L_r ≥ 7,00 m	1ère
5,50 m < L_r < 7,00 m	2ème
L_r ≤ 5,50 m	3ème

Tab.IV.1. Classification des ponts.

Pour notre projet ; il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable **L_r = 8,60 m**,
Donc c'est un pont de **1ère classe**.

IV.2.2. Les charges hors trafic :

IV.2.2.1. 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)

Cela concerne le poids du tablier.

Comme la hauteur de l'intrados du tablier est constante le poids du tablier sera calculé en un seul morceau, les lois de variations ne seront pas utilisées.

$G = \gamma_b \cdot L_{tot} \cdot A_v$.

γ_b : poids volumique du béton (KN/m³) $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$

L_{tot} = longueur totale du tablier $L_{tot} = 132 \text{ m}$

A_v : aire des voussoirs composant le tablier $A_v = 7.992 \text{ m}^2$

$$G = 2G1 + 2G2 + 3G3 + G4$$

Avec :

G1 : poids propre du voussoir sur pile.

G2 : poids propre du voussoir sur culée.

G3 : poids propre du voussoir de clavage.

G4 : poids propre des voussoirs courants.

$$G1 = [\gamma_b \times s_p \times 2.10] = (2.5 \times 12.23 \times 2.10) = 64.21 \text{ t}$$

$$G2 = [\gamma_b \times s_c \times 1.65] = (2.5 \times 12.23 \times 1.65) = 50.45 \text{ t}$$

$$G3 = [\gamma_b \times s_{cl} \times 1.50] = (2.5 \times 6.516 \times 1.50) = 24.44 \text{ t}$$

$$G4 = [\gamma_b \times s_{vc} \times 2.40] = (2.5 \times (84.922 \times 4 + 8 \times 2) \times 2.40) = 2134.128 \text{ t /rive} = 557.532 \text{ t}$$

Médiane = 509.532 t x2

$$\Rightarrow G = 2(64.21) + 2(50.45) + 3(24.44) + (2134.128) = 2436.77 \text{ t}$$

IV.2.2.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

➤ Revêtement :

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité de 1cm et d'une couche de roulement de 8cm pour le trafic. Avec les densités suivantes : 20 KN/m³, 22 KN /m³.

$$P_{(\text{revêtement})} = (8,60 \times 0,01 \times 2) + (7 \times 0,08 \times 2,2) = 1,40 \text{ t/ml.}$$

➤ Poids du dispositif de sécurité :

C'est le poids des glissières de sécurité et les garde-corps.

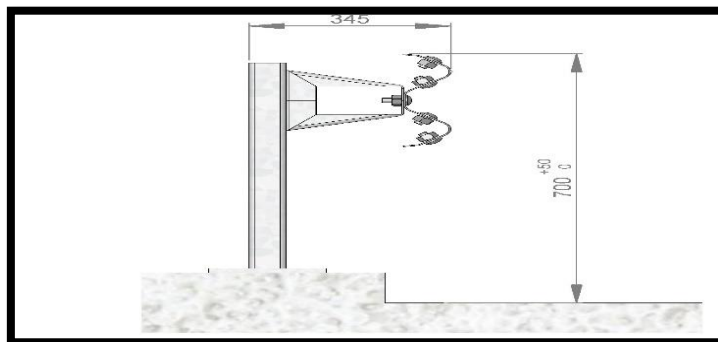


Fig. IV.2. Glissière de sécurité

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à : **P_{gl} = 0,06t/ml.**

CHAPITRE IV CHARGE ET SURCHARGE

Pour 2 glissières : $P_{gl} (2) = 0,12t/ml$

➤ **Poids du garde-corps :**

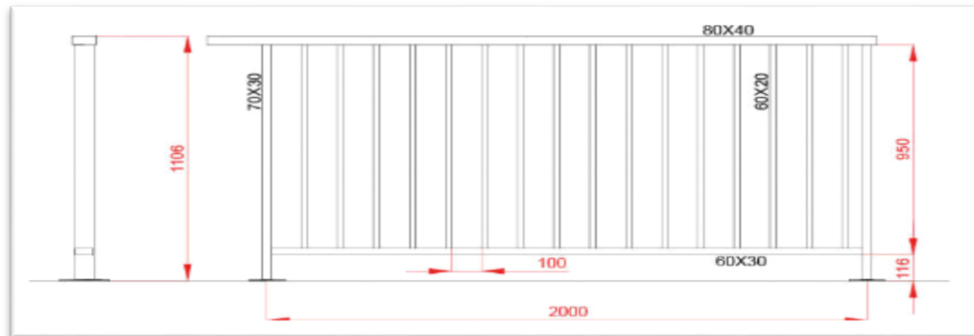


Fig. IV.3. Garde-corps.

Sont des barrières métalliques, disposées sur chaque trottoir dont leur poids est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.

$P_{gc} = 0,1t/m.$

➤ **Poids de corniche et du trottoir :**

Poids de trottoir plus corniche est égale à la surface d'une coupe transversale de trottoir corniche multiplié par le poids volumique.

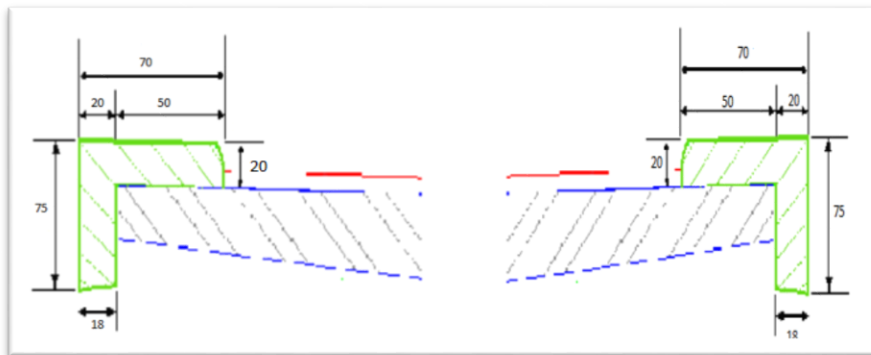


Fig.IV.4 : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.

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

$$P_{(trot+corniche)} = 2,5 \times (0,2550 + 0,2550) = 0,51t/ml$$

Alors :

$$CCP = P_{(revêtement)} + P_{(tr+corniche)} + P_{gc} + P_{gli}$$

$$CCP = 1,40 + 0,51 + 0,1 + 0,12$$

$$CCP = 2,13 t/ml$$

CHAPITRE IV CHARGE ET SURCHARGE

IV.2.3. Les charges dues au trafic :

IV.2.3.1. Calcul des surcharges routières :

D'après le fascicule **61 titre II** les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes

- La charge de type A (L).
- Système B (Bc , Bt , Br).
- La surcharge militaire Mc120.
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

a) -Système de charges A (L) :

D'après le fascicule 61 titre II, la chaussée supporte une surcharge uniforme dont est définie par la formule suivante en fonction de la longueur chargée L (portée du pont).

$$A(L) = 0,23 + \frac{36}{L+12} \quad \text{exprimée en (t/m}^2\text{)}.$$

Ac : (A(L) corrigée) obtenu en majorant A(L) par les coefficients **a1** et **a2**

$$A_c = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

Le coefficient **a1** est déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre chargé, les valeurs sont données par le tableau suivant :

Nbr de voies		1	2	3	4	≥ 5
Classe du ponts	1er	1	1	0,9	0,75	0,7
	2ème	1	0,9	-	-	-
	3ème	0,9	0,8	-	-	-

Tab.IV.2. Les valeurs de coefficient **a1**.

a1 = 1 (pont de 1ère classe, et avec 02 voies)

- La valeur de Coefficient **a2** est donnée par la formule suivante :

$$a_2 = \frac{V_0}{V} \quad (\text{La valeur } V_0 \text{ dépend de la classe du pont).}$$

$$\begin{cases} V_0 = 3.5 \text{ m pour pont de 1ère classe.} \\ V_0 = 3 \text{ m pour pont de 2ème classe.} \\ V_0 = 2.75 \text{ m pour pont de 3ème classe.} \end{cases}$$

CHAPITRE IV CHARGE ET SURCHARGE

V : largeur réel de la voie = $\frac{lc}{2} = \frac{7}{2} = 3,5$ m

$$a_2 = \frac{3,5}{3,5} = 1$$

Ce qui donne : $A_c = 1 \times 1 \times A(l) = A(l)$

❖ Placement de la charge A(l) sur le tablier :

Le choix du placement de la charge **A(l)** sur les travées qui donne les moments fléchissant, et efforts tranchants max ne peut pas être déterminé directement, pour se faire il faut donc envisager les différents cas de chargement possible.

Dans notre cas, nous avons **05** cas de chargement possible illustré sur la figure ci-dessous :

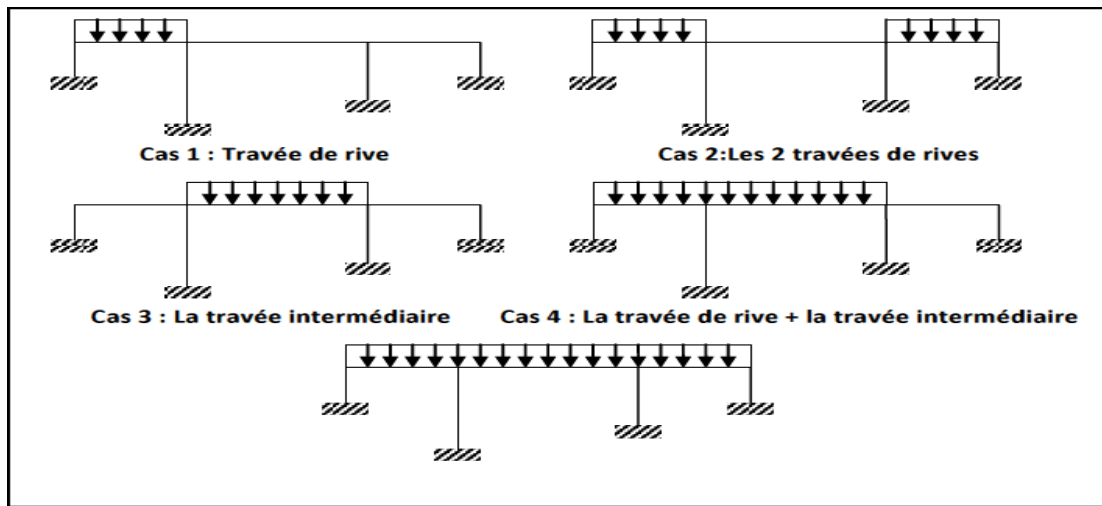


Fig. IV.5 : Les différents cas de placement de la charge A(l) sur le tablier.

Les différentes valeurs de A(l) sont données par le tableau suivant :

Cas travées chargées	L (m)	A(l) t/m ²	a ₂	a ₁	A _c t/m ²	1voie 3,5m t/ml	2voie 7m t/ml
1	34,80	0,999	1	1	0,999	3,496	6,993
2	69,60	0,671	1	1	0,671	2,348	4,697
3	61,20	0,722	1	1	0,722	2,527	5,054
4	96,00	0,563	1	1	0,563	1,971	3,941
5	132,00	0,252	1	1	0,252	0,882	1,764

Tab.IV.3 : les valeurs de A(l) pour chaque cas de charge.

➤ Le cas le plus défavorable vaut : **6,993 t/ml**, sur la travée de rive de 34,8 m.

L'effet le plus défavorable n'est pas forcément obtenu en chargeant la plus grande longueur possible.

b) Système de charge B :

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts (Bc , Bt , Br) dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de pont.

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

➤ Système de charge Bc :

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

- Masse totale 30 t.
- Masse portée par chacun des deux essieux arrière 12 t.
- Masse portée par l'essieu avant 6t.
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4,5 m.
- Distance entre les deux essieux arrière 1,5 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

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.

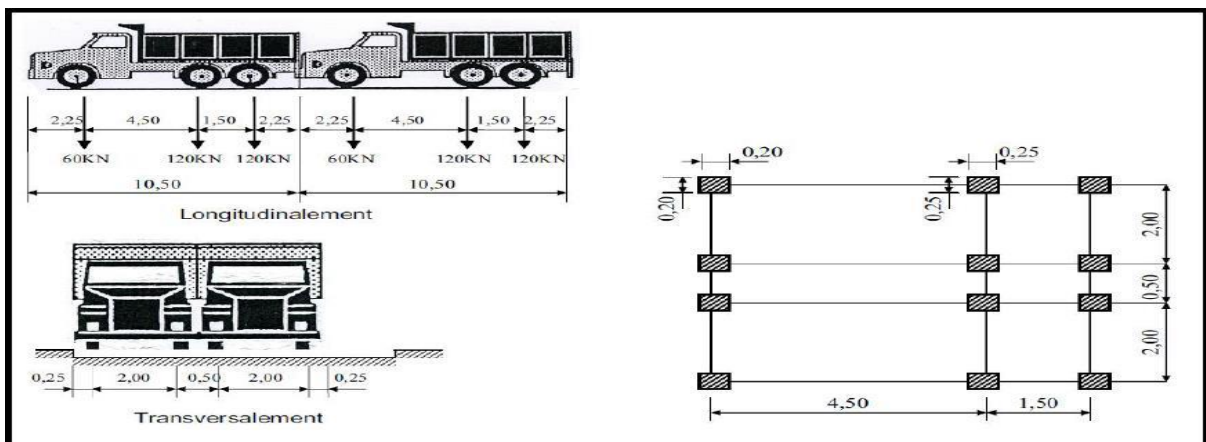


Fig. IV.6 : Dimensions du système Bc.

CHAPITRE IV CHARGE ET SURCHARGE

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système Bc prise en compte sont multipliées par le coefficient bc qui est donné dans le tableau suivant :

Nbr des files		1	2	3	4	5
Classe du pont	1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	2	1	1	/	/	/
	3	1	0.8	/	/	/

Tab.IV.4. Valeurs de coefficient bc.

❖ Coefficient de majoration dynamique δ :

Ce coefficient est déterminé par la formule : $\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1+0,2L}$

Avec :

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

G : poids propre de la travée considérée.

S : La charge de **Bc max** prise avec pondération.

$$\text{Donc : } S = n \times 30 \times bc$$

n : nombre de camion (camion de **30t**).

Système de charge **Bt** :

Le système **Bt** se compose de deux essieux, appelé essieux tandems, les essieux sont à roues simples munies de Pneumatiques. La surface d'impact de chaque roue (portant **80KN**) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversale mesure **0,60 m** et le coté longitudinale **0,25m**. Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de **3m** de largeur.

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé 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 totale **32 t**
- Masse portée par chaque essieu est **16 t**
- Distance des deux essieux est de..... **1,35 m**
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu est de **2 m**

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

CHAPITRE IV CHARGE ET SURCHARGE

Toutes ces indications sont bien illustrées sur la figure ci-dessous :

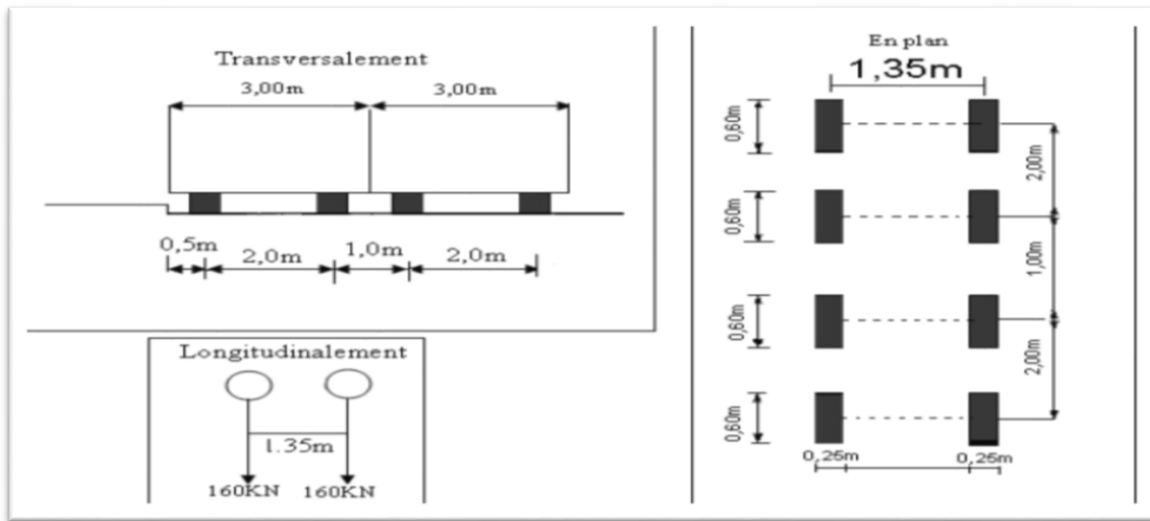


Fig.IV.7. Les dimensions du système Bt.

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

Classe du pont	1er	2 ^{émé}
Coefficient bt	1	0,90

Tab.IV.5 : Valeurs de coefficient bt.

➤ **Coefficient de majoration dynamique :**

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

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

G : la charge permanente de l'ouvrage

S : Surcharge Bc maximale. Avec : $S = n \times 32 \times bc$

n : nombre de camion, (camion de 32t) pont de première classe $\Rightarrow bc = 1$.

➤ **Système de charges Br :**

La roue isolée, qui constitue le système **Br**, porte une charge de **100 KN**. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure **0,6m** et le coté longitudinal **0,3 m**, qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

Ces caractéristiques sont définies dans la figure suivante :

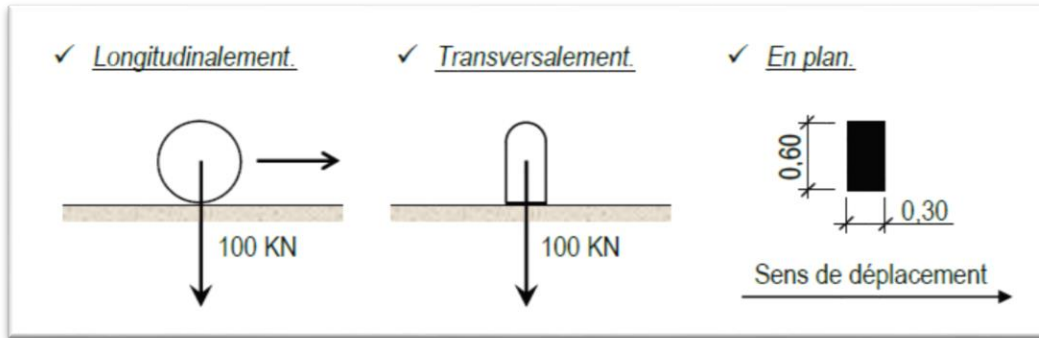


Fig.IV.8 : Schéma du système Br.

C) Système militaire Mc 120 :

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

- Masse totale 110 t.
- Longueur d'une chenille 6,10 m.
- Largeur d'une chenille 1 m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m.

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

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

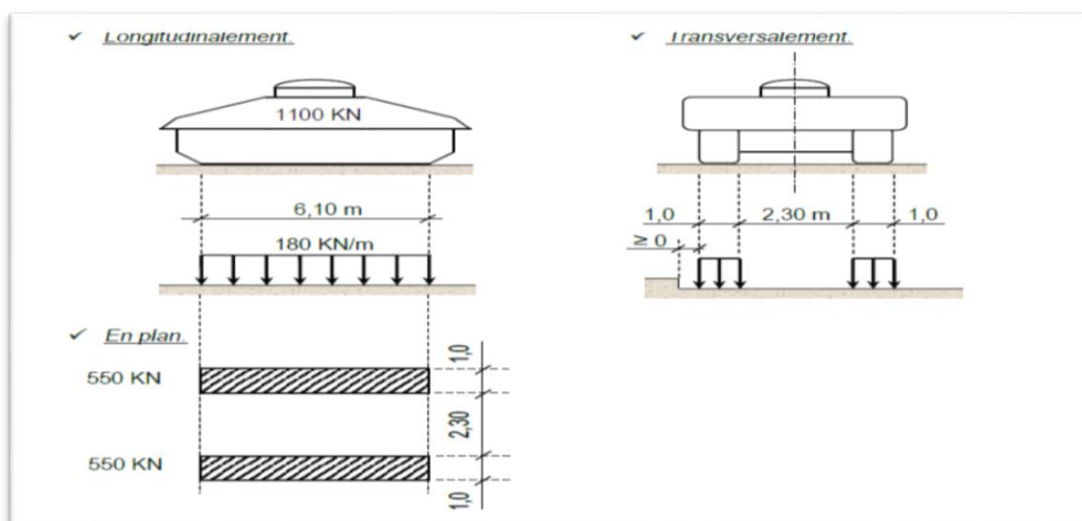


Fig.IV.9 : Caractéristique du système Mc 120.

CHAPITRE IV CHARGE ET SURCHARGE

❖ Coefficient de majoration dynamique δ :

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Avec : $S = n \times 110t$

Les valeurs S , δ pour le système de charge MC120 sont données par le tableau suivant :

cas de charge des travées	L(m)	G(t)	n	S=n x110 (t)	δ pour 1 file chargée	MC120 (t)
1	34,8	739.93	1	110	1.0718	117.90
2	69,60	1479.86	2	220	1.0483	230.63
3	61,20	1238.07	2	220	1.0557	232.25
4	96,00	1978.00	3	330	1.0438	344.45
5	132	2717.93	4	440	1.0379	456.68

Tab.IV.6 : Calcul des valeurs s et δ pour les charges MC 120.

d) Charges exceptionnels D 240 :

Les ponts doivent être calculés pour supporter les convois lourds exceptionnels.

Le convoi type D240 comporte une remorque supportant 2400 KN (une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total), ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6m de long, le poids par mètre linéaire égal à 12,9 t/ml.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toute autre charges).

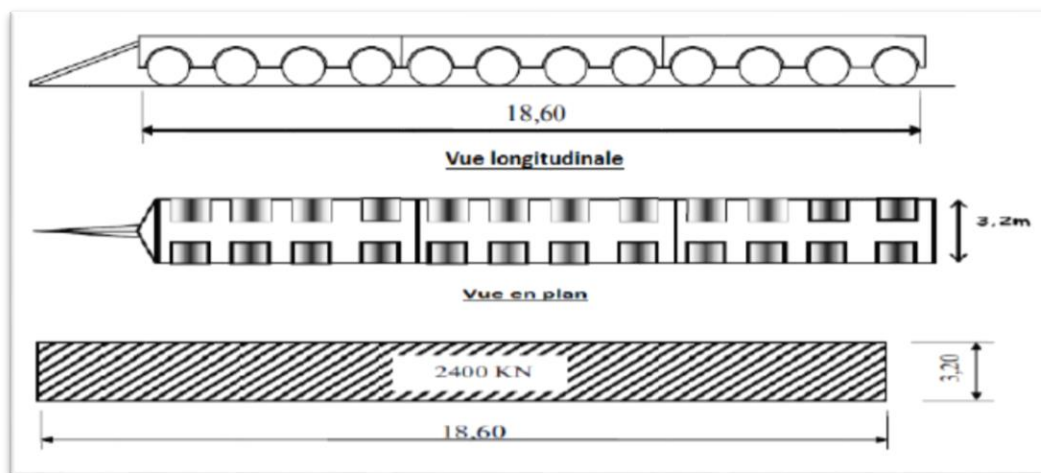


Fig.IV.10. Caractéristique du convoi Type D240.

CHAPITRE IV CHARGE ET SURCHARGE

Les charges exceptionnelles D240 ne sont pas frappées de majorations pour effet dynamique, elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge. (Vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée comme une charge statique).

➤ Effort de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes **A(l)** et **Bc** sont susceptibles de développer des réactions de freinage, **Ff** effort s'exerçant à la surface de la chaussée. - Dans les cas courants, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

❖ **Effort dû au système A(l)** : L'effort de freinage dû à la charge A est égal à la fraction du poids de celle-ci :

$$F_{A(l)} = \frac{1}{20+0,0035 \times S} A(l) = 0.34t$$

A(l) = **Ac** = **6.993 t/m²** (chargement de cas le plus défavorable)

S : surface chargée par m² **S = L.LC** = 34.80 x 7 = **243,6 m²**.

L = 34.80 m : désigne la longueur de la travée considérée.

❖ Effort de freinage du a **Bc** :

Bc = 30 t par tablier un seul camion est supposé freiner. Les efforts de freinage développés par le système ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques, mais ils sont multipliés par les coefficients.

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

$$\text{Donc : } F_{Bc} = Bc \times bc = 30 \times 1,2 = 36 t$$

e) Charges sur les trottoirs :

Les charges qui sont utilisées dans la justification des éléments de tabliers prennent le nom de **charges locales**, celles qui servent à la justification des fermes maîtresses sont appelées **charges générales**.

Les diverses charges de trottoirs ne sont pas majorées pour effets dynamiques.

❖ Charges locales :

Une charge uniforme de **4.5KN/m²** est supportée par les trottoirs de tous les ouvrages, y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées et des pistes cyclables.

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

Les effets peuvent éventuellement se cumuler avec ceux du système **B** ou des **charges militaires**.

$$S(t) = 0,45 \times 0,7 = 0,315 \text{ t/ml}$$

❖ Charges générales :

Pour la justification des fermes maîtresses qui supportent à la fois une chaussée et un ou des trottoirs, il y a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de **1.5KN/m²** de façon à produire l'effet maximal envisagé.

$$S(t) = 0,15 \times 0,7 = 0,105 \text{ t/m}$$

IV.3. EFFET DU VENT :

D'après le fascicule 61 titre II, le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de :

- $P = 2 \text{ KN/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en service.
- $P = 1.25 \text{ KN/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en exécution.
- $P = 1.0 \text{ KN/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée n'excède pas un mois.

Pour le cas de notre ouvrage, on prendra une pression qui vaut **0.125 t/m²** car l'ouvrage est en service.

IV.4. SEISME :

Pour les ponts projetés dans des régions sujettes aux séismes, ils doivent être conçus de manière à résister aux efforts sismiques.

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante définies comme suit :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II-a : sismicité moyenne.

Zone II-b : sismicité élevée.

Zone III : sismicité très élevée.

« Notre ouvrage est classé en zone **II-a** »

N.B : les efforts sismiques sont plus détaillés lors du calcul de l'ouvrage.

IV.5. EFFET DU GRADIENT THERMIQUE :

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 Bejaia $\Delta T = \pm 10^\circ\text{C}$.

CHAPITRE IV CHARGE ET SURCHARGE

IV.6. LES COMBINAISONS DE CHARGES :

❖ **Coefficients de pondérations :**

Les coefficients de charges à l'ELU et à l'ELS sont mentionnés dans le tableau suivant :

actions	ELU	ELS
Charges permanente	1.35	1
Charge A(l)	1.6	1.2
Système Bc	1.6	1.2
Mc120	1.35	1
D240	1.35	1
Gardien thermique	0	0.5
Vent(W)	1.5	1
Surcharges de trottoirs (St)	1.6	1
L'effet du précontraint (P)	1	1
Freinage	1.6	1.2
Séisme horizontale Ex, Ey	1.35	1
Séisme verticale	1	1

Tab.IV.07. Valeurs des coefficients de pondérations.

❖ **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'ELU	1,35 + 1,6 A(l) + S(t)
	1,35 + 1,6 (Bc + S(t))
	1,35G + 1,6 (Bt + S(t))
	1,35G + 1,35 Mc120
	1,35G + 1,35 D240
	1,35G + 1,5W
	1,35G + 1,35Ex
	1,35G + 1,35Ey
	0,8G + Ez
	A l'ELS
G + 1,2 (Bc + St)	
G + 1,2 (Bt + St)	
G + Mc120	
G + D240	
G + 1,2 (A(l) + St) + 0,5 Δ T	
G + 1,2 (Bc + St) + 0,5 Δ T	
G + Mc120 + 0,5 Δ T	
G + D240 + 0,5 Δ T	
G + W	

Tab.IV.8. Les combinaisons.

CHAPITRE V :

ETUDE

LONGITUDINALE

V.1. INTRODUCTION :

Le tablier des ponts à encorbellement successifs est constitué de voussoirs construits à gauche et à droite des piles (après montage ou construction du voussoir sur pile), les voussoirs sont maintenus en console à travers des câbles de précontraintes qu'on surnomme câbles de fléau, la travée est complétée au niveau du voussoir de clavage quand les deux parties symétriques des fléaux sont assemblés.

V.2. PHASES DE CONSTRUCTION DES FLEAUX :

Le schéma ci-dessous résume les étapes de constructions du fléau :

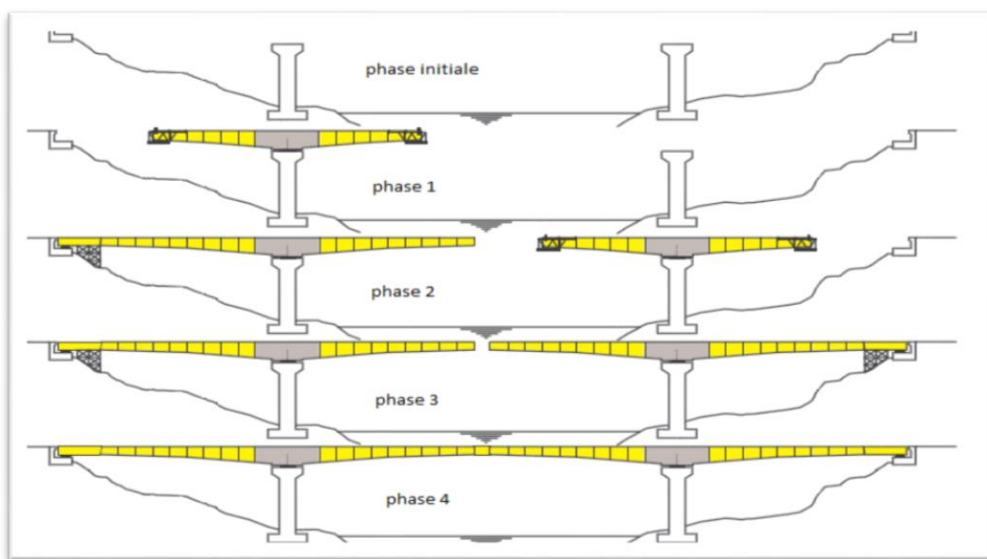


Fig.V.1. Différentes phases de la construction du fléau

- Phase initiale : construction des piles.
- Phase 1 : construction des 2 piles ainsi que des deux culées.
- Phase 2 : mise en place des voussoirs sur piles.
- Phase 3 : assemblage de l'équipement de mise en place des voussoirs courants composant le fléau. Ainsi que la mise en place des voussoirs courant par la suite.
- Phase 4 : mise en place du voussoir de la clé au niveau des travées intermédiaires afin d'assembler les deux fléaux et clavage des travées de rives sur cintre avec les culées.

V.3. LES CHARGES INTERVENANTES DANS LA CONSTRUCTION :

a) Le poids propre du tablier G :

Comme dans cet ouvrage le tablier est à hauteur constante les lois de variation ne seront pas utilisées :

Le poids propre du tablier est :

$$G(x) = \gamma \cdot S \cdot (x)$$

γ : poids volumique du béton.

S = section du voussoir (la section des voussoirs est constante sur le long du tablier).

X : longueur du tablier selon la travée.

b) Les surcharge de chantier (guide du SETRA) :

Divers matériels utilisés pour la mise en place des voussoirs préfabriqués et de coulage sont pris en compte dans les surcharges uniformément réparties $Q_{pra1} = 200 \text{ N/m}^2$ et une surcharge concentrée qui est donnée par la relation suivante : $Q_{pra2} = 50 + 5b$ appliqué à l'autre bout du fléau à l'extrémité du voussoir terminant, cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel $Q_{pra2} = 100 \text{ KN}$

b : largeur du tablier $b = 10 \text{ m}$.

c) surcharge mobile (guide du SETRA) :

Le poids de l'équipage mobile Q_{prc1} est estimé entre 30 et 90 tonnes, dans ce cas le poids de l'équipage mobile est pris à 50 tonnes. Pour le dernier voussoir de clavage, l'équipage mobile est inutile.

d) La charge due au vent :

Comme retenu dans le chapitre précédant la charge du vent est de $0,125 \text{ t/m}^2$

e) Actions accidentelles (SETRA) :

Pendant le coulage ou la mise en place des voussoirs de préfabrication sur chantier des accidents peuvent survenir comme, la chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose (FA) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage Q_{prc1} max ou du dernier voussoir préfabriqué sur l'un des demi-fléaux.

$$FA = - Q_{prc1} \times 2$$

$$FA = -50 \times 2$$

$$FA = -100 \text{ t.}$$

V.4. LONGUEURS DES DIFFERENTS VOUSOIRS :

a) Voussoir courant :

D'après le guide du SETRA le voussoir courant varie entre 2.50 m et 5 m la longueur choisit est de **2.40 m**.

b) Voussoir sur pile :

Le SETRA recommande une longueur des voussoirs sur pile de l'ordre de deux fois la longueur du voussoir courant + 0.50m à 1 m.

La longueur choisie pour le voussoir sur pile est de **2.10 m** (pour des raisons constructives pratiques sur chantier

c) Longueur du voussoir de clavage : 1.50 m

d) Voussoir sur culée : 1.65 m

e) Longueur du demi fléau (L) :

$$L = \frac{\text{Longueur de travée}}{2} - \frac{1}{2} \text{ voussoir clé}$$

$$L = \frac{61.20 \text{ m}}{2} - 0.75 = 29.85 \text{ m}$$

Au final le demi fléau sera composé de 12 voussoirs courants de 2.40 mètres plus ½ du voussoir sur pile de 1.05 m.

V.5. EFFORTS APPLIQUES AU DEMI-FLEAU :

Ma = moment de l'appui/ Ra= réactions verticales de l'appui.

M(x)= moment fléchissant au point $\frac{dM(x)}{dx}$ = effort tranchant au point (x).

V.5.1. Effet due au poids propre :

La charge G en t/ml est de

$$G = \gamma b \times S \text{ voussoir} + \Sigma \text{ ccp}$$

$$G = 2,5 \times 9,74 + 2,13$$

$$G = 26,48 \text{ t/ml}$$

$$Ra = G \cdot L = 790,43 \text{ t}$$

$$Ma = G \cdot \frac{L^2}{2} = 11797,14 \text{ t}$$

$$V(x) = -G(x) + Ra$$

$$M(x) = -Ma + Ra(x) - G \cdot \frac{x^2}{2}$$

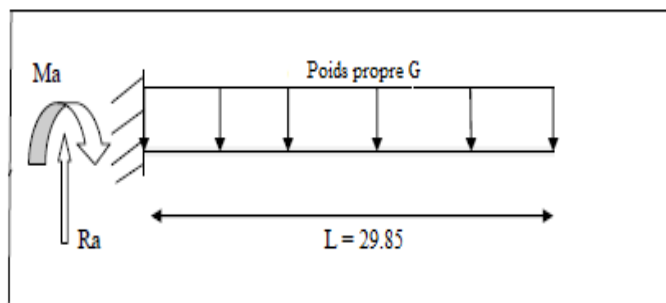


Fig.V.2. Poids propre

V.5.2. Effets des surcharges réparties du chantier Qpra1 :

$$Q_{pra1} = 0.02 \text{ t/m}^2$$

Qpra1 Répartie sur la largeur du tablier :

$$Q_{pra1} = 0.02 \times 10 = 0.2 \text{ t/m.}$$

$$M_a = Q_{pra1} \frac{L^2}{2} = 89.10 \text{ t.m}$$

$$R_a = Q_{pra1} \cdot L = 5.97 \text{ t}$$

$$V(x) = R_a - Q_{pra1} \cdot x$$

$$V(x) = 5.97 - 0.2x$$

$$M(x) = -M_a + R_a \cdot x - Q_{pra1} \cdot \frac{x^2}{2} \text{ (t.m)}$$

$$M(x) = -89.10 + 5.97 \cdot x - 0.1x^2$$

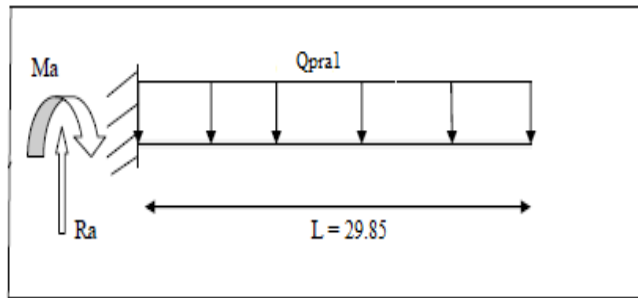


Fig.V.3. Surcharges Qpra1.

V.5.3. Effets des surcharges concentrées Qpra2 :

Ce sont les charges qu'on qui se concentrent sur la partie finale de la console ou le dernier voussoir pour ce cas.

$$Q_{pra2} = 10 \text{ t}$$

$$R_a = Q_{pra2} = 10 \text{ t}$$

$$M_a = Q_{pra2} \times L = 298.5 \text{ t.m}$$

$$V(x) = R_a = 10 \text{ t}$$

$$M(x) = -M_a + R_a \cdot (x) = 298.5 \times 10(x)$$

$$M(x) = -298.5 + 10 \cdot x$$

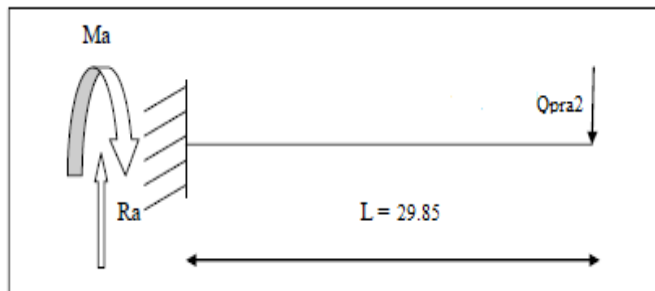


Fig.V.4. Surcharge Qpra2.

V.5.4. Effet du poids de l'équipage mobile Qprc1 :

Chargement concentré sur l'extrémité de la console :

$$Q_{prc1} = 50 \text{ t}$$

$$R_a = Q_{prc1} = 50 \text{ t}$$

$$M_a = Q_{prc1} \times L = 1492.5 \text{ t.m}$$

$$V(x) = 50 \text{ t}$$

$$M(x) = -M_a + R_a(x) = -1492.5 + 50(x)$$

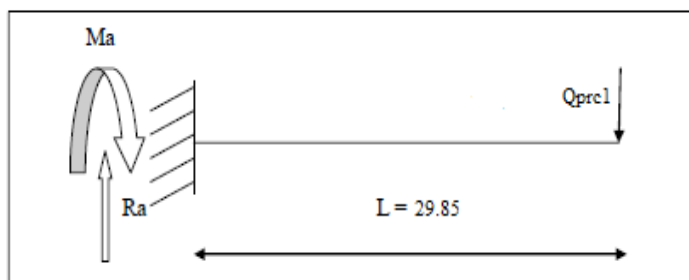


Fig.V.5. Surcharge Qprc

V.5.5. Effets des surcharges réparties du vent Q_w :

$$Q_w = 0.125 \times 10 = 1.25 \text{ t/ml}$$

$$R_a = Q_w \cdot L = 1.25 \times 29.85$$

$$R_a = 37.31 \text{ t}$$

$$M_a = Q_w \cdot \frac{L^2}{2}$$

$$M_a = 556.89 \text{ t.m}$$

$$\mathbf{V(x) = Q_w(x) - R_a = 1.25x - 37.31}$$

$$M(x) = M_a - R_a(x) + Q_w \frac{x^2}{2}$$

$$\mathbf{M(x) = 556.89 - 37.31x + 0.625x^2}$$

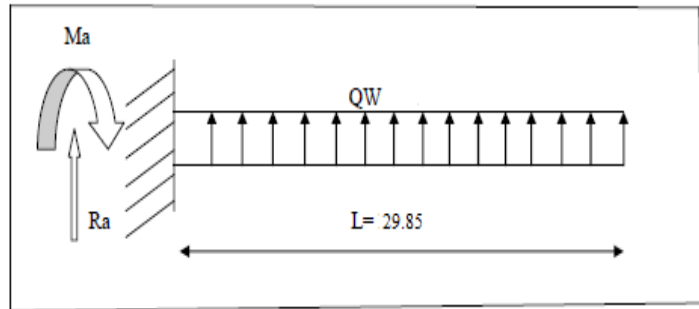


Fig.V.6. Surcharge du vent W .

V.5.6. Evaluation des forces accidentelles F_a :

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

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

$$M_a = - F_a \cdot L = 2985 \text{ t.m}$$

$$\mathbf{V(x) = R_a = - 100}$$

$$M(x) = M_a + R_a(x)$$

$$\mathbf{M(x) = 2985 - 100x}$$

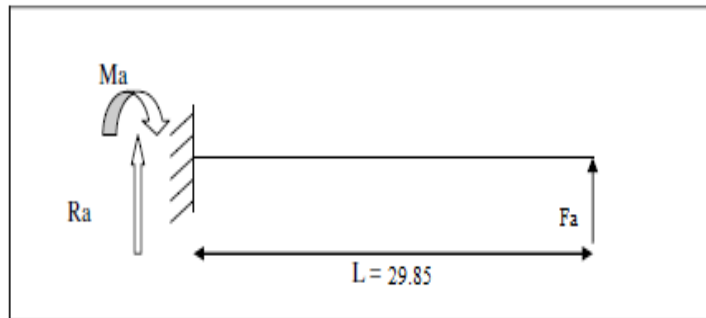


Fig.V.7. Force accidentelles FA

V.5.7. Effet des surcharges sur le fléau :

Pour l'étude des fléaux un seul côté sera étudié puisqu'ils sont symétriques et égaux et la pente entre les deux extrémités est nul.

Le tableau suivant récapitule les charges du fléau.

CHAPITRE V ETUDE LONGITUDINALE

X (m)	Poids propre (G)		Surcharges réparties (QPRA1)		Surcharges concentrées (QPRA2)		Surcharges du vent (Qw)		Surcharges de l'équipage mobile (QPRC1)		Force accidentelle (Fa)		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	790,43	-11797,137	5,97	-89,1	10	-298,5	-37,31	556,89	50	-1492,5	-100	2985	719,09	-10135,347
1.05	762,626	-10981,783	5,76	-82,941	10	-288	-35,997	518,403	50	-1440	-100	2880	692,389	-9394,321
3.45	699,074	-9227,743	5,28	-69,693	10	-264	-32,997	435,609	50	-1320	-100	2640	631,357	-7805,827
5.85	635,522	-7626,228	4,8	-57,597	10	-240	-29,997	360,015	50	-1200	-100	2400	570,325	-6363,81
8.25	571,97	-6177,237	4,32	-46,653	10	-216	-26,997	291,621	50	-1080	-100	2160	509,293	-5068,269
10.65	508,418	-4880,772	3,84	-36,861	10	-192	-23,997	230,427	50	-960	-100	1920	448,261	-3919,206
13.05	444,866	-3736,831	3,36	-28,221	10	-168	-20,997	176,433	50	-840	-100	1680	387,229	-2916,619
15.45	381,314	-2745,415	2,88	-20,733	10	-144	-17,997	129,639	50	-720	-100	1440	326,197	-2060,509
17.85	317,762	-1906,524	2,4	-14,397	10	-120	-14,997	90,0455	50	-600	-100	1200	265,165	-1350,8755
20.25	254,21	-1220,157	1,92	-9,213	10	-96	-11,997	57,651	50	-480	-100	960	204,133	-787,719
22.65	190,658	-686,316	1,44	-5,181	10	-72	-8,997	32,457	50	-360	-100	720	143,101	-371,04
25.05	127,106	-304,999	0,96	-2,301	10	-48	-5,997	14,463	50	-240	-100	480	82,069	-100,837
27.45	63,554	-76,207	0,48	-0,573	10	-24	-2,997	3,669	50	-120	-100	240	21,037	22,889
29.85	0	0	0	0	/	/	0	0	/	/	0	0	0	0

Tab.V.1. Surcharges du fléau

V.6. LES COMBINAISONS DE CHARGE :

Les efforts les plus défavorables lors de du coulage ou de la mise en place des voussoirs seront enregistrés lors de la mise en place du dernier voussoir de la console et ces efforts se situeront au niveau de l'encastrement (voussoir de pile X=0).

Selon le guide SETRA deux combinaisons sont à prendre en compte.

➤ Combinaisons fondamentales type A :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25(Q_{\text{prc1max}} + Q_{\text{prc1min}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_w). \\ 0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25(Q_{\text{prc1max}} + Q_{\text{prc1min}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_w). \end{array} \right.$$

Avec :

- G majorée de 2% $G_{\max} = 1.02 G.$
- G minoré de 2% $G_{\min} = 0.98 G.$
- Qprc1 majoré de 6 % $Q_{\text{prc1max}} = 1.06 Q_{\text{prc1}}.$
- Qprc1 minoré de 4 % $Q_{\text{prc2min}} = 0.98 Q_{\text{prc1}}.$

CHAPITRE V ETUDE LONGITUDINALE

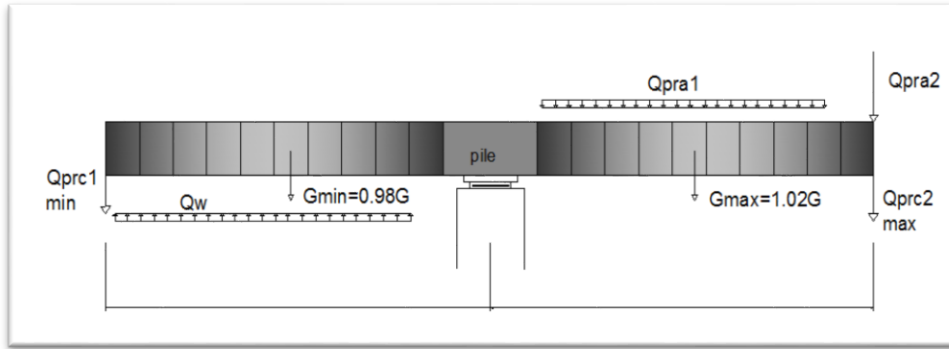


Fig.V.8. Combinaisons de charges en situation fondamentale.

➤ Combinaisons accidentelles type B :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.1 (G_{\max}+G_{\min})+F_a+ (Q_{prc1 \max}+Q_{prc1 \min}+Q_{pra1}+Q_{pra2}) \\ 0.9 (G_{\max}+G_{\min})+F_a+ (Q_{prc1 \max}+Q_{prc1 \min}+Q_{pra1}+Q_{pra2}) \end{array} \right.$$

Avec :

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

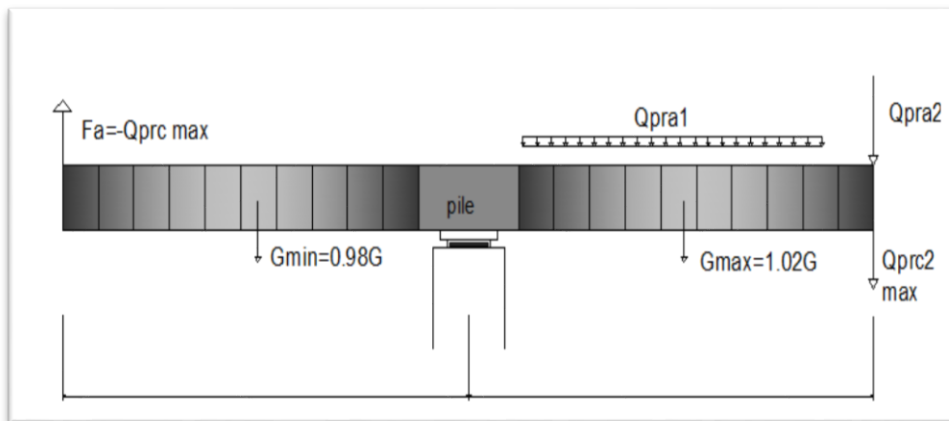


Fig.V.9. Combinaisons de charge en situations accidentelles.

Type de combinaisons	Combinaisons	-M (t.m)	-T (t)
Combinaisons de construction Type A	$1,1 (G_{\max}+G_{\min}) + 1,25 (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRC1 \min} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2}+Q_w)$	19260.609	1304,332
	$0,9 (G_{\max}+G_{\min}) + 1,25 (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRC1 \min} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2}+Q_w)$	14835.666	982,566
Combinaisons accidentelles Type B	$1,1 (G_{\max}+G_{\min}) + F_a + (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})$	23562.448	1738,514
	$0,9 (G_{\max}+G_{\min}) + F_a + (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})$	19137.467	1416,749

Tab.V.2. Combinaisons les plus défavorables.

Les efforts maximaux sont :

- Le moment de renversement : $M = -23562.448 \text{ t.m}$
- L'effort tranchant : $V = -1738,514 \text{ t}$

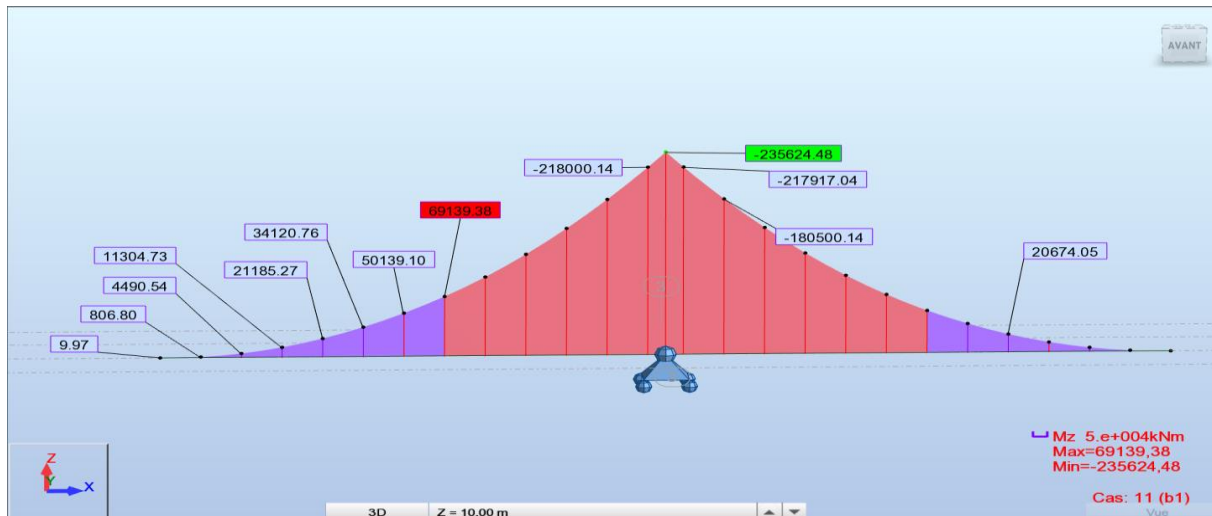


Fig.V.10. Modélisation du fléau

V.7. 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.

V.7.1. 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.

CHAPITRE V ETUDE LONGITUDINALE

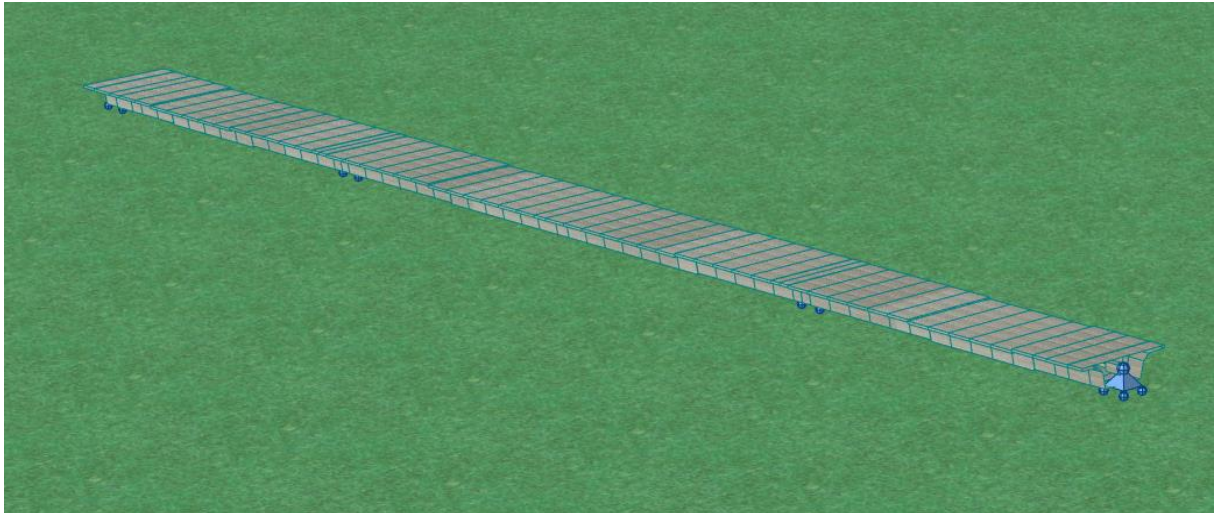


Fig. V.11. Modélisation du tablier.

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

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

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

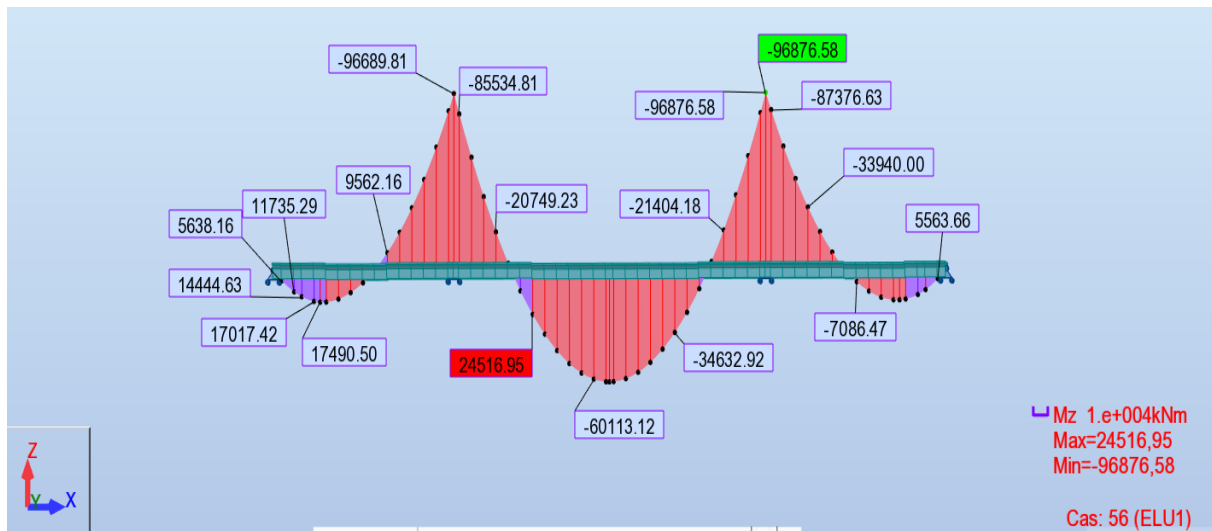


Fig. V.12. Diagramme des moments fléchissant.

CHAPITRE VI

ETUDE DE LA

PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION :

La stabilité longitudinale du tablier est due aux efforts engendrés par les câbles de précontraintes ces câbles se séparent en deux familles : **les câbles de fléau** et **les câbles de continuités**.

VI.2. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE :

Les câbles de précontraintes sont tendus à l'aide de vérins hydrauliques une fois la tension voulue atteinte les câbles sont bloqués à l'aide de clavettes puis les câbles sont relâchés et font tendre le béton, ainsi les contraintes de compression stabilisent le tablier.

Deux modes de mise en tension existent :

- Mise en tension par pré-tension
- Mise en tension par post tension

a) La précontrainte par pré-tension :

Les câbles de précontraintes sont insérés dans le coffrage avant le coulage du béton et tendus et maintenus sous tension de traction, après coulage du béton les armatures sont relâchées, et par effet d'adhérence le béton se comprime.

b) La 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 est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

On distingue deux types de précontrainte par post tension :

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

Pour la réalisation de cet ouvrage la post tension a été utilisée

VI.2.1. 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.

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.2.2. 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 400kg/m³, soit une résistance caractéristique moyenne :

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

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

VI.2.3. Armatures de précontrainte :

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

- Nombre de torons par câble12 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.

VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE D'OUVRAGE :

VI.3.1. Câbles du 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 des moments négatifs du au poids des voussoirs de l'équipage mobile et la charge du chantier en phase de construction.

- Assurer la stabilité du fléau pendant la construction

VI.3.2. Câbles de continuités :

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.

VI.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU :

Les câbles du fléau sont disposés de manière symétrique sur la membrure supérieure de la section, ils sont mis en place au fur à mesure de l'avancement des travaux le décroissement des moments partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent au niveau des fibres supérieur et inférieur des contraintes, ces contraintes sont données par les relations suivantes :

Sur la fibre supérieure : $\sigma_{sup} = -\frac{|M|V}{I}$ (Compression).

Sur la fibre inférieure : $\sigma_{inf} = \frac{|M|V}{I}$ (Traction).

Sur la fibre inférieure y'aura des contraintes de compression et des contraintes de traction sur la fibre supérieure, 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 :

Fibre supérieur : $\sigma_{Psup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I}$ (compression).

Fibre inférieur : $\sigma_{Pinf} = \frac{P}{S} + \frac{PeV'}{I}$ (traction).

σ_{Psup} : Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

σ_{Pinf} : La contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de L'effort de précontrainte.

- P : la force de précontrainte.

- S : la section du voussoir considéré.

- I : le moment d'inertie longitudinal de la section.

- V : distance du centre de gravité de la section considéré à la fibre supérieure.

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- V' : distance du centre de gravité de la section considéré à la fibre inférieure
- e : excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
- M : moment maximal du au poids propres et aux surcharges.
- S : Section du voussoir.

Pour la reprise de la traction il faut satisfaire la condition suivante :

$$\text{Fibre supérieur : } \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{|M| V}{I} \geq \sigma_{bt}$$

$$\text{Fibre inférieur : } \frac{P}{S} - \frac{P.e.V}{I} + \frac{|M| V'}{I} \leq \sigma_{bc}$$

σ_{bc} : contrainte du béton comprimé.

σ_{bt} : contrainte du béton tendu.

à la limite :

$$\frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{S}} + \frac{e.V}{I}$$

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

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

Le « e » est fixé avant le calcul de P .

VI.4.1. Calcul du nombre de câble d'un fléau :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq P/P_0$$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12 T15s peut créer, P_0 est estimé à 25% de perte.

La tension à l'origine (σP_0) est donnée selon le BPEL91 par la formule suivante :

$$\sigma P_0 = \text{Min} (0.8 F_{prg} , 0.9 F_{peg}) = \text{Min} (1488, 1494) = 1488 \text{ MPa.}$$

Donc :

La force utile d'un câble 12T15s estimée à 25% de perte, $P_0 = \sigma P_0 \times S$

S : section d'un câble 12T15s, $S = 0.0018 \text{ m}^2$, ($150 \times 12 = 0.0018 \text{ m}^2$).

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

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

La détermination du nombre de câbles se fait au niveau de l'encastrement la ou les sollicitations sont maximale. Les caractéristiques du voussoir sur pile :

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

A= 8.00m² air de la section.

I_x= 17.211m⁴ moment d'inertie autour de l'axe considéré.

S=0.990m distance entre le centre de gravité et la fibre supérieur.

$e = V - d \rightarrow d \text{ (enrobage)} = 0.2m \rightarrow e = 0.990 - 0.2 = \mathbf{0.79m}$.

Les câbles sont répartis de manière symétrique entre le côté gauche et droit, donc le calcul se fait Just pour un seul côté.

Le Moment à l'encastrement pour les charges du fléau (poids propre + surcharge mobile et chantier) **M= - 23562.448 t.m**

$$\frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{S}} + \frac{e.V}{I} = \mathbf{7048.3276t}$$

Le nombre de câbles est de : $\mathbf{N} = \frac{P}{P_0} \frac{7048.3276t}{200.88} = 35.104$

N= 36 câbles.

VI.4.2. Répartitions des câbles dans chaque voussoir :

Les moments s'affaiblissent en s'éloignant de l'encastrement, il faut arrêter au moins deux câbles par voussoir répartis de manière symétrique dans les deux âmes afin d'éviter le phénomène de torsion.

Le tableau suivant répertorie le nombre de câbles arrêté pour chaque voussoir :

x(m)	M(t.m)	I(m ⁴)	S(m ²)	V(m)	e(m)	P(t)	N calculé	N choisis
0	23562.448	17,211	8.00	0.990	0.500	7048,327	35,104	36
1.05	21791.704	17,211	8.00	0.990	0.500	6518,638	32,465	36
3.45	18050.014	14,439	7.771	0.940	0.467	7561,546	29,416	30
5.85	14679.093	12,159	7.553	0.920	0.438	6863,490	26,720	26
8.25	11675.319	10,296	7.356	0.900	0.412	6059,969	23,636	24
10.65	9042.405	8,783	7.180	0.885	0.388	5205,332	20,342	20
13.05	6778.976	7,567	7.024	0.870	0.368	4292,178	16,807	16
15.45	4885.983	6,599	6.889	0.857	0.350	3378,361	13,257	14
17.85	3329.361	5,842	6.775	0.846	0.335	2489,454	9,790	10
20.25	2067.405	5,263	6.682	0.837	0.322	1653,780	6,518	6
22.65	1108.696	4,837	6.609	0.829	0.312	935,448	3,695	4
25.05	446.349	4,546	6.557	0.823	0.305	391,265	1,549	2
27.45	78.071	4,377	6.526	0.818	0.301	69,890	0,277	2
29.85	0	4,322	6.516	0.816	0.300	0	0	0

Tableau VI.1: Nombre de câble du fléau

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

N° voussoir	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Nbre de câble	36	30	26	24	20	16	14	10	6	4	2	2
Nbre de câble/ voussoir	6	6	4	4	2	2	2	2	2	2	2	2
Nbre de câble/ âme	3	3	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1

Tableau VI.2: nombre de câble par voussoir

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.

VI.4.3. Espacement des armatures de précontraintes :

Dans les zones où les conduits ou paquets se rapprochent ou se croisent, l'étude de relevage des câbles doit être faite de manière à éviter l'existence d'obstacles susceptibles de s'opposer à la mise en place du béton. La disposition des câbles doit suivre le schéma suivant :

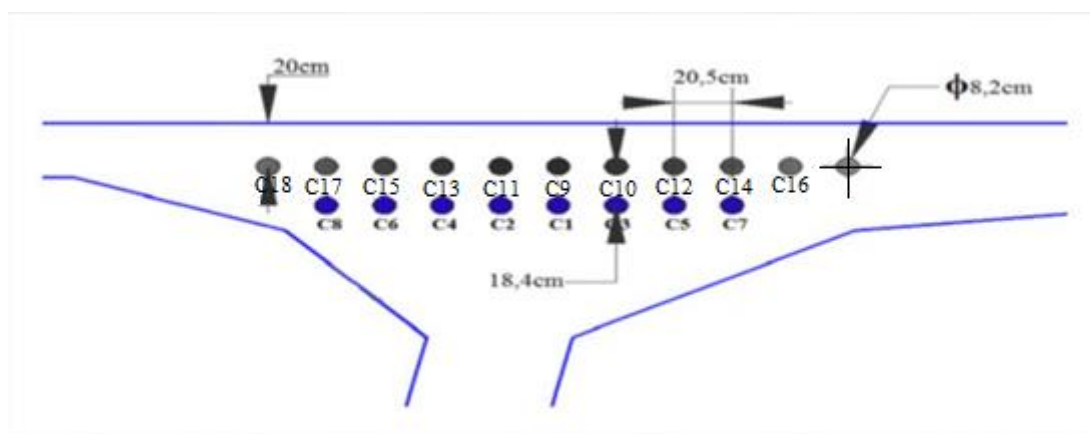


Fig.VI.1 : disposition des câbles dans les goussets

VI.4.4. 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.

On opte pour le schéma de tracé d'un câblage incliné qui consiste à descendre les câbles de fléau dans les âmes afin de profiter de la réduction de l'effort tranchant due aux composantes verticales des efforts de précontrainte.

Aux joints entre voussoirs, les gaines présentent des discontinuités de pente et de courbure, Surtout dans le cas des voussoirs préfabriqués, ces discontinuités engendrent des frottements augmentant les pertes et pour réduire ces frottements, on suit les dispositions suivantes :

- Eviter au maximum les croisements des câbles, en particulier dans les âmes.
- Utiliser des gaines de diamètre suffisamment grand et rigide le plus possible pour assurer leur alignement lors du bétonnage.
- Limiter les déviations en plan et en élévation.
- Augmenter le rayon de courbure des câbles.
- Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera 0,50 m entre axes des câbles.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme de référence on l'ancrera au niveau du C.D.G de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci s'ancreront à 0,25 m de part et d'autre du C.D.G.

VI.4.5. Etude du tracé des câbles :

VI.4.5.1. Etude du tracé en élévation :

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le trace devient parabolique, son équation est :

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

- d_1 : Distance du point d'ancrage.

- d_0 : Distance du câble à fibre supérieure.

- l : Distance sur laquelle se fait la courbure, longueur d'un voussoir (2,4m) pour les six premiers câbles et de deux voussoirs (4,8 m) pour le reste des câbles.

➤ L'équation du rayon de courbure à pour expression :

$$R(x) = \frac{X^2}{2Y} \geq R_{mi}$$

- R_{min} : Rayon minimal pour les câbles 12T15 = 2 m

➤ La déviation verticale d'un câble est :

$$\tan \alpha = \frac{dy}{dx} = 2(d_1 + d_0) \frac{x}{l^2}$$

(L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale).

$$\alpha = \text{Arctg} \left[2(d_1 + d_0) \frac{x}{l^2} \right]$$

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

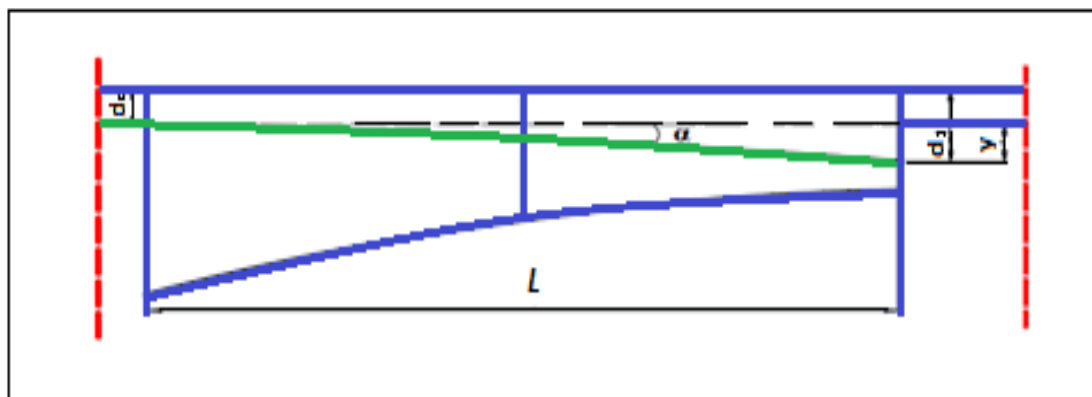


Fig. VI. 2 : Tracé d'un câble en élévation.

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.

$$X = 2.4$$

$$R_c = \frac{2.4^2}{2(1.44 - 0.38)}$$

$$V = 0.94$$

$$d_0 = 0,38$$

$$d_1 = V + 0,5 = 1.44 \rightarrow Y = d_1 - d_0 = 1.06$$

R = 2.72 m > 2 m (vérifier).

$$\tan \alpha = \frac{2Y}{l} = \frac{2 \times 1.06}{2.4} = 0.883$$

$$\alpha = 0,72 \text{ rad}$$

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

$$Y(x) = 0.38 + 0.883x^2$$

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

voussoir	câble	X(m)	V(m)	d0(m)	d1(m)	Y(m)	R(m)	tgα	α	
									(Rad)	(degré)
V1	C1	2.40	0.940	0.38	0.940	0.56	5.142	0.466	0.436	25.00
	C2	2.40	0.940	0.38	1.440	1.06	2.716	0.883	0.723	41.44
	C3	2.40	0.940	0.38	1.940	1.56	1.846	1.300	0.915	52.43
V2	C4	2.40	0.920	0.38	0.920	0.54	5.333	0.450	0.422	24.22
	C5	2.40	0.920	0.38	1.420	1.04	2.769	0.866	0.713	40.89
	C6	2.40	0.920	0.38	1.920	1.54	1.870	1.283	0.908	52.07
V3	C7	2.40	0.900	0.38	1.400	1.02	2.823	0.850	0.704	40.36
	C8	2.40	0.900	0.38	1.900	1.52	1.894	1.266	0.902	51.70
V4	C9	2.40	0.885	0.20	1.385	1.185	2.430	0.987	0.778	44.63
V5	C10	2.40	0.885	0.20	1.885	1.685	1.709	1.404	0.951	54.54
V6	C11	2.40	0.870	0.20	1.370	1.17	2.461	0.975	0.772	44.27
V7	C12	2.40	0.857	0.20	1.357	1.157	2.489	0.964	0.767	43.95
V8	C13	2.40	0.846	0.20	1.346	1.146	2.513	0.955	0.762	43.68
V9	C14	2.40	0.837	0.20	1.337	1.137	2.532	0.947	0.758	43.44
V10	C15	2.40	0.829	0.20	1.329	1.129	2.550	0.940	0.754	43.23
V11	C16	2.40	0.823	0.20	1.323	1.123	2.564	0.935	0.751	43.08
V12	C17	2.40	0.818	0.20	1.318	1.118	2.576	0.931	0.749	42.95
V12	C18	2.40	0.816	0.20	1.316	1.116	2.580	0.930	0.749	42.92

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

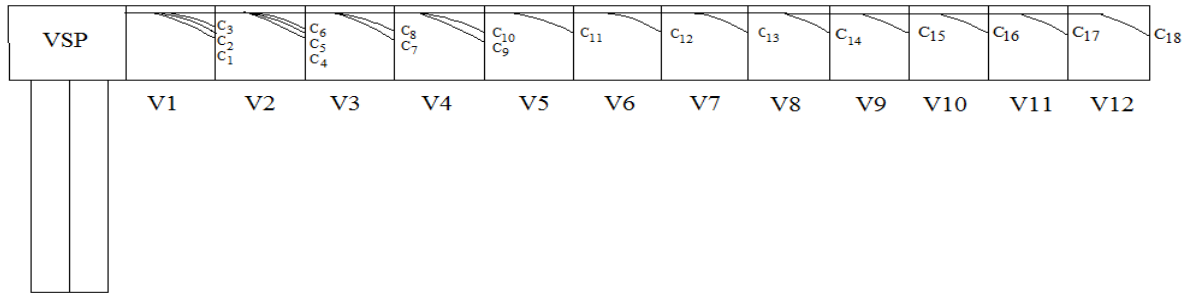


Fig. VI.3. Tracé en élévation des câbles de fléau.

VI.4.5.2 Etude du tracé 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.

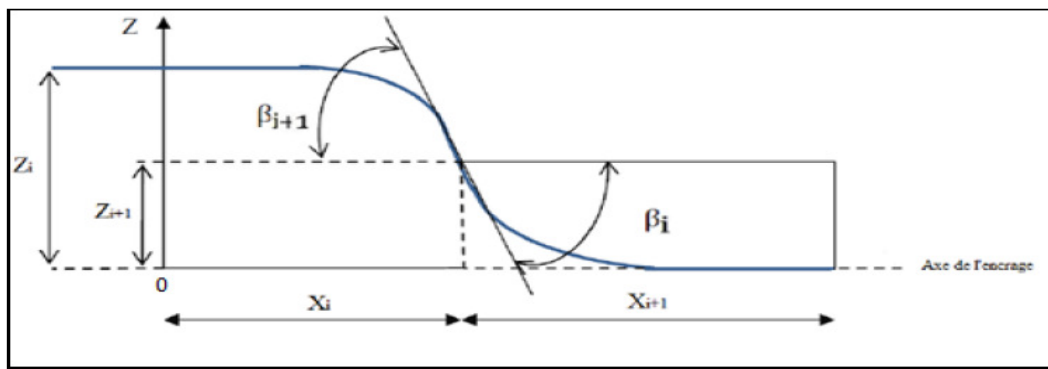


Fig. VI.4. Tracé d'un câble en plan.

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 :

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

Le rayon de courbure : Tapez une équation ici.

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

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 :

β : L'inclinaison dans la section intermédiaire.

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.

R_i : Le Rayon de courbure dans la première section.

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

Le tracé des câbles C_1 et C_{10} 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 :

$$Z(x) = 0,205 + (0,205 - 0,1025) \left(\frac{x}{2.4}\right)^2 = 0,205 + 0,018 x^2$$

➤ Le rayon de la courbure :

$$R_i = \frac{1.2^2}{2(0.205-0.1025)} = 7.024 \text{ m} = R_{i+1}$$

➤ L'inclinaison dans la section intermédiaire :

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(0,205-0,1025)}{1.2} = 0,17$$

$$\beta_i = 0,17 \text{ rad} = \beta_{i+1}$$

❖ 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	2.40	1.2	0	0	∞	0	0
	C2	2.40	1.2	-0.205	-0.1025	-7.024	-0.171	-9.79
	C3	2.40	1.2	0.205	0.1025	7.024	0.171	9.79
V2	C4	2.40	1.2	-0.41	-0.205	-3.512	-0.342	-19.58
	C5	2.40	1.2	0.41	0.205	3.512	0.342	19.58
	C6	2.40	1.2	-0.615	-0.3075	-2.341	-0.512	-29.36
V3	C7	2.40	1.2	0.615	0.3075	2.341	0.512	29.36
	C8	2.40	1.2	-0.82	-0.41	-1.756	-0.683	-39.15
V4	C9	2.40	1.2	0	0	0	0	0
	C10	2.40	1.2	0.205	0.1025	7.024	0.171	9.79
V5	C11	2.40	1.2	-0.205	-0.1025	-7.024	-0.171	-9.79
V6	C12	2.40	1.2	0.41	0.205	3.512	0.342	19.58
V7	C13	2.40	1.2	-0.41	-0.205	-3.512	-0.342	-19.58
V8	C14	2.40	1.2	0.615	0.3075	2.341	0.513	29.36
V9	C15	2.40	1.2	-0.615	-0.3075	-2.341	-0.513	-29.36
V10	C16	2.40	1.2	0.82	0.41	1.756	0.683	39.15
V11	C17	2.40	1.2	-0.82	-0.41	-1.756	-0.683	-39.15
V12	C18	2.40	1.2	1.025	0.5125	1.405	0.854	48.94

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

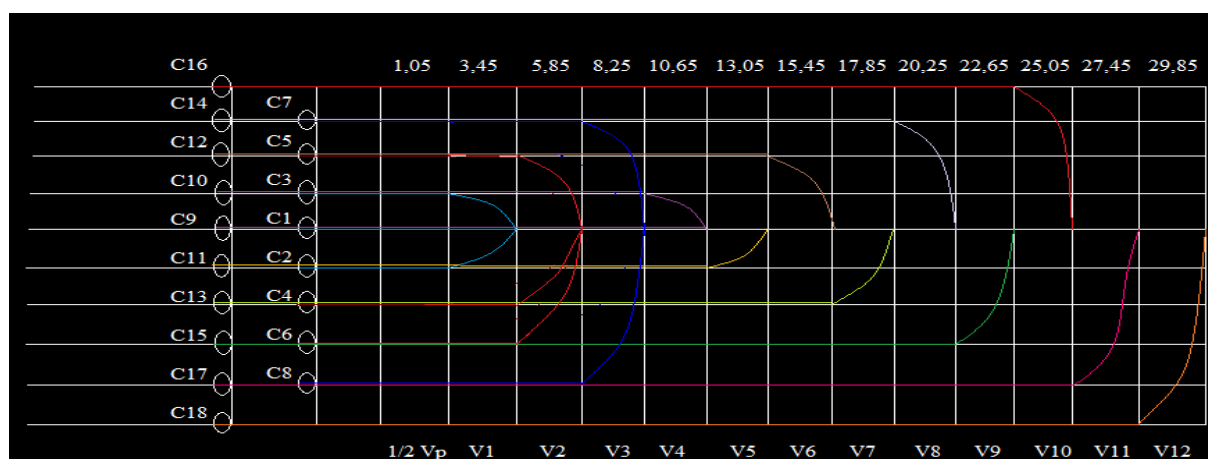


Fig.VI.5. Tracé de câbles de fléau en plan.

VI.5. PERTES DE TENSION DE PRECONTRAINTE :

La contrainte existante dans l'acier des armatures varie constamment en fonction du temps, du fait de l'existence des phénomènes propres au béton de la structure, à savoir le retrait et le fluage, que ceux concernant la relaxation de l'acier. Il faut donc tenir compte de ces phénomènes pour connaître l'état de la tension réelle de l'armature à un instant t quelconque. La réduction de l'intensité de la force de précontrainte le long du câble est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés :

VI.5.1. 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 par frottement :

Elles sont provoquées par le frottement des câbles sur les gaines lors de leurs mises en tension.

L'augmentation des pertes par frottement sont essentiellement dues aux irrégularités au niveau des joints de voussoirs, toute force de contact entre armature et gaine donne lieu par suite du frottement à une réaction qui s'oppose au mouvement, et même dans les parties linéaires il y'a des frottements car le tracé réel des câbles présente des déviations parasites.

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta \sigma_f(x) = \sigma_{po} - \sigma_p(x) = \sigma_{po} (1 - e^{(-f\alpha - \phi x)}). \text{ [Tiré du BPEL]}$$

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Avec :

σ_{p0} : tension à l'origine = 1488 MPa,

f : coefficient de frottement de courbure, tel que : $f = 0.2 \text{ rad}^{-1}$,

φ : coefficient de frottement droit, tel que : $\varphi = 0.003 \text{ m}^{-1}$,

x : abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage,

α : la variation angulaire du câble de l'abscisse (x).

Si on raisonne par les forces de précontrainte, la formule précédente devient :

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

Si les déviations en élévation et en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\theta = \alpha + \beta$

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

voussoir	câble	X(m)	$\alpha(\text{rad})$ plan	$\alpha(\text{rad})$ Elévation4	$\alpha(\text{rad})$	$\Delta\sigma_{\text{frot}}(\text{MPa})$
V1	C1	3.45	0	0.436	0.436	138,299
	C2	3.45	0.171	0.723	0.894	256,438
	C3	3.45	0.171	0.915	1.086	302,833
V2	C4	5.85	0.342	0.422	0.764	233,066
	C5	5.85	0.342	0.713	1.055	304,018
	C6	5.85	0.512	0.908	1.420	387,369
V3	C7	8.25	0.512	0.704	1.216	349,760
	C8	8.25	0.683	0.902	1.585	400,737
V4	C9	10.65	0	0.778	0.778	214,466
	C10	10.65	0.171	0.951	1.122	336,479
V5	C11	13.05	0.171	0.772	0.943	303,070
V6	C12	15.45	0.342	0.767	1.109	349,987
V7	C13	17.85	0.342	0.762	1.104	357,021
V8	C14	20.25	0.513	0.758	1.271	402,019
V9	C15	22.65	0.513	0.754	1.267	408,947
V10	C16	25.05	0.683	0.751	1.434	451,880
V11	C17	27.45	0.683	0.749	1.432	458,901
V12	C18	29.85	0.854	0.749	1.603	460,636
$\Sigma\Delta\sigma_{p0} \text{ (MPa)}$						6025,937

Tab. VI.5. Pertes dues au frottement.

La somme des pertes dus aux frottements est :

$$\Sigma\Delta\sigma_{\text{frot}} = 6025.937 \text{ MPa}$$

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

b) Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages

(Recul d'encrage) :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des Clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. Il n'affecte qu'une partie x de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur est donnée par relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times k}} \quad \lambda < x \text{ les pertes existent}$$

$$\lambda > x \text{ les pertes sont nul} \quad \text{tel que : } k = \frac{\alpha \cdot f}{l} + \Phi$$

Avec :

- λ : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- σ_{p0} : contrainte initiale.
- g : l'intensité du recul d'encrage. $g = 6\text{mm}$.
- E_p : 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 :

voussoir	câble	X(m)	α (rad)	k	λ (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)
V1	C1	3.45	0.436	0.0282	5.205	0,294
	C2	3.45	0.894	0.0548	3.738	0,409
	C3	3.45	1.086	0.0659	3.408	0,449
V2	C4	5.85	0.764	0.0291	5.129	0,298
	C5	5.85	1.055	0.0390	4.428	0,346
	C6	5.85	1.420	0.0515	3.855	0,397
V3	C7	8.25	1.216	0.0324	4.856	0,315
	C8	8.25	1.585	0.0414	4.300	0,356
V4	C9	10.65	0.778	0.0176	6.595	0,232
	C10	10.65	1.122	0.0240	5.641	0,271
V5	C11	13.05	0.943	0.0174	6.625	0,231
V6	C12	15.45	1.109	0.0173	6.643	0,230
V7	C13	17.85	1.104	0.0153	7.060	0,217
V8	C14	20.25	1.271	0.0155	7.018	0,218
V9	C15	22.65	1.267	0.0141	7.348	0,208
V10	C16	25.05	1.434	0.0144	7.281	0,210
V11	C17	27.45	1.432	0.0134	7.551	0,202
V12	C18	29.85	1.603	0.0137	7.467	0,205
$\Sigma\Delta\sigma_r$ (MPa)						5,096

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

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

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

$$\Sigma \Delta \sigma_r = 5.096 \text{ MPa}$$

c) Pertes dues au raccourcissement élastique du béton :

Les pertes de précontrainte engendrées par le raccourcissement instantané du béton, dues à l'action de l'effort transmis par les câbles de précontrainte et aux autres actions permanentes, sont de faible importance. Elles peuvent être assimilées à une perte moyenne agissant sur chaque armature dans une section donnée, Dans la pratique, on admet que la perte de tension à chaque abscisse (x) est égale à :

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

Avec :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 34179.6 \text{ MPa} \text{ (à 28 jours)}$$

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

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 _y (x) (m ⁴)	S (x) (m ²)	V (m)	e (m)	P (MN)	σ _b (x)(MPa)	Δσ _{racc} (x)(MPa)
V1	217,917	17,211	8,00	0,990	0,500	65,186	2,764	7,683
V2	180,500	14,439	7,771	0,940	0,467	75,615	5,034	1,399
V3	146,790	12,159	7,553	0,920	0,438	68,634	4,882	1,356
V4	116,753	10,296	7,356	0,900	0,412	60,599	4,565	1,268
V5	90,424	8,783	7,180	0,885	0,388	52,053	4,147	1,152
V6	67,789	7,567	7,024	0,870	0,368	42,921	3,582	0,995
V7	48,859	6,599	6,889	0,857	0,350	33,783	2,939	0,817
V8	33,293	5,842	6,775	0,846	0,335	24,894	2,243	0,623
V9	20,674	5,263	6,682	0,837	0,322	16,537	1,535	0,426
V10	11,086	4,837	6,609	0,829	0,312	9,354	0,888	0,246
V11	4,463	4,546	6,557	0,823	0,305	3,912	0,377	0,104
V12	0,780	4,377	6,526	0,818	0,301	0,698	0,067	0,188
ΣΔσ_{racc}(x)(MPa)								16.683

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

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

$$\Sigma \Delta\sigma_{\text{racc}}(x) = 16.683 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{inst}} = \Delta\sigma_{\text{frot}} + \Delta\sigma_{\text{r}} + \Delta\sigma_{\text{racc}}; \quad \Delta\sigma_{\text{inst}} = 6025.937 + 5.096 + 16.683$$

$$\Delta\sigma_{\text{inst}} = 6047.716 \text{ MPa}$$

VI.5.2. 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 :

$$\Delta\sigma_{\text{rt}} = \epsilon_r \times E_p$$

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

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

Où :

- E_p : Module d'élasticité de l'acier.
- E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.
- σ_{max} et σ_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 $\sigma_{\text{max}} \leq 1,5 \sigma_b$ et nous avons : $\Delta\sigma_{\text{flu}} = 2,5 \cdot \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}$

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

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 _y (x) (m ⁴)	S (x) (m ²)	V (m)	e (m)	P (MN)	$\sigma_b(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{flu(x)}$ (MPa)
V1	217,917	17,211	8,00	0,990	0,500	65,186	2,764	38,417
V2	180,500	14,439	7,771	0,940	0,467	75,615	5,034	6,996
V3	146,790	12,159	7,553	0,920	0,438	68,634	4,882	6,7849
V4	116,753	10,296	7,356	0,900	0,412	60,599	4,565	6,344
V5	90,424	8,783	7,180	0,885	0,388	52,053	4,147	5,763
V6	67,789	7,567	7,024	0,870	0,368	42,921	3,582	4,978
V7	48,859	6,599	6,889	0,857	0,350	33,783	2,939	4,085
V8	33,293	5,842	6,775	0,846	0,335	24,894	2,243	3,117
V9	20,674	5,263	6,682	0,837	0,322	16,537	1,535	2,134
V10	11,086	4,837	6,609	0,829	0,312	9,354	0,888	1,234
V11	4,463	4,546	6,557	0,823	0,305	3,912	0,377	0,524
V12	0,780	4,377	6,526	0,818	0,301	0,698	0,067	0,941
$\Sigma\Delta\sigma_{flu(x)}$(MPa)								81.317

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

La somme des pertes dues au fluage du béton est :

$$\Sigma\Delta\sigma_{flu(x)}(\text{MPa}) = 81.317 \text{ MPa}$$

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 basse relaxation (TBR).

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

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

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

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

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Avec :

- σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x : $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$
- μ_0 : coefficient pris égal à 0,43 pour les aciers TBR.
- σ_{p0} : tension à l'origine ; $\sigma_{p0} = 1488$ MPa.
- ρ_{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)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)
V1	C1	146,276	1341,723	58,638
	C2	264,530	1223,469	41,802
	C3	310,965	1177,034	35,807
V2	C4	247,357	1240,642	44,107
	C5	318,357	1169,642	34,885
	C6	401,759	1086,240	25,092
V3	C7	363,644	1124,355	29,428
	C8	444,662	1043,337	20,491
V4	C9	267,386	1220,613	41,423
	C10	349,438	1138,561	31,104
V5	C11	314,828	1173,171	35,324
V6	C12	360,173	1127,826	29,835
V7	C13	365,408	1122,591	29,222
V8	C14	408,472	1079,527	24,352
V9	C15	413,423	1074,576	23,811
V10	C16	454,559	1033,440	19,472
V11	C17	460,151	1027,848	18,903
V12	C18	501,029354	986,970	14,897
$\Sigma \Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)				408,601

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

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

$$\Sigma \Delta \sigma_{rlx}(\text{MPa}) = 408.601 \text{ MPa}$$

❖ **Pertes différées totales :**

La perte finale différée est prise égale à : $\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rlx}$

$$\Delta\sigma_{dif} = 459.817 \text{ MPa}$$

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

VI.5.3. Calcul des pertes totales :

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

$$\Delta\sigma_{tot} = 6047.716 + 459.817 = 6507.533 \text{ MPa.}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à : $\Delta\sigma_{tot}\% = \frac{6507.533 \times 2}{1488 \times 36} \times 100 = 24.29\%$

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 **36** câbles de **12T15s**.

VI.5.4. Vérification des contraintes :

On va vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte, le poids propre et les surcharges de chantier. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section :

En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|.V}{I} \geq \sigma_{bt}$$

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

- σ_{sup} : Contrainte créée dans la section de la fibre supérieure
- σ_{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.
- σ_{bt} : Contrainte admissible de traction.
- σ_{bc} : Contrainte admissible de compression

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$ et $\sigma_{bt} = 0 \text{ MPa}$ (car on est en classe I).

Donc on doit vérifier que : $\sigma_{sup} \geq 0$ et $\sigma_{inf} \leq 18 \text{ MPa}$.

Les résultats des vérifications sont mentionnés dans le tableau suivant :

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

voussoir	X(m)	M (MN.m)	I _y (x) (m ⁴)	S (x) (m ²)	V (m)	V' (m)	e ₀ (x) (m)	P (MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	obs
$\frac{1}{2}$ vsp	1.05	235,624	17,211	8,00	0,990	1,485	0,500	70,483	0,715	10,479	ok
V1	3.45	217,917	14,439	7,771	0,940	1,484	0,467	65,186	2,816	8,879	ok
V2	5.85	180,500	12,159	7,553	0,920	1,482	0,438	75,615	1,140	7,952	ok
V3	8.25	146,790	10,296	7,356	0,900	1,477	0,412	68,634	1,029	7,670	ok
V4	10.65	116,753	8,783	7,180	0,885	1,471	0,388	60,599	-0,955	7,176	ok
V5	13.05	90,424	7,567	7,024	0,870	1,463	0,368	52,053	-0,783	6,368	ok
V6	15.45	67,789	6,599	6,889	0,857	1,454	0,350	42,921	-0,622	5,396	ok
V7	17.85	48,859	5,842	6,775	0,846	1,443	0,335	33,783	-0,450	4,286	ok
V8	20.25	33,293	5,263	6,682	0,837	1,430	0,322	24,894	-0,294	3,1424	ok
V9	22.65	20,674	4,837	6,609	0,829	1,415	0,312	16,537	-0,156	2,036	ok
V10	25.05	11,086	4,546	6,557	0,823	1,400	0,305	9,354	-0,063	1,108	ok
V11	27.45	4,463	4,377	6,526	0,818	1,380	0,301	3,912	-0,014	0,436	ok
V12	29.85	0,780	4,322	6,516	0,816	1,360	0,300	0,698	-0,000	0,072	ok

Tab. VI.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, alors notre ouvrage travaille en sécurité durant la phase de réalisation.

VI.6. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITÉ :

Les câbles de continuité intérieurs du béton appelés (câbles éclisses) règnent sur la partie centrale des travées courantes et dans les extrémités des travées de rive. Ces câbles s'opposant à des moments positifs, sont situés dans des bossages à la jonction âmes-hourdis inférieur.

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.

La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants :

- Poids propre.
- Superstructure.
- Surcharge de trottoirs.
- Surcharges routières.
- Surcharges climatiques.

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- Moment hyperstatique de précontrainte.

Pour déterminer la contrainte de continuité, nous devons connaître l'enveloppe des sollicitations dans chaque section, or ces sollicitations contiennent un effet hyperstatique de la précontrainte, qui n'est pas encore connus, puisqu'il dépend de l'effort de précontrainte que l'on doit déterminer, il convient de procéder à des estimations.

Nous ferons donc une première estimation de la précontrainte, en supposant que les effets hyperstatiques de la précontrainte de continuité sont nuls.

Après avoir déterminé les forces de précontrainte nécessaires, on détermine les moments hyperstatiques dus à la précontrainte de l'ensemble des câbles.

VI.6.1. 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 :

$$\frac{\frac{M.V'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{|e|.V'}{I}} \quad N \geq \frac{P}{0.75P_0}$$

VI.6.1.1. Travée intermédiaire :

Les résultats de calcul pour la travée intermédiaire sont résumés dans le tableau suivant :

Voussoir	Mcomb (t.m)	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	E (m)	P (t)	N calculé	N choisis
V7	2451,695	6,889	6,599	0,857	1,454	0,35	1185,397	5,901	6
V8	3540,919	6,775	5,842	0,846	1,443	0,335	1689,791	8,411	8
V9	4441,493	6,682	5,263	0,837	1,430	0,322	2422,934	12,061	12
V10	5153,416	6,609	4,837	0,829	1,415	0,312	3196,538	15,912	16
V11	5676,689	6,557	4,546	0,823	1,400	0,305	3979,192	19,808	20
V12	6011,312	6,526	4,377	0,818	1,380	0,301	4710,130	23,447	26
VC	6164,334	6,516	4,322	0,816	1,360	0,300	5342,203	26,594	26
V'12	5992,133	6,526	4,377	0,818	1,380	0,301	4695,102	23,372	26
V'11	5642,899	6,557	4,546	0,823	1,400	0,305	3955,507	19,690	20
V'10	5105,013	6,609	4,837	0,829	1,415	0,312	3166,515	15,763	16
V'9	4378,478	6,682	5,263	0,837	1,430	0,322	2388,558	11,890	12
V'8	3463,292	6,775	5,842	0,846	1,443	0,335	1652,745	8,227	8
V'7	2359,456	6,889	6,599	0,857	1,454	0,350	1140,800	5,679	6

Tab. VI.11. Câbles de continuités de la travée intermédiaire

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

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)	V 7	V 8	V 9	V 10	V 11	V 12	V c	V' 12	V' 11	V' 10	V' 9	V' 8	V' 7	V' (1,2,3,4,5,6)
Nombre de câbles	0	6	8	12	16	20	26	26	26	20	16	12	8	6	0
N ^{br} de câbles arrêtée /voussoir	0	2	2	4	4	6	8	0	8	6	4	4	2	2	0
Nbr de câbles arrêtée/go usset	0	1	1	2	2	3	4	0	4	3	2	2	1	1	0

Tab.VI.12. Nombre de câbles par voussoir (travée intermédiaire)

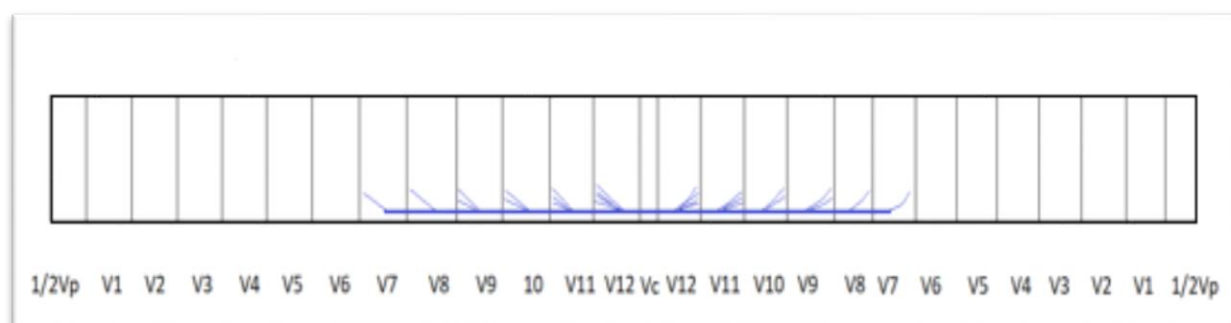


Fig.VI.6. Disposition des câbles de continuité pour la travée intermédiaire.

VI.6.1.2. Travée de rive

Les résultats de calcul pour la travée de rive sont résumés dans le tableau suivant :

Voussoir	M	S	I	V'	E	P	P ₀	N	N
	(t.m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m)	(t)	(t)	Calculé	Choisis
V8	3412,574	6,775	5,842	1,443	0,335	3659,337	200,88	18,2165	18
V9	2079,554	6,682	5,263	1,430	0,322	2382,634	200,88	11,860	12
V10	1444,463	6,609	4,837	1,415	0,312	1741,932	200,88	8,671	8
V11	1228,747	6,557	4,546	1,400	0,305	1535,515	200,88	7,643	8
V12	1173,529	6,526	4,377	1,380	0,301	1491,112	200,88	7,422	8
VC	956,216	6,516	4,322	1,360	0,300	1213,9134	200,88	6,042	6
VCC	563,816	6,516	4,322	1,360	0,300	0	200,88	0	18

Tab.VI.13. Câbles de continuités de la travée de rive

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Le tableau suivant détail le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée de rive :

N° de Voussoir	V(1,2,3,4,5,6,7)	V8	V9	V10	V11	V12	VC	VCC
Nombre de câbles	0	6	8	8	8	12	18	18
N ^{br} de câbles arrêtée /voussoir	0	2	2	2	2	4	6	18
Nbr de câbles arrêtée/gousset	0	3	1	1	1	2	1	9

Tab.VI.14. Nombre de câbles par voussoir (travée de rive)

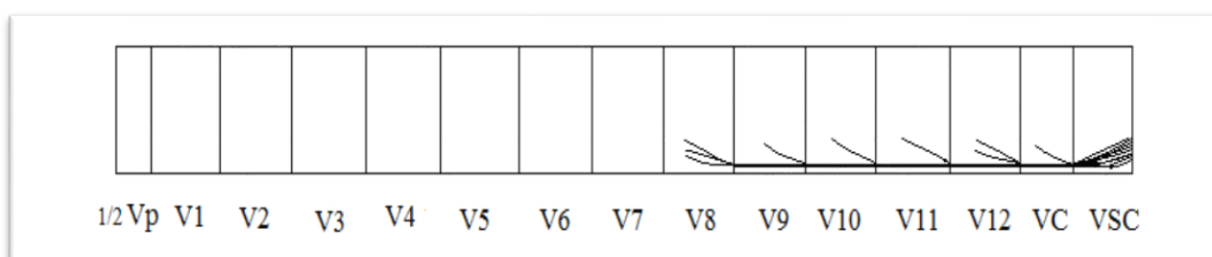


Fig.VI.7. Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive

VI.6.2. Calcul des pertes de tension

VI.6.2.1. Travée intermédiaire :

Cable	X(m)	α (rad)	$\Delta\sigma p0$ (Mpa)
C1	3,15	0,408	103,577
C2	3,15	0,139	27,055
C3	3,15	0,508	130,991
C4	3,15	0,259	61,701
C5	5,55	0,834	207,458
C6	5,55	0,681	167,668
C7	5,55	0,375	84,340
C8	7,95	0,545	121,458
C9	7,95	0,515	113,234
C10	10,35	0,636	136,408
C11	10,35	0,311	45,636
C12	12,75	0,493	87,144
C13	15,15	0,500	78,996
$\Sigma \sigma p0$ (Mpa)			1365,672

Tableau VI.15. Pertes dues au frottement (travée intermédiaire)

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Cable	X(m)	$\alpha(rad)$	K	$\lambda(m)$	$\Delta\sigma_r(Mpa)$
C1	3,15	0,408	0,028	5,148	0,297
C2	3,15	0,139	0,011	8,049	0,190
C3	3,15	0,508	0,035	4,661	0,328
C4	3,15	0,259	0,019	6,277	0,244
C5	5,55	0,834	0,033	4,814	0,318
C6	5,55	0,681	0,027	5,274	0,290
C7	5,55	0,375	0,016	6,811	0,224
C8	7,95	0,545	0,016	6,771	0,226
C9	7,95	0,515	0,015	6,929	0,221
C10	10,35	0,636	0,015	7,078	0,216
C11	10,35	0,311	0,009	9,221	0,166
C12	12,75	0,493	0,010	8,448	0,181
C13	15,15	0,500	0,009	8,933	0,171
$\Sigma\sigma_r(Mpa)$					3,077

Tableau VI.16. Pertes dues au recul d'ancrage (travée intermédiaire)

Vousoir	M(MN.m)	I(m ⁴)	S(m ²)	V'(m)	e ₀ (m)	P(MN)	$\sigma_b(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{racc}(x)$ (Mpa)
V7	24,516	6,599	6,889	1,454	0,35	11,853	0,640	1,779
V8	35,409	5,842	6,775	1,443	0,335	16,897	0,788	2,190
V9	44,414	5,263	6,682	1,430	0,322	24,229	1,386	3,852
V10	51,534	4,837	6,609	1,415	0,312	31,965	2,155	5,991
V11	56,766	4,546	6,557	1,400	0,305	39,791	3,074	8,544
V12	60,113	4,377	6,526	1,380	0,301	47,101	4,058	11,280
VSC	61,643	4,322	6,516	1,360	0,300	53,422	5,032	13,986
V'12	59,921	4,377	6,526	1,380	0,301	46,951	4,045	11,244
V'11	56,428	4,546	6,557	1,400	0,305	39,555	3,056	8,494
V'10	51,050	4,837	6,609	1,415	0,312	31,665	2,135	5,935
V'9	43,784	5,263	6,682	1,430	0,322	23,885	1,366	3,797
V'8	34,632	5,842	6,775	1,443	0,335	16,527	0,770	2,142
V'7	23,594	6,599	6,889	1,454	0,350	11,408	0,616	1,713
$\Sigma \Delta\sigma_{racc}$								80,954

Tab.VI.17. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (travée intermédiaire)

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Voussoir	M (t.m)	I (m4)	S (m2)	V' (m)	e 0(x) (m)	P (t)	$\sigma b(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma flu(x)$ (Mpa)
V7	24,516	6,599	6,889	1,454	0,35	11,853	0,640	8,898
V8	35,409	5,842	6,775	1,443	0,335	16,897	0,788	10,952
V9	44,414	5,263	6,682	1,430	0,322	24,229	1,386	19,261
V10	51,534	4,837	6,609	1,415	0,312	31,965	2,155	29,959
V11	56,766	4,546	6,557	1,400	0,305	39,791	3,074	42,722
V12	60,113	4,377	6,526	1,380	0,301	47,101	4,058	56,401
VSC	61,643	4,322	6,516	1,360	0,300	53,422	5,032	69,934
V'12	59,921	4,377	6,526	1,380	0,301	46,951	4,045	56,222
V'11	56,428	4,546	6,557	1,400	0,305	39,555	3,056	42,470
V'10	51,050	4,837	6,609	1,415	0,312	31,665	2,135	29,678
V'9	43,784	5,263	6,682	1,430	0,322	23,885	1,366	18,987
V'8	34,632	5,842	6,775	1,443	0,335	16,527	0,770	10,714
V'7	23,594	6,599	6,889	1,454	0,350	11,408	0,616	8,565
$\Sigma\Delta\sigma flu(x)$								404,770

Tab.VI.18. Pertes de tension dues au fluage du béton (travée intermédiaire)

Cable	$\Delta\sigma_{inst}$ (Mpa)	σ_{pi} (Mpa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (Mpa)
C1	105,654	1382,345	64,941
C2	29,436	1458,563	77,487
C3	135,171	1352,828	60,334
C4	67,936	1420,063	71,033
C5	216,320	1271,679	48,393
C6	179,238	1308,761	53,718
C7	98,551	1389,448	66,071
C8	132,929	1355,070	60,679
C9	121,949	1366,050	62,381
C10	142,559	1345,440	59,203
C11	49,599	1438,400	74,077
C12	89,468	1398,531	67,527
C13	80,880	1407,119	68,916
$\Sigma\Delta\sigma_{rlx}$			834,768

Tab.VI.19. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (travée intermédiaire)

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Calcul des pertes totales :

La somme des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{racc} \qquad \Delta\sigma_{inst} = 1449.703$$

La somme des pertes différées :

$$\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_{rlx} \qquad \Delta\sigma_{dif} = 1138.41$$

Les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{dif} \qquad \Delta\sigma_{tot} = 2588.113$$

Le pourcentage des pertes : $\Delta\sigma_{tot} \% = \frac{2588.113}{1488 \times 13} \times 100 = 13.38\%$

Les pertes de tension sont inférieures à 25%, Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 26 câbles de 12T15s. (13 câbles dans chaque gousset)

VI.6.2.2. Travée de rive :

Cable	X(m)	α (rad)	$\Delta\sigma_{p0}$ (Mpa)
C1	1,5	0,508	149,789
C2	3,9	0,259	91,550
C3	3,9	0,834	243,252
C4	6,3	0,681	213,781
C5	8,7	0,545	188,040
C6	11,1	0,515	189,599
C7	13,5	0,636	229,736
C8	13,5	0,311	145,232
C9	13,5	0,493	193,230
$\Sigma\Delta\sigma_{p0}$			1644,213

Tab.VI.20. Pertes dues au frottement (Travée de rive)

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Cable	X(m)	$\alpha(rad)$	K	$\lambda(m)$	$\Delta\sigma_r(Mpa)$
C1	1,5	0,508	0,070	3,291	0,465
C2	3,9	0,259	0,016	6,859	0,223
C3	3,9	0,834	0,045	4,091	0,374
C4	6,3	0,681	0,024	5,578	0,274
C5	8,7	0,545	0,015	7,023	0,218
C6	11,1	0,515	0,012	7,898	0,193
C7	13,5	0,636	0,012	7,853	0,195
C8	13,5	0,311	0,007	10,035	0,152
C9	13,5	0,493	0,010	8,622	0,177
$\Sigma\Delta\sigma_r(Mpa)$					2,275

Tab.VI.21. Pertes dues au recul d'ancrage (Travée de rive)

Voussoir	M (MN.m)	S (m ²)	I (m ⁴)	V' (m)	e ₀ (x) (m)	P (MN)	$\sigma_b(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{racc}(x)$ (Mpa)
V8	34,125	6,775	5,842	1,443	0,335	36,593	4,147	11,527
V9	20,795	6,682	5,263	1,430	0,322	23,826	2,762	7,679
V10	14,444	6,609	4,837	1,415	0,312	17,419	2,054	5,7104
V11	12,287	6,557	4,546	1,400	0,305	15,355	1,831	5,090
V12	11,735	6,526	4,377	1,380	0,301	14,911	1,786	4,965
VSC	9,562	6,516	4,322	1,360	0,300	12,139	1,452	4,035
VCC	5,638	6,516	4,322	1,360	0,300	12,139	1,724	4,792
$\Sigma\Delta\sigma_{racc}(x)$								43,801

Tab.VI.22. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (Travée de rive)

Voussoir	M (t.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V' (m)	e ₀ (x) (m)	P (t)	$\sigma_b(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{flu}(x)$ (Mpa)
V8	34,125	6,775	5,842	1,443	0,335	36,593	4,147	57,635
V9	20,795	6,682	5,263	1,430	0,322	23,826	2,762	38,395
V10	14,444	6,609	4,837	1,415	0,312	17,419	2,054	28,552
V11	12,287	6,557	4,546	1,400	0,305	15,355	1,831	25,454
V12	11,735	6,526	4,377	1,380	0,301	14,911	1,786	24,827
VSC	9,562	6,516	4,322	1,360	0,300	12,139	1,452	20,178
VCC	5,638	6,516	4,322	1,360	0,300	12,139	1,724	23,964
$\Sigma\Delta\sigma_{flu}(x)$								219,007

Tab.VI.23. Pertes de tension dues au fluage du béton (Travée de rive)

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Cable	$\Delta\sigma_{inst}$ (Mpa)	σ_{pi} (Mpa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (Mpa)
C1	161,782	1326,217	56,301
C2	99,452	1388,547	65,927
C3	249,337	1238,662	43,838
C4	219,147	1268,852	47,996
C5	193,224	1294,775	51,684
C6	193,829	1294,170	51,596
C7	234,723	1253,276	45,833
C8	189,186	1298,813	52,268
C9	193,407	1294,592	51,657
$\Sigma\Delta\sigma_{rlx}$			467,104

Tab.VI.24. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (Travée de rive)

Calcul des pertes totales :

La somme des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{racc} \qquad \Delta\sigma_{inst} = 1690.289$$

La somme des pertes différées :

$$\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_{rlx} \qquad \Delta\sigma_{dif} = 646.260$$

Les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{dif} \qquad \Delta\sigma_{tot} = 2336.549$$

Le pourcentage des pertes :

$$\Delta\sigma_{tot}\% = \frac{2336.549}{1488 \times 9} \times 100 = 17.45\%$$

Les pertes de tension sont inférieures à 25%, Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 18 câbles de 12T15s. (9 câbles dans chaque gousset).

VI.6.3. 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 ».

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- **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) :

$$\sigma_{sup} \geq 0$$

$$\sigma_{inf} \leq 21MPa$$

État en charge (sous M max) :

$$\sigma_{sup} \leq 21MPa$$

$$\sigma_{inf} \geq 0$$

VI.6.3.1. Travée intermédiaire :

a) État à vide (sous M min) :

Voussoir	M (MN.m)	I(x) (m4)	S(x) (m2)	V (m)	V' (m)	e ₀ (x) (m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
V7	12,129	6,599	6,889	0,857	1,454	0,35	11,853	2,756	3,478	Vérifiée
V8	17,385	5,842	6,775	0,846	1,443	0,335	16,897	4,191	5,390	Vérifiée
V9	21,727	5,263	6,682	0,837	1,430	0,322	24,229	5,840	7,409	Vérifiée
V10	25,157	4,837	6,609	0,829	1,415	0,312	31,965	7,438	9,278	Vérifiée
V11	27,674	4,546	6,557	0,823	1,400	0,305	39,791	8,881	10,853	Vérifiée
V12	29,278	4,377	6,526	0,818	1,380	0,301	47,101	10,039	11,978	Vérifiée
VSC	29,969	4,322	6,516	0,816	1,360	0,300	53,422	10,830	12,585	Vérifiée
V12	29,145	4,377	6,526	0,818	1,380	0,301	46,951	10,000	11,927	Vérifiée
V11	27,440	4,546	6,557	0,823	1,400	0,305	39,555	8,816	10,767	Vérifiée
V10	24,822	4,837	6,609	0,829	1,415	0,312	31,665	7,352	9,162	Vérifiée
V9	21,292	5,263	6,682	0,837	1,430	0,322	23,885	5,737	7,270	Vérifiée
V8	16,848	5,842	6,775	0,846	1,443	0,335	16,527	4,077	5,233	Vérifiée
V7	11,491	6,599	6,889	0,857	1,454	0,350	11,408	2,629	3,3080	Vérifiée

Tab.VI.25. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée intermédiaire).

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAITE

b) État en charge (sous M max) :

Voussoir	M (MN.m)	I(x) (m ⁴)	S(x) (m ²)	V (m)	V' (m)	e ₀ (x) (m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
V7	24,516	6,599	6,889	0,857	1,454	0,35	11,853	4,365	6,208	Vérifiée
V8	35,409	5,842	6,775	0,846	1,443	0,335	16,897	6,802	9,842	Vérifiée
V9	44,414	5,263	6,682	0,837	1,430	0,322	24,229	9,448	13,573	Vérifiée
V10	51,534	4,837	6,609	0,829	1,415	0,312	31,965	11,959	16,994	Vérifiée
V11	56,766	4,546	6,557	0,823	1,400	0,305	39,791	14,148	19,812	Vérifiée
V12	60,113	4,377	6,526	0,818	1,380	0,301	47,101	15,802	20,700	Vérifiée
VSC	61,643	4,322	6,516	0,816	1,360	0,300	53,422	16,811	20,552	Vérifiée
V12	59,921	4,377	6,526	0,818	1,380	0,301	46,951	15,751	20,630	Vérifiée
V11	56,428	4,546	6,557	0,823	1,400	0,305	39,555	14,064	19,694	Vérifiée
V10	51,050	4,837	6,609	0,829	1,415	0,312	31,665	11,847	16,835	Vérifiée
V9	43,784	5,263	6,682	0,837	1,430	0,322	23,885	9,314	13,381	Vérifiée
V8	34,632	5,842	6,775	0,846	1,443	0,335	16,527	6,652	9,626	Vérifiée
V7	23,594	6,599	6,889	0,857	1,454	0,350	11,408	4,201	5,974	Vérifiée

Tab.VI.26. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée intermédiaire)

VI.6.3.2. Travée de rive :

a) État à vide (sous M min) :

Voussoir	M (t.m)	I(x) (m ⁴)	S(x) (m ²)	V (m)	V' (m)	e ₀ (x) (m)	P (t)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
V8	6,386	6,775	5,842	0,846	1,443	0,335	36,593	5,530	5,012	Vérifiée
V9	8,002	6,682	5,263	0,837	1,430	0,322	23,826	4,568	4,597	Vérifiée
V10	8,740	6,609	4,837	0,829	1,415	0,312	17,419	4,015	4,308	Vérifiée
V11	8,498	6,557	4,546	0,823	1,400	0,305	15,355	3,856	4,192	Vérifiée
V12	7,272	6,526	4,377	0,818	1,380	0,301	14,911	3,755	3,995	Vérifiée
VSC	5,936	6,516	4,322	0,816	1,360	0,300	12,139	3,095	3,287	Vérifiée
VCC	2,886	6,516	4,322	0,816	1,360	0,300	12,139	2,714	2,650	Vérifiée

Tab.VI.27. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée de rive)

b) État en charge (sous M max) :

Voussoir	M (t.m)	I(x) (m ⁴)	S(x) (m ²)	V (m)	V' (m)	e ₀ (x) (m)	P (t)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
V8	34,125	6,775	5,842	0,846	1,443	0,335	36,593	8,994	10,921	Vérifiée
V9	20,795	6,682	5,263	0,837	1,430	0,322	23,826	6,170	7,335	Vérifiée
V10	14,444	6,609	4,837	0,829	1,415	0,312	17,419	4,731	5,530	Vérifiée
V11	12,287	6,557	4,546	0,823	1,400	0,305	15,355	4,332	5,001	Vérifiée
V12	11,735	6,526	4,377	0,818	1,380	0,301	14,911	4,315	4,939	Vérifiée
VSC	9,562	6,516	4,322	0,816	1,360	0,300	12,139	3,550	4,044	Vérifiée
VCC	5,638	6,516	4,322	0,816	1,360	0,300	12,139	3,058	3,225	Vérifiée

Tab.VI.28. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée de rive)

VI.7. 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 VII

ETUDE

TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION :

Jusqu'à présent on s'est intéressé que à l'étude longitudinale du tablier, où on a pu déterminer le câblage longitudinal de la précontrainte en phase de construction et en phase d'exploitation. Il s'agit des armatures actives. Dans ce chapitre, on doit déterminer les armatures passives transversales et longitudinales pour chaque élément du voussoir (âmes, hourdis...), en prenant un voussoir au niveau de la pile et la culée. Mais tout d'abord, il faut déterminer les moments les plus défavorables engendrés par les différents chargements. Les éléments du voussoir doivent être ferrailés à :

- La flexion simple pour l'hourdi inférieur et supérieur et les porte à faux.
- La flexion composée pour les âmes.

VII.2. MODELISATION :

Les calculs des sollicitations sont faits avec le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016** ; (Programme aux éléments finis), les sections transversales sont modélisées en éléments barres de largeurs unitaires simplement appuyés.

VII.3. DEFINITION DES CHARGES :

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis. D'après le « **Fascicule N°61 Titre II** », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

VII.3.1. Charges permanentes :

a) Poids propre des voussoirs :

Le poids propre des caissons est pris automatiquement par le logiciel (poids propre de la structure **G**).

b) Poids des revêtements :

Le revêtement est constitué par la charge de la couche d'étanchéité de 1cm avec une densité de **2 t/m³**. Et de la couche de Roulement de 7cm d'épaisseur, avec la densité de **2,2 t/m³**.

$$P_{rev} = (1 \times 0.01 \times 2) + (1 \times 0.07 \times 2,2) = 0,174 \text{ t} = 1.74 \text{ KN/ml.}$$

c) Poids du trottoir + poids de la corniche :

Pour le trottoir à droite $P(\text{tr}+\text{corniche}) = 2,5 \times 0,2250 = 0,5625 \text{ t/ml} = 5,625 \text{ KN/ml}$ Pour le trottoir à gauche $P(\text{tr}+\text{corniche}) = 2,5 \times 0,2250 = 0,5625 \text{ t/ml} = 5,625 \text{ KN/ml}$

D'où le poids de trottoirs + corniche est :

$$PT (\text{tr}+\text{corniche}) = 1,125 \text{ t/ml} = 11,25 \text{ KN/ml}$$

d) Poids des dispositifs de sécurité :

Les charges développées par les dispositifs sont linaires, elles sont prises comme suit :

- **Glissière de sécurité (G1) : 1.2 KN** disposée aux extrémités de la largeur roulable.
- **Garde-corps (Gc) : 1 KN** représenté par des forces concentrées aux extrémités du tablier.

VII.3.2. Surcharges d'exploitations :

Nous allons considérer les charges suivantes : A(l) , Bc , Mc120 car elles développent les effets les plus défavorables.

Ces charges seront disposées d'une manière à obtenir les efforts les plus prépondérants. On prend dans ces calculs la largeur chargeable égale à 7.68 m.

a) **Chargement A(L) :**

$$A(L) = 2,3 + \frac{360}{l+12}$$
$$A(L) = 2.12 \text{ t/ml}$$

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 **$\delta_{bc} = 1.076$** .

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 **$\delta_{bt} = 1.075$** .

CHAPITRE VII ETUDE TRANSVERSAL

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 $\delta = 1.071$.

e) Convoi exceptionnelles D240 :

Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de large, elle vaut 4.032 t/m^2

- **Chargement Bc** : charge ponctuelle de : $60 \times 1.076 = 64,56 \text{ KN/ml}$
- **Chargement Bt** : charge ponctuelle de : $80 \times 1.075 = 86 \text{ KN/ml}$
- **Chargement Br** : charge ponctuelle de : $100 \times 1.052 = 105,2 \text{ KN/ml}$
- **Chargement Mc120** : chargement ponctuelle de : $\frac{550}{6,1 \times 1} \times 1,071 = 96,56 \text{ KNml}$

e) Charges sur trottoirs « St » :

En flexion locale elle est prise égale à 0.45 t/m^2 (**fascicule 61 titre II**) Donc :

$$\text{St} = 0,45\text{t /ml} \quad \text{sur le trottoir de droite.}$$

VII.4. LES COMBINAISONS D' ACTIONS :

	ELU	ULS
Combinaisons	$1.35 \text{ G} + 1.6\text{A(l)} + 1.6 \text{ St}$	$\text{G} + 1,2 \text{ A(l)} + 1,2 \text{ St}$
	$1.35 \text{ G} + 1.6 \text{ Bc} + 1.6 \text{ St}$	$\text{G} + 1,2 \text{ Bc} + 1,2 \text{ St}$
	$1.35 \text{ G} + 1.6 \text{ Bt} + 1.6 \text{ St}$	$\text{G} + 1,2 \text{ Bt} + 1,2 \text{ St}$
	$1.35 \text{ G} + 1.6 \text{ Mc120}$	$\text{G} + 1,2 \text{ Mc120}$

TabVII.1. Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.

Avec :

G : Charges permanentes

A(l) : Système de charge A définies dans le fascicule 61 titres II

Bc et Bt : Système de charges B définies dans le fascicule 61 titre II

Mc120 : Charges militaires : système de charges M définies dans le fascicule 61 titre II.

Δt : Le gradient thermique.

VII.5. DETERMINATION DES EFFORTS :

Après l'analyse de la structure par le logiciel Robot Structural, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont :

$$A \text{ P'ELU} : 1,35G + 1,6 \text{ Mc}120$$

$$A \text{ P'ELS} : G + 1,2 \text{ Mc}120$$

Les figures suivantes nous donnent les résultats obtenus pour les combinaisons les plus défavorables :

VII.5.1. Section sur pile :

a) A P'ELU

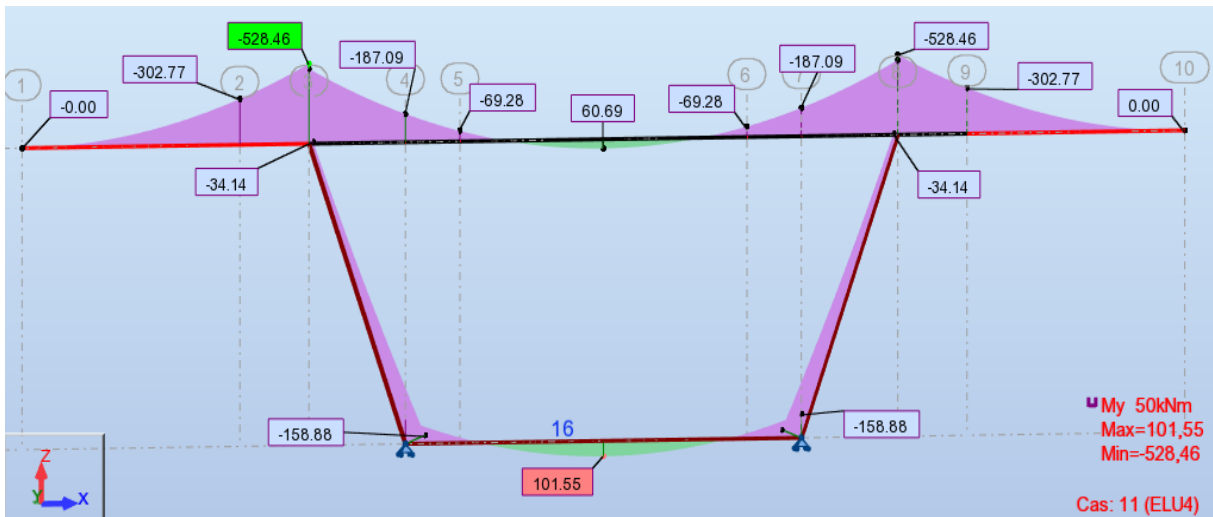


Fig.VII.3. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Section sur pile).

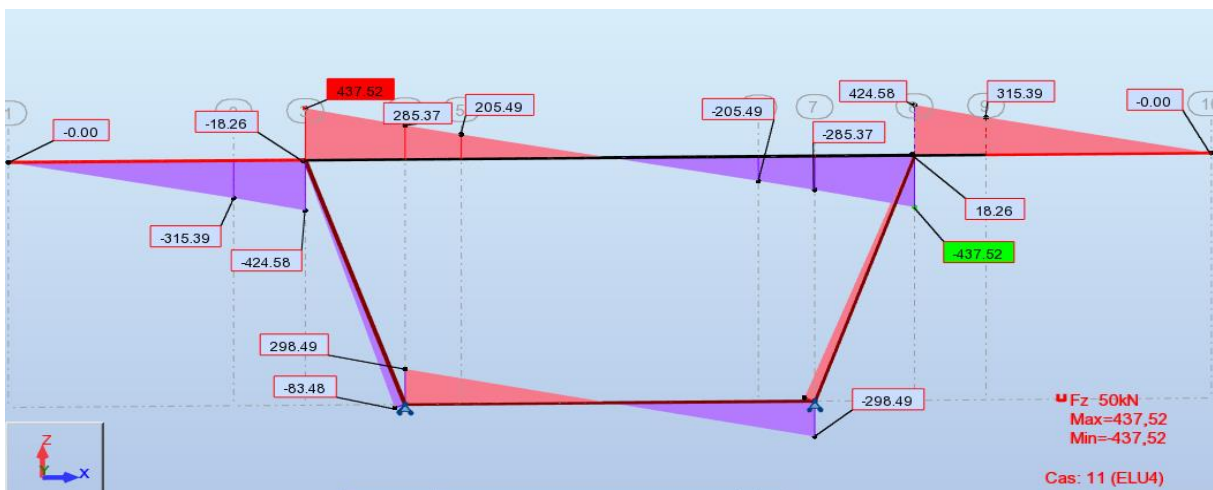


Fig.VII.4. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Section sur pile).

CHAPITRE VII ETUDE TRANSVERSAL

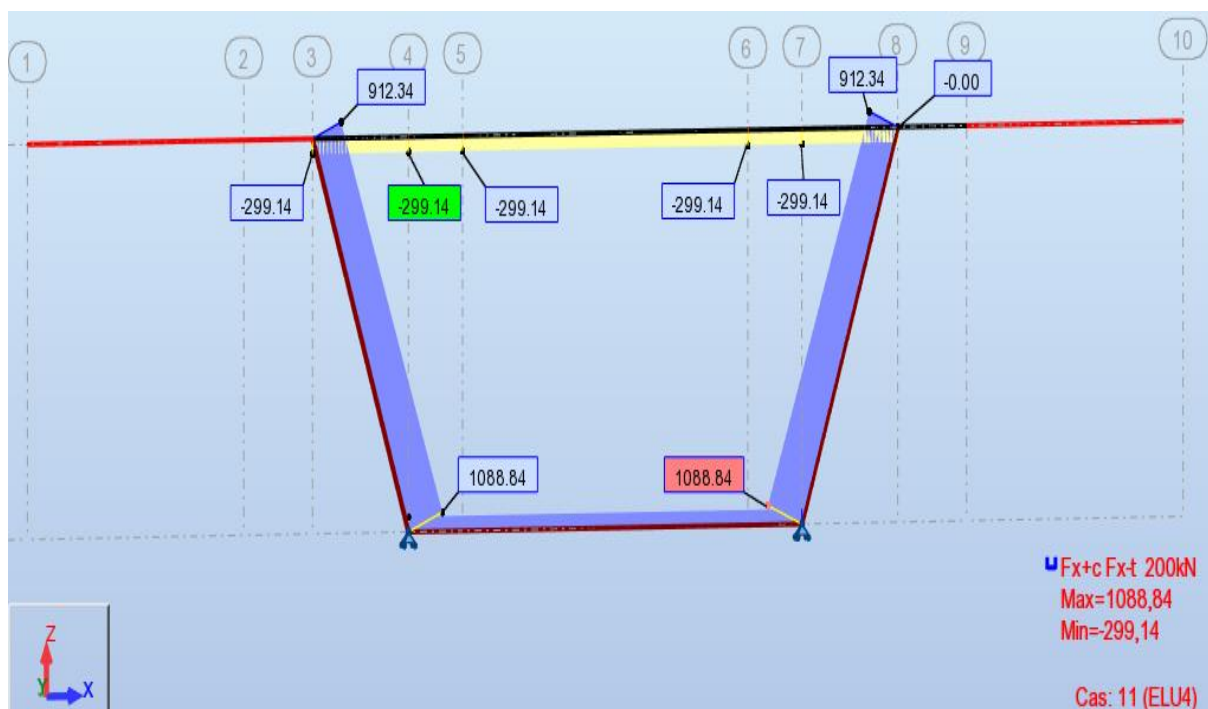


Fig.VII.5. Diagramme des efforts normaux à l'ELU (Section sur pile).

b) A l'ELS

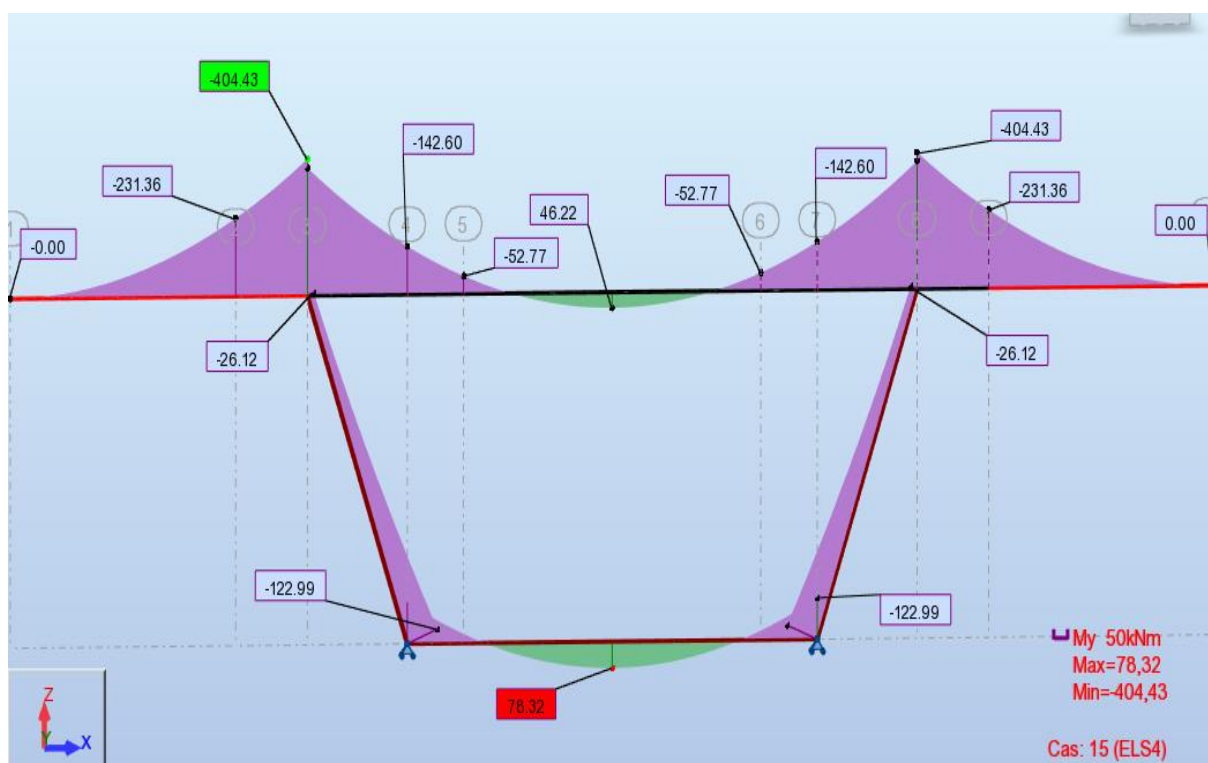


Fig.VII.6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Section sur pile).

CHAPITRE VII ETUDE TRANSVERSAL

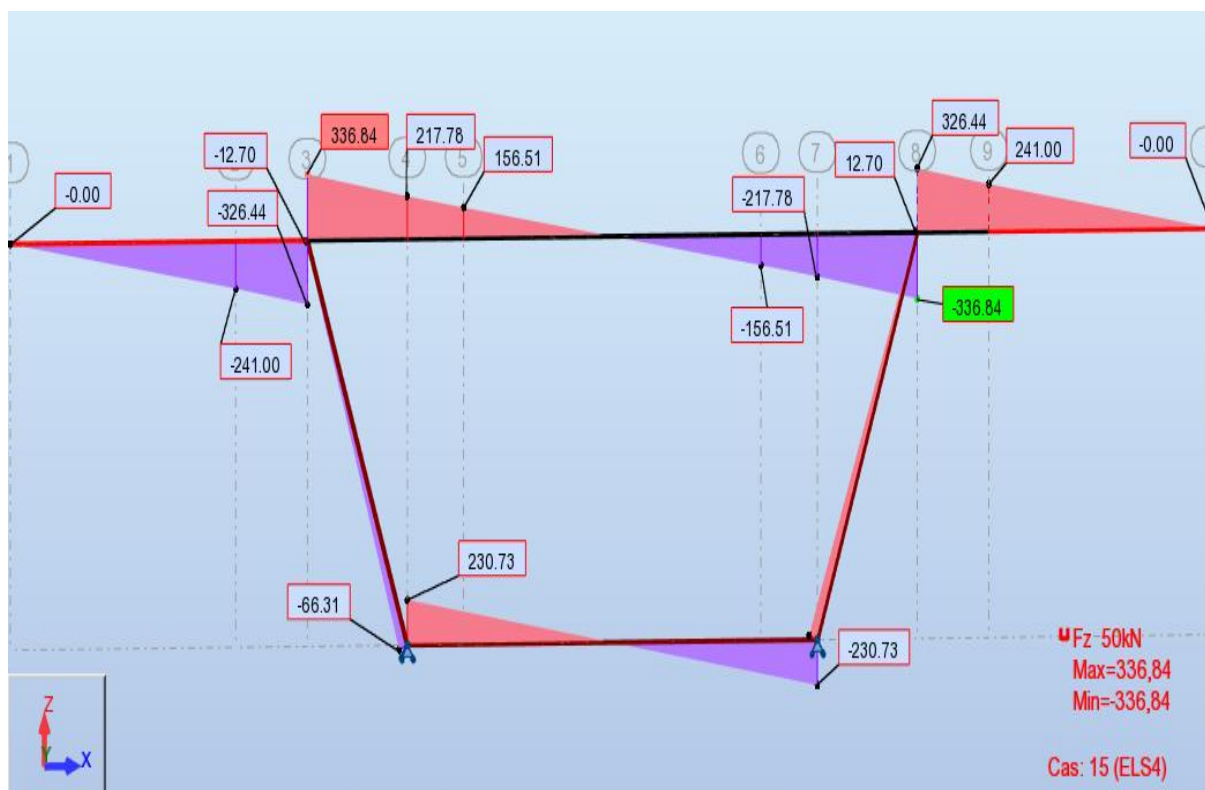


Fig.VII.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (Section sur pile).

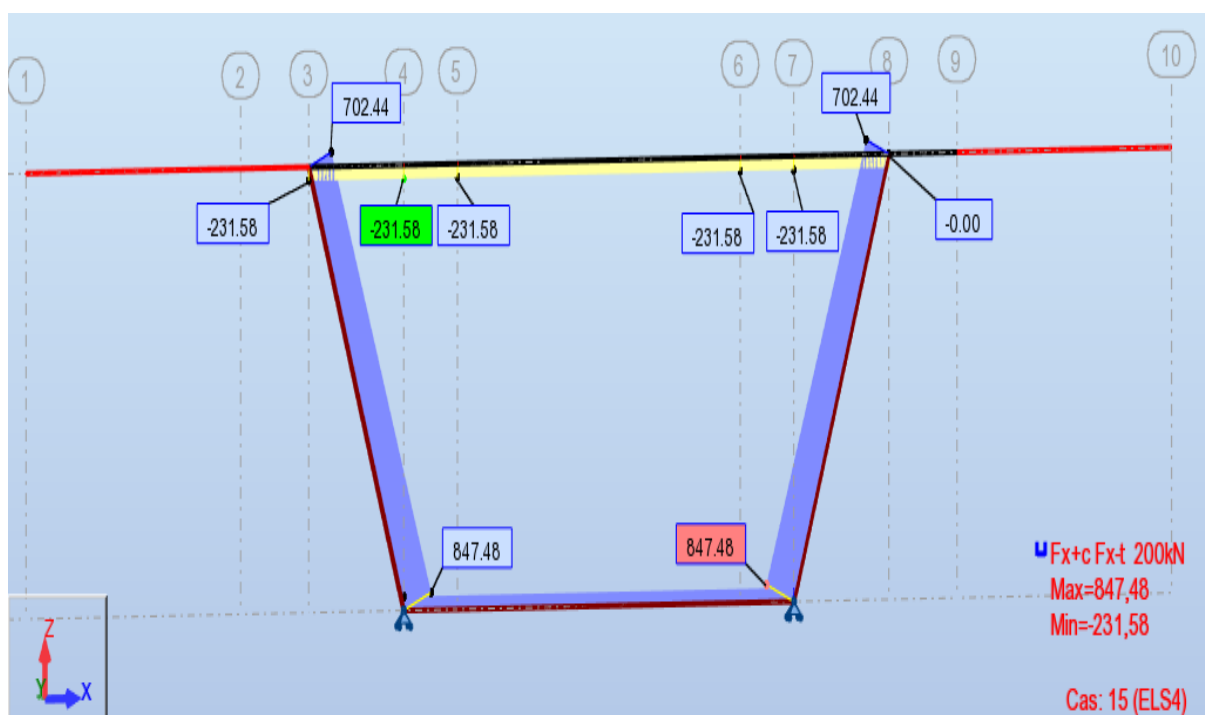


Fig.VII.8. Diagramme des efforts normaux à l'ELS (Section sur pile)

CHAPITRE VII ETUDE TRANSVERSAL

VII.5.2. Section au clavage :

a) A L'ELU

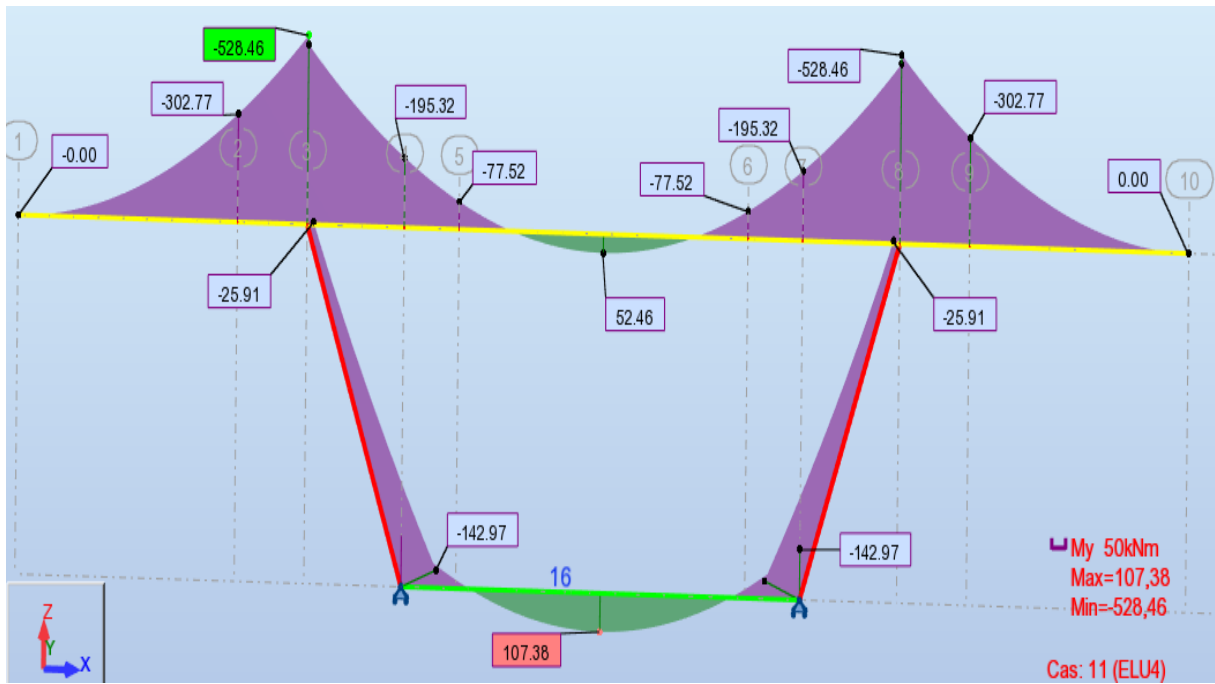


Fig.VII.9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Section au clavage).

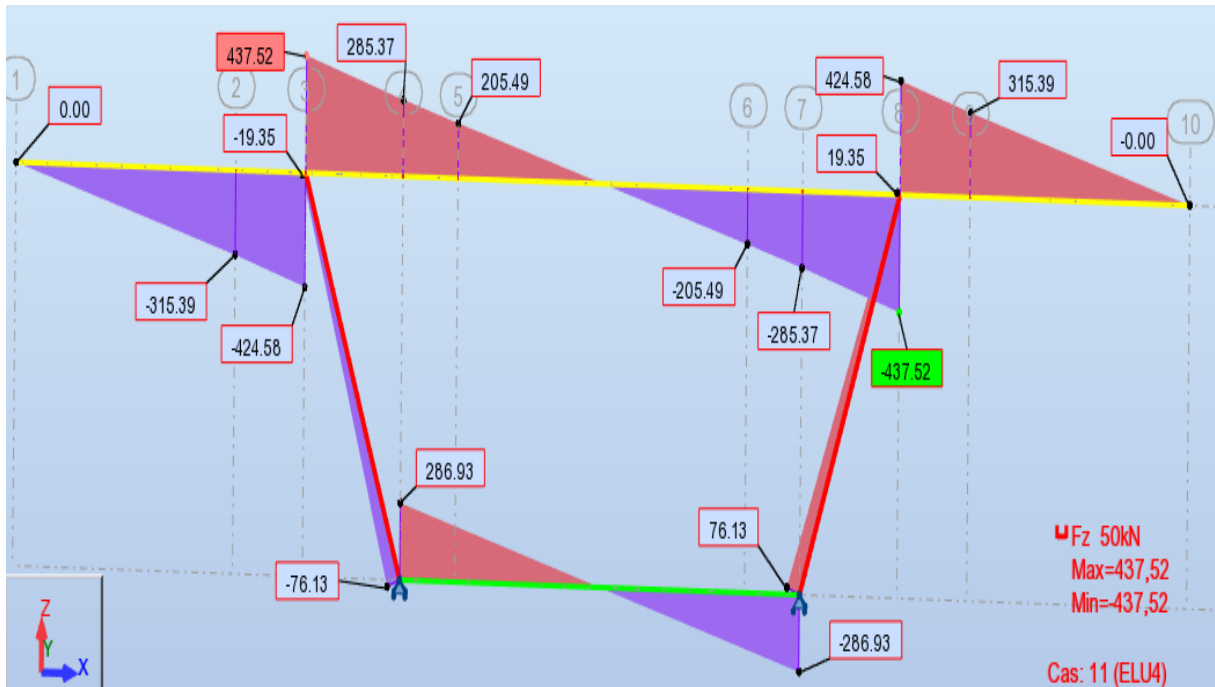


Fig.VII.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Section au clavage).

CHAPITRE VII ETUDE TRANSVERSAL

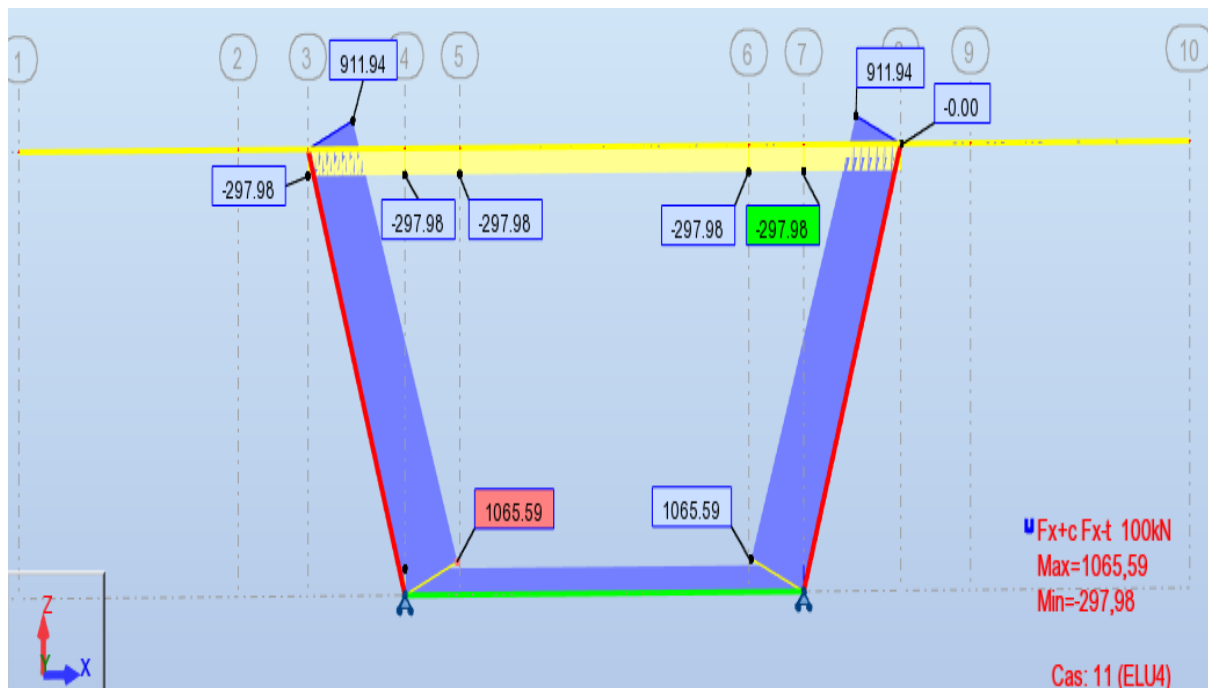


Fig.VII.11. Diagramme des efforts normaux à l'ELU (Section au clavage).

b) A l'ELS

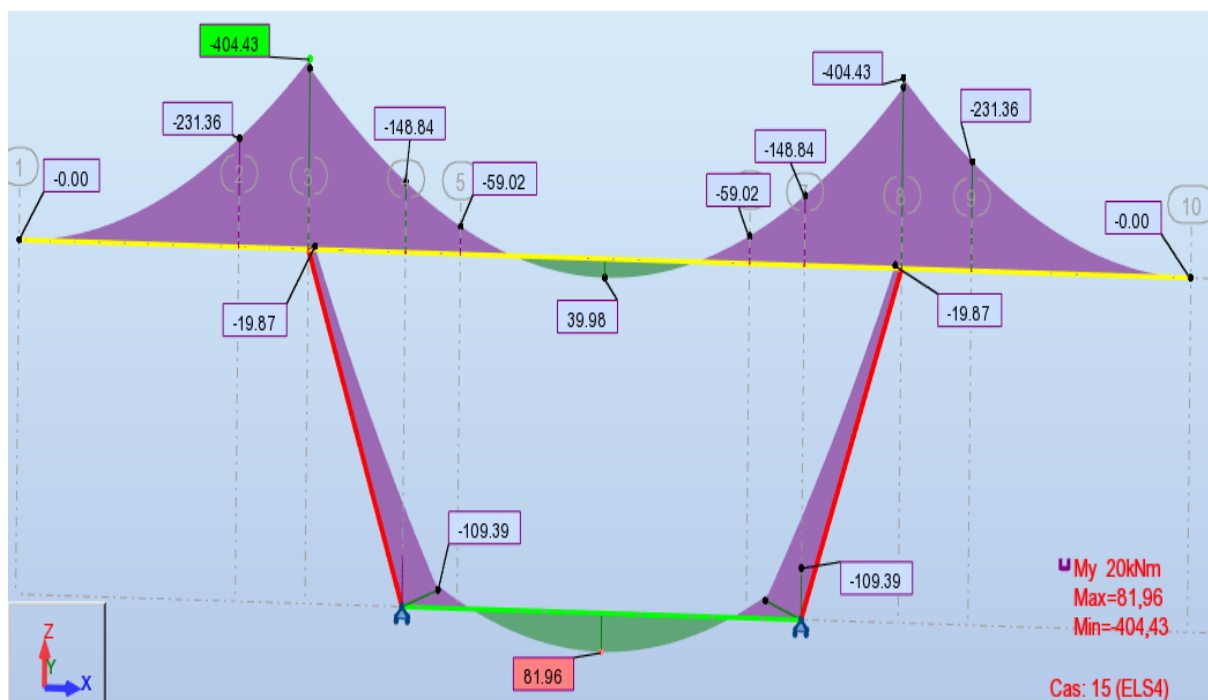


Fig.VII.12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Section au clavage).

CHAPITRE VII ETUDE TRANSVERSAL

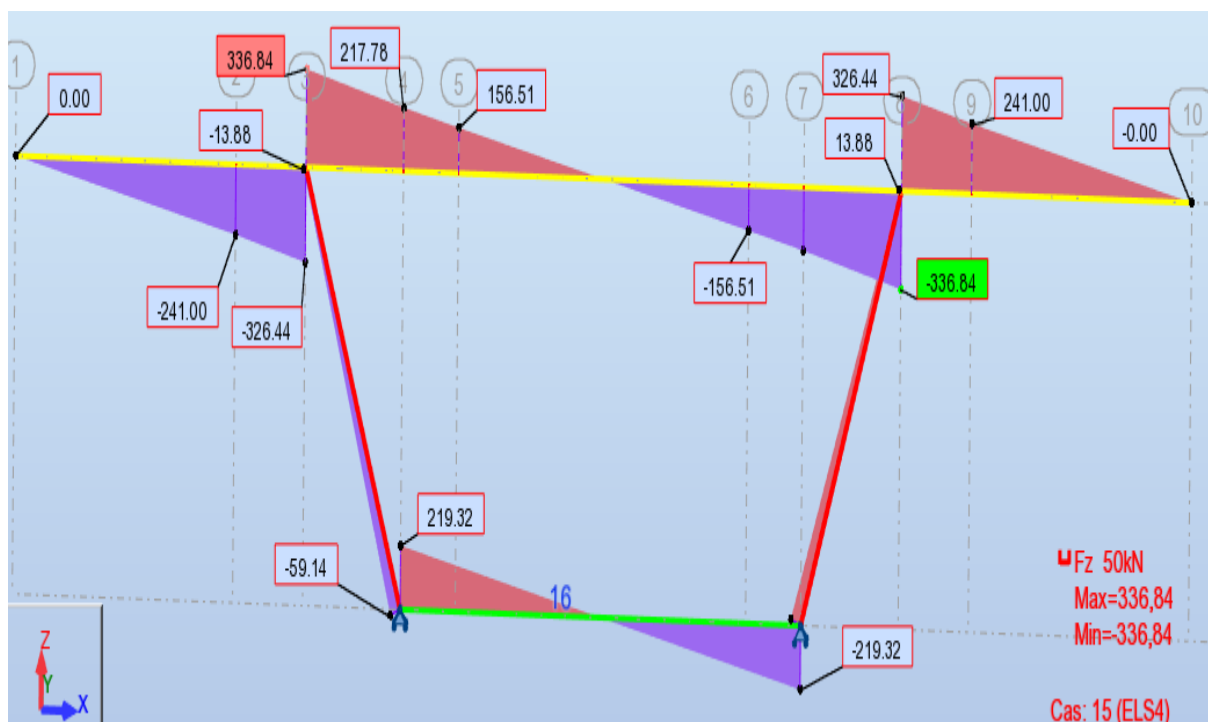


Fig.VII.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (Section au clavage).

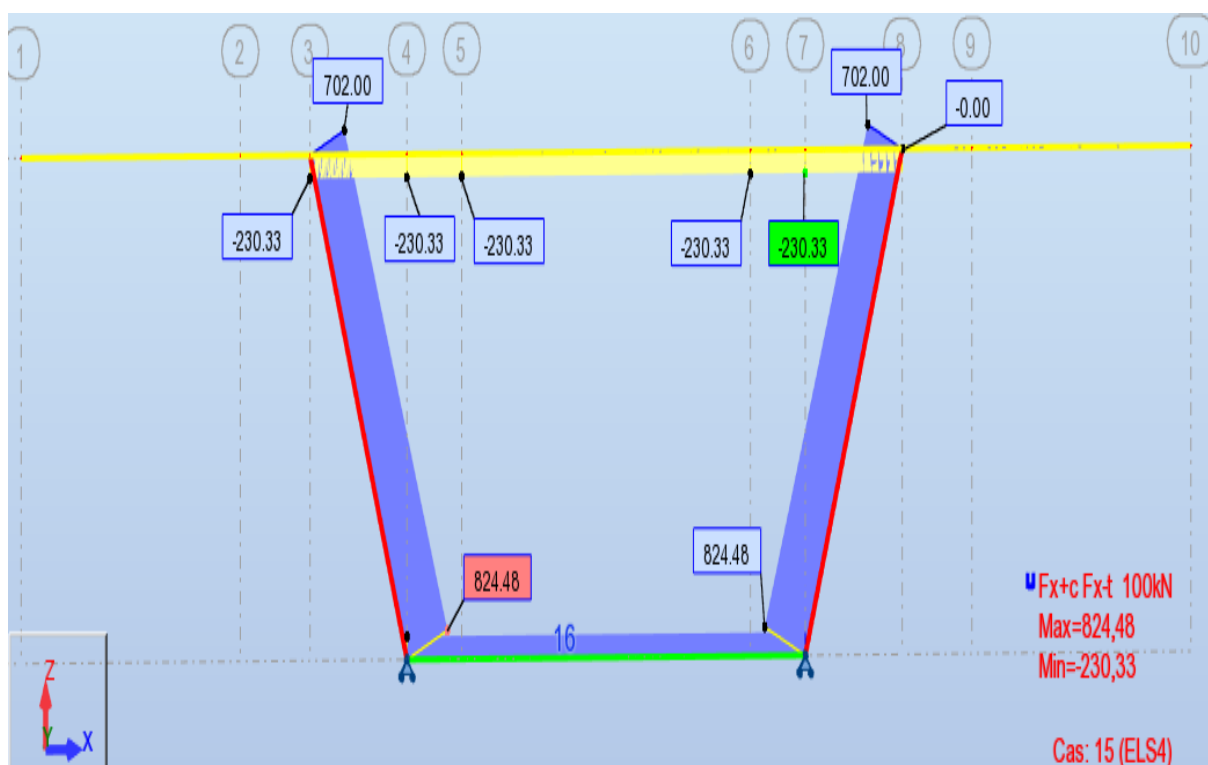


Fig.VII.14. Diagramme des efforts normaux à l'ELS (Section au clavage)

VII.6. RESULTAT DE L'ANALYSE :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de tableaux, représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorable à l'état l'limite de service (E.L.S) et à l'état limite ultime (E.L.U) pour le ferrailage des éléments de ces deux voussoirs élément par élément.

Ces résultats sont présentés à l'annexe c. On commence par l'étude du voussoir sur pile puis le voussoir sur clavage.

❖ Section sur pile

		E.L.U	E.L.S
Dalle Supérieure	Moment a l'appui	-52,846	-40,443
	Moment en travée	6,069	4,622
Dalle Inférieure	Moment a l'appui	-15,888	-12,299
	Moment en travée	10,155	7,832
Âme Droite	Moment positif	5,414	2,612
	Moment négatif	-15,888	-12,299
	Effort normal	108,884	84,748
Âme Gauche	Moment positif	3,414	2,612
	Moment négatif	-15,888	-12,299
	Effort normal	108,884	84,748
Ailes	Moment max	-30,277	70,244

Tab.VII.2. Valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.

❖ Section sur clavage :

		E.L.U	E.L.S
Dalle Supérieure	Moment a l'appui	-52,846	-40,443
	Moment en travée	5,246	3,998
Dalle Inférieure	Moment a l'appui	-14,297	-10,939
	Moment en travée	10,738	8,196
Âme Droite	Moment positif	2,591	1,987
	Moment négatif	-14,297	-10,939
	Effort normal	106,559	82,448
Âme Gauche	Moment positif	2,591	1,987
	Moment négatif	-14,297	-10,939
	Effort normal	106,559	82,448
Ailes	Moment max	-30,277	-23,136

Tab.VII.3. Valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur clavage.

VII.7. FERRAILLAGE DES VOUSOIRS :

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 :

- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,5$ (situation courante)
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $\eta = 1,6$: acier haute adhérence
- $c = c' = 5 \text{ cm}$: nous prenons le mem enrobage pour toutes les sections

À l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,069 \times 9,81 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,24)^2 \times 17} = 0,075 \quad , \text{ Avec : } d = 0,9 \times h$$

$$\mu \leq \mu_c = 0,39 \Rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,075}) = 0,078$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,216(1 - 0,4 \times 0,078) = 0,209$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

➤ La section d'acier :

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{6,069 \times 9,81 \times 10^{-3}}{0,209 \times 348} \times 10^4 = 8,19 \Rightarrow A_{st} = 8,19 \text{ cm}^2$$

À l'ELS

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} = 228,63 \text{ MPa}$$

$$z = d \left(1 - \frac{\alpha'}{3}\right) = 0,156 \text{ m}$$

Avec : $d = h - c = 0,19$

Et : $\alpha' = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0,527$

$$A_{st} = \frac{4,622 \times 9,81 \times 10^{-3}}{0,156 \times 228,63} \times 10^4 = 12,71$$

$$\Rightarrow A_{st} = 12,71 \text{ cm}^2$$

➤ 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 :

$$A_I = \frac{A_{st}}{3} = \frac{12,71}{3} = 4,23 \text{ cm}^2$$

Selon le **BAEL**, la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{smin} = 0,23 \frac{f_{st}}{fe} b \times d = 0,23 \frac{2,7}{400} 100 \times 19 = 2,95 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est bien vérifiée.

Donc :

$$A_{st} = 12,71 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{soit} \quad \mathbf{5AH20}$$

$$A_l = 4,23 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{soit} \quad \mathbf{4AH14}$$

- **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 :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \quad \Rightarrow \quad \text{Donc section partiellement comprimé.}$$

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 15,888 + 108,884 \times 0,3 = \mathbf{48,55 \text{ t.m}}$$

- **Calcul du moment réduit**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{48,55 \times 9,81 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,7)^2 \times 17} = \mathbf{0,07} \quad \mu \leq \mathbf{0,39}$$

⇒ **SSA** (section simplement armée)

- **Section d'armatures :**

$$A_t = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{Avec} \quad A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{38,079 \times 9,81 \times 10^{-3}}{0,955 \times 0,63 \times 348} \times 10^4 = \mathbf{17,84 \text{ cm}^2}$$

$$\Rightarrow A_t = 17,84 - \frac{108,884 \times 9,81 \times 10}{348} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A_t = 7,94 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend : **5HA16.**

Les résultats des autres calculs sont résumés dans les tableaux suivants :

CHAPITRE VII ETUDE TRANSVERSAL

a) Section sur pile

		b (m)	h (m)	Mu (t.m)	Ms (t.m)	Nu (t)	Ns (t)	Ast (ELU) (cm ²)	Ast (ELS) (cm ²)	As_{min} (cm ²)	Arm. Trans.	Al (cm ²)	Arma. Longis.
Dalle Sup	Appui	1	0,24	52,846	40,443	/	/	98,56	110,79	2,95	5HA40	36,93	5AH32
	Travée	1	0,24	6,069	4,622	/	/	8,24	12,66	2,95	6HA25	4,22	5AH16
Dalle Inf	Appui	1	0,50	15,888	12,299	/	/	10,19	14,22	6,98	6HA20	4,74	5AH16
	Travée	1	0,50	10,155	7,832	/	/	6,46	9,06	6,98	6HA20	3,02	6AH14
Aile	M _{max}	1	0,25	30,277	70,244	/	/	48,74	182,82	3,10	6HA32	60,94	7AH20
Ame	/	1	0,70	15,888	12,299	108,884	84,748	7,19	/	10,09	6HA16	3,28	5AH14

Tab.VII.4. Ferrailage du voussoir sur pile.

b) Section sur clavage

		b (m)	h (m)	Mu (t.m)	Ms (t.m)	Nu (t)	Ns (t)	Ast (ELU) (cm ²)	Ast (ELS) (cm ²)	As_{min} (cm ²)	Arm. Trans.	Al (cm ²)	Arma. Longis.
Dalle Sup	Appui	1	0,24	52,846	40,443	/	/	98,56	110,79	2,95	8HA40	36,93	8AH25
	Travée	1	0,24	5,246	3,998	/	/	7,08	10,95	2,95	5HA20	3,65	5AH14
Dalle Inf	Appui	1	0,30	14,297	10,939	/	/	15,88	22,77	3,88	6HA25	7,59	6AH14
	Travée	1	0,30	10,738	8,196	/	/	11,73	17,06	3,88	7HA20	5,69	5AH14
Aile	M _{max}	1	0,25	30,277	23,136	/	/	48,74	60,21	3,10	6HA32	20,07	7AH20
Ame	/	1	0,40	14,297	10,939	106,559	82,448	11,58	/	5,43	4HA20	5,42	6AH16

Tab.VII.5. Ferrailage du voussoir sur clavage.

VII.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :

La formule de vérification dans le cas d'une fissuration préjudiciable est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement ultime.

τ_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 :

CHAPITRE VII ETUDE TRANSVERSAL

a) Section sur pile

Section	b(cm)	d(cm)	Vu(KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observations
Dalle Sup	100	21,6	437,52	2,02	3	Vérifier
Dalle inf	100	45	298,49	0,66	3	Vérifier
Console	100	22,5	424,58	1,88	3	Vérifier
Ames	100	63	83,48	0,13	3	Vérifier

Tab.VII.6. Vérification des contraintes tangentielles (Section sur pile)

b) Section sur clavage :

Section	b(cm)	d(cm)	Vu(KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observations
Dalle Sup	100	21,6	437,52	2,02	3	Vérifier
Dalle inf	100	27	286,93	1,06	3	Vérifier
Console	100	22,5	424,58	1,89	3	Vérifier
Ames	100	36	76,13	0,21	3	Vérifier

Tab.VII.7. Vérification des contraintes tangentielles (Section sur clavage)

VII.9. SCHEMA DE FERRAILLAGE DES VOUSOIRS :

a) Section sur pile

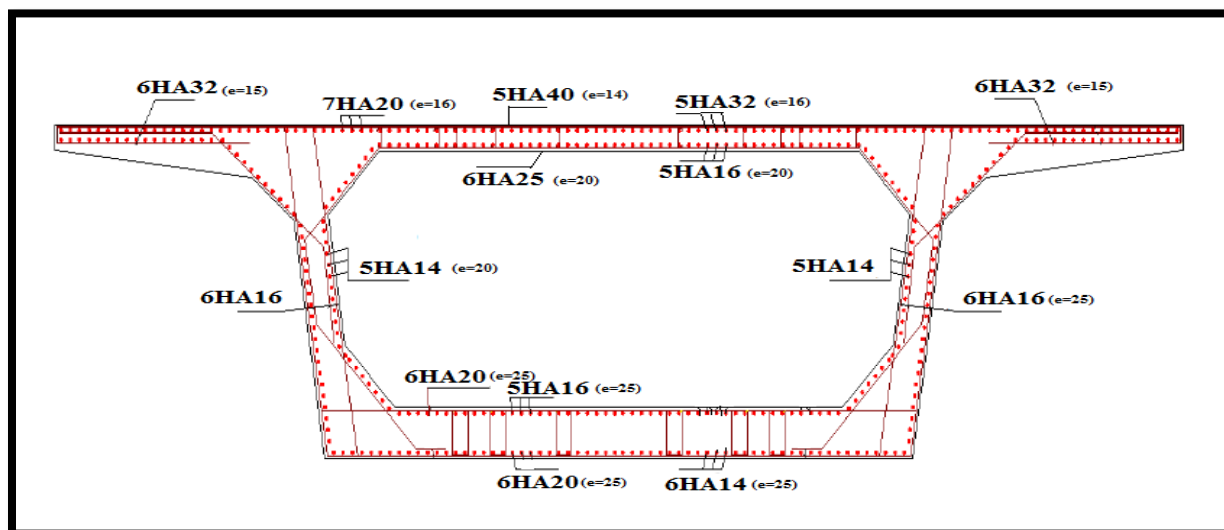


Fig.VII.15. Schéma de Ferrailage du voussoir sur pile

b) Section sur clavage

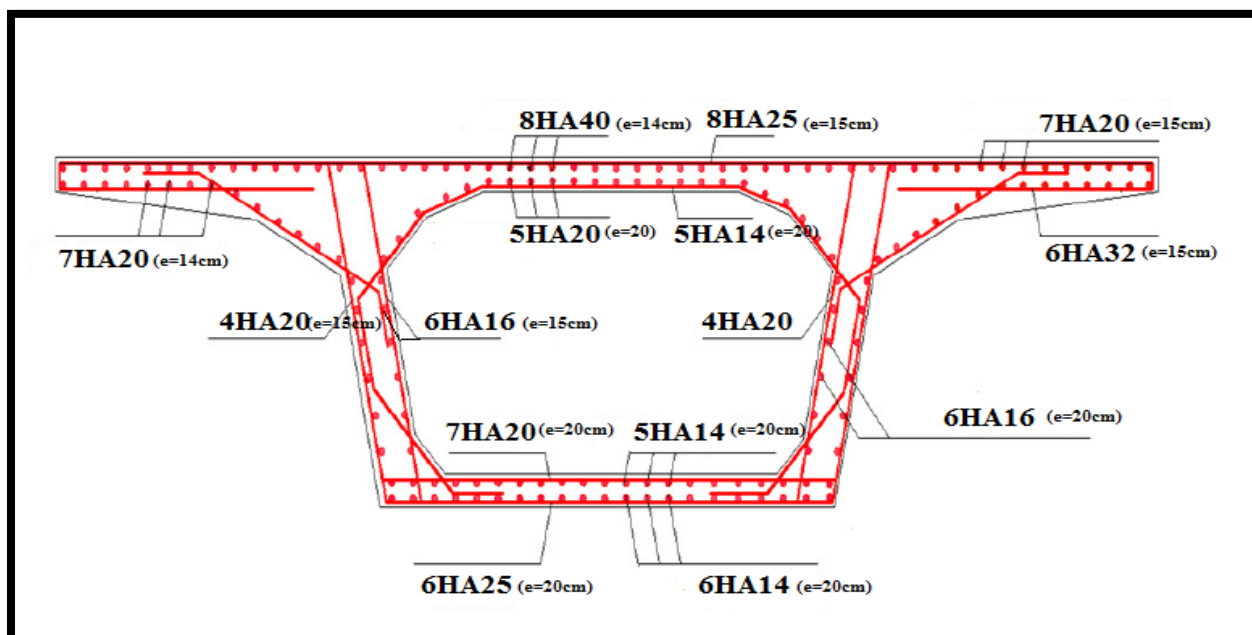


Fig.VII.16. Schéma de ferrailage du voussoir au clavage

VII.10. CONCLUSION :

Les voussoirs sont rigidifiés avec des armatures pour résister aux efforts de flexion composée due aux charges et surcharges ainsi qu'aux efforts de précontrainte, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

CHAPITRE

VIII

EFFORT TRANCHANT

VIII.1. INTRODUCTION :

L'effort tranchant est la projection de la résultante des efforts appliqués à droite de la section de calcul, sur la normale à la fibre moyenne. Le calcul doit être effectué donc sur les sections droites de la poutre, c'est-à-dire normales à la fibre moyenne et non pas sur des sections verticales, ce qui donnerait des résultats sensiblement erronés.

Il faut tenir compte :

- Des charges et surcharges (poids propre, superstructures, charges d'exploitation).
- La réduction de l'effort de l'effort tranchant dû à la précontrainte.
- L'effet RESAL.

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 avec, en cas de pervibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

VIII.2. DETERMINATION DES EFFORTS TRANCHANT :

VIII.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 $G + 1,2 (A+St)$.

VIII.2.2. Effort tranchant dû à la précontrainte :

L'effort tranchant provoqué par la précontrainte est donné par :

$$\mathbf{Vp} = \mathbf{P} \sin \alpha \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} \mathbf{P} : \text{effort de précontraint.} \\ \alpha : \text{angle d'inclinaison de câble par rapport à l'horizontale.} \end{cases}$$

VIII.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 :

$$\mathbf{V}_{\text{Resal}} = \frac{M_{\text{ext}}}{z} \cdot \frac{dh}{dx}$$

$$\mathbf{Z} = \mathbf{H} - \frac{1}{2} (\mathbf{es} + \mathbf{ei})$$

CHAPITRE VIII EFFORT TRANCHANT

Avec :

- M_{ext} : Moment due aux charges extérieures (sans le poids propre).
- e_s : épaisseur de la dalle supérieure.
- e_i : épaisseur de la dalle inférieure.
- H : hauteur du voussoir.
- dh/dx : Pente que suit la hauteur du tablier

VIII.2.4. Calcul de l'effort tranchant réduit :

L'effort tranchant réduit est donné par la relation suivante :

$$V_r = V_{ext} - V_P + V_{Resal} \Rightarrow V_r = V_{ext} - P \sin \alpha + \frac{M_{ext}}{z} \cdot \frac{dh}{dx}$$

VIII.3. CALCUL DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :

La contrainte de cisaillement à 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 ($b_n = 2(0,5 - 0,082) = 0,836m$).

VIII.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT :

Il faut vérifier que la contrainte de cisaillement calculée précédemment soit inférieure à la contrainte de cisaillement admissible :

$$\tau \leq \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$$

- $\bar{\tau}_1 = 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x)$
- $\bar{\tau}_2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t)$
- σ_x : Contrainte normale au niveau de la section de calcul : $\sigma_x = P/S$
- σ_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 :
 - $\sigma_t = 0$
 - $f_{cj} = 30 \text{ MPa}$ et $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$.

CHAPITRE VIII EFFORT TRANCHANT

Exemple d'application pour la section 1 (voussoir 1)

➤ $V_{ext} = 6,494 \text{ MN}$

➤ $V_p = P \cdot \sin \alpha = 5,981 \text{ MN}$ avec : $P = n \cdot P_0 \cdot 0,75 = 9,04 \text{ MN}$ et $\alpha = 0,723 \text{ rad}$.

➤ $V_{Resal} = \frac{M_{ext}}{z} \cdot \frac{dh}{dx}$ $M_{ext} = 50,108 \text{ MN.m}$

$V_{Resal} = 0,4730 \text{ MN}$.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Z = 2,30 - \frac{1}{2} (0,35 + 0,50) = 1,875 \text{ m} \\ e_i = 50 \text{ pour les vs (1...6)} \\ \frac{dh}{dx} = \frac{(2,30 - 1,875)}{2,40} = 0,177 \text{ MN} \end{array} \right.$$

et

$$\left\{ \begin{array}{l} Z = 2,30 - \frac{1}{2} (0,35 + 0,30) = 1,975 \text{ m} \\ e_i = 30 \text{ cm pour les vs (7..12)} \\ \frac{dh}{dx} = \frac{(2,30 - 1,975)}{2,40} = 0,135 \text{ MN} \end{array} \right.$$

$V_r = 6,494 - 5,981 + 0,4730 = 0,985 \text{ MN}$.

➤ $\tau = \frac{v_r}{z b_n}$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} V_r = 5,243 \text{ MN} \\ b_n = 2 (0,7 - 0,082) = 1,236 \\ Z = 1,875 \text{ m} \end{array} \right.$$

$\tau = 0,425 \text{ MPa}$.

➤ $\bar{\tau}_1 = 1,937 \text{ MPa}$

➤ $\bar{\tau}_2 = 2,861 \text{ MPa}$

➤ On a $\tau = 0,425 \text{ MPa} \leq \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2) = 1,741 \text{ MPa} \Rightarrow$ donc la section est vérifiée.

Les résultats des autres vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

CHAPITRE VIII EFFORT TRANCHANT

a) Travée de rive :

Voussoir	Nbr de câble	Vp (MN)	Mext (MN.m)	Vresal (MN)	Vext (MN)	Vr (MN)	σ_x (MPa)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)
V1	6	5,980	50,108	0,472	6,494	0,985	1,163	0,425	1,937	2,860
V2	6	5,912	36,941	0,348	5,822	0,257	1,197	0,111	1,943	2,857
V3	4	4,728	25,387	0,239	5,150	0,666	0,818	0,287	1,872	2,889
V4	4	4,905	15,445	0,145	4,478	-0,276	0,838	-0,119	1,875	2,888
V5	2	2,101	7,116	0,067	3,806	1,773	0,429	0,765	1,795	2,922
V6	2	2,091	4,295	0,040	3,134	1,085	0,437	0,468	1,797	2,921
V7	2	2,080	5,122	0,034	2,549	0,505	0,444	0,402	1,798	2,920
V8	2	2,071	9,136	0,062	1,964	-0,042	0,450	-0,034	1,8	2,920
V9	2	2,062	11,747	0,080	1,380	-0,600	0,455	0,477	1,800	2,920
V10	2	2,056	13,005	0,088	0,795	-1,170	0,459	0,931	1,801	2,919
V11	2	2,051	12,653	0,086	0,210	-1,753	0,461	1,395	1,802	2,919
V12	2	2,051	10,740	0,073	0,461	-1,515	0,462	1,206	1,802	2,919

Tab.VIII.1. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.

b) Travée intermédiaire :

Voussoir	Nbr de câble	Vp (MN)	Mext (MN.m)	Vresal (MN)	Vext (MN)	Vr (MN)	σ_x (MPa)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)
V1	6	5,980	63,621	0,6005	7,700	2,320	1,163	1,002	1,937	2,860
V2	6	5,912	45,947	0,433	7,028	1,549	1,197	0,668	1,943	2,857
V3	4	4,728	29,885	0,282	6,356	1,910	0,818	0,824	1,872	2,889
V4	4	4,905	15,436	0,145	5,684	0,924	0,838	0,399	1,875	2,888
V5	2	2,101	2,599	0,024	5,012	2,935	0,429	1,266	1,795	2,922
V6	2	2,091	8,624	0,081	4,340	2,331	0,437	1,005	1,797	2,921
V7	2	2,080	18,236	0,124	3,084	1,128	0,444	0,898	1,798	2,920
V8	2	2,071	26,339	0,180	2,499	0,608	0,450	0,484	1,8	2,920
V9	2	2,062	33,039	0,225	1,914	0,077	0,455	0,061	1,800	2,920
V10	2	2,056	38,336	0,262	1,329	-0,464	0,459	-0,371	1,801	2,919
V11	2	2,051	42,229	0,288	0,744	-1,018	0,461	-0,811	1,802	2,919
V12	2	2,051	44,718	0,305	0,160	-1,585	0,462	-1,262	1,802	2,919

Tab.VIII.2. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée intermédiaire.

VIII.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 est suffisante du point de vue cisaillement. A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

CHAPITRES

IX

EQUIPEMENT DE

PONT

IX.1. INTRODUCTION :

Les équipements représentent l'ensemble des dispositifs dont le but est de rendre le tablier d'un pont capable d'assurer sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers et d'assurer la durabilité de l'ouvrage.

IX.2. LES APPAREILS D'APPUI :

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est :

- De transmettre les actions verticales et horizontales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires.
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

La durée de vie de ces derniers est de l'ordre d'une dizaine d'année pour le type d'appareil le plus courant.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- ✓ Les appareils d'appuis en béton.
- ✓ Les appareils d'appuis spéciaux.
- ✓ Les appareils d'appuis en acier.
- ✓ Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

IX.2.1. Détermination de l'aire de l'appareil d'appui :

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition

$$3 \text{ MPa} \leq \sigma_m = \frac{R}{a \cdot b} \leq 15 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{R}{15} \leq a \cdot b \leq \frac{R}{3}$$

$$\Leftrightarrow 0,212 \text{ m} \leq a \cdot b \leq 1,06 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad \text{on prend : } a = b = 900 \text{ mm}$$

Avec :

- ✓ $R = 3,182 \text{ MN}$: Réaction maximale pour chaque appareil d'appui ;
- ✓ σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort normal R ;
- ✓ 3 MPa : La condition de non soulèvement ;
- ✓ 15 MPa : La condition de non écrasement ;
- ✓ a : Coté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage ;
- ✓ b : Coté perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

IX.2.2. Détermination de la hauteur nette de l'élastomère :

On doit respecter la condition de non flambement $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 90 \leq T \leq 190$

On prend $T = 120 \text{ mm}$

IX.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 : $\sigma_m = \frac{R}{a*b} = \frac{2,884}{0,9 \times 0,9} = 3,560 \text{ MPa}$ et $\beta = \frac{a*b}{2t(a*b)} = \frac{0,9 \times 0,9}{2 \times 0,01(1,8)} = 22,5$

D'où :

$$\begin{cases} \tau N_{max} = \frac{1,5 \times 2,884}{22,5} \\ \tau N = 3 \times 1,2 = 3,6 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{On a} \quad \tau N_{max} \leq \tau N$$

\Rightarrow **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 :

$$\checkmark \tau_{H1} = \frac{G \times U1}{T} \quad (\text{sous l'effort statique})$$

$$U1 = \Delta L_T + \Delta L_{fl} = 48 + 40 = 88 \text{ mm}$$

(Les valeurs de ΔL_T et ΔL_{fl} sont justifiées dans le calcul des joints de chaussées).

$$\tau_{H1} = \frac{1,2 \times 88}{120} = 0,88 \text{ MPa}$$

($G = 1,2$: module de déformation transversale d'appareil d'appui).

$$\checkmark \tau_{H2} = \frac{H2}{a \times b} \quad (\text{Sous l'effort dynamique (freinage)})$$

D'après le RCPR, un seul camion supposé freiner.

$$F_{bc} = 30 \times bc = 30 \times 1,2 = 36t \Rightarrow H2 = \frac{36}{2} 18t$$

$$\tau_{h2} = \frac{18 \times 9,81 \times 10^{-3}}{(0,9)^2} = 0,218 \text{ MPa}$$

❖ D'où :

$$\tau_H = 0,88 + \frac{0,218}{2} = 0,989 \text{ MPa} \leq 1,3 \times G = 1,56 \text{ MPa}$$

⇒ **Donc la condition est vérifiée.**

c) **Contrainte de cisaillement due à la rotation :**

Nous devons vérifier que : $\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left(\frac{\alpha}{T} \right)^2 \quad \alpha_t \leq 1,5G$

$$\text{Avec : } \alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

α_0 : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02 rad.

α : 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 :

$$\tau = \tau_{N_{\max}} + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5G \Rightarrow \tau = 0,192 + 0,989 + 0,776 = 1,957 \text{ MPa}$$

$\tau = 5 \times G = 6 \text{ MPa} \Rightarrow$ donc la contrainte de cisaillement totale est vérifiée.

IX.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 :

$R_{\min} = 2,873 \text{ MN} \Rightarrow$ **Donc la condition est vérifiée.**

IX.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 :

$$H_{max} = H_2 = 18 \times 9,81 \times 10^{-3} = 0,176 \text{ MN}$$

$$H_{max} = 0,176 < f \times R = 0,775 \quad \Rightarrow \quad \text{donc la condition est vérifiée.}$$

IX.2.6. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra vérifiée les deux conditions suivantes :

$$\diamond t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$$\diamond t_s \geq \frac{\alpha}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{900}{22,5} \times \frac{3,928}{245} = 1,44 \text{ mm}$$

Avec :

$$\sigma_e = 245 \text{ MPa} \quad \text{Pour l'acier inox } \Rightarrow \text{ On prend } t_s = 2 \text{ mm}$$

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 $(a \times b) = (900 \times 900)(\text{mm}^2)$ est une hauteur totale.

T de :144 mm

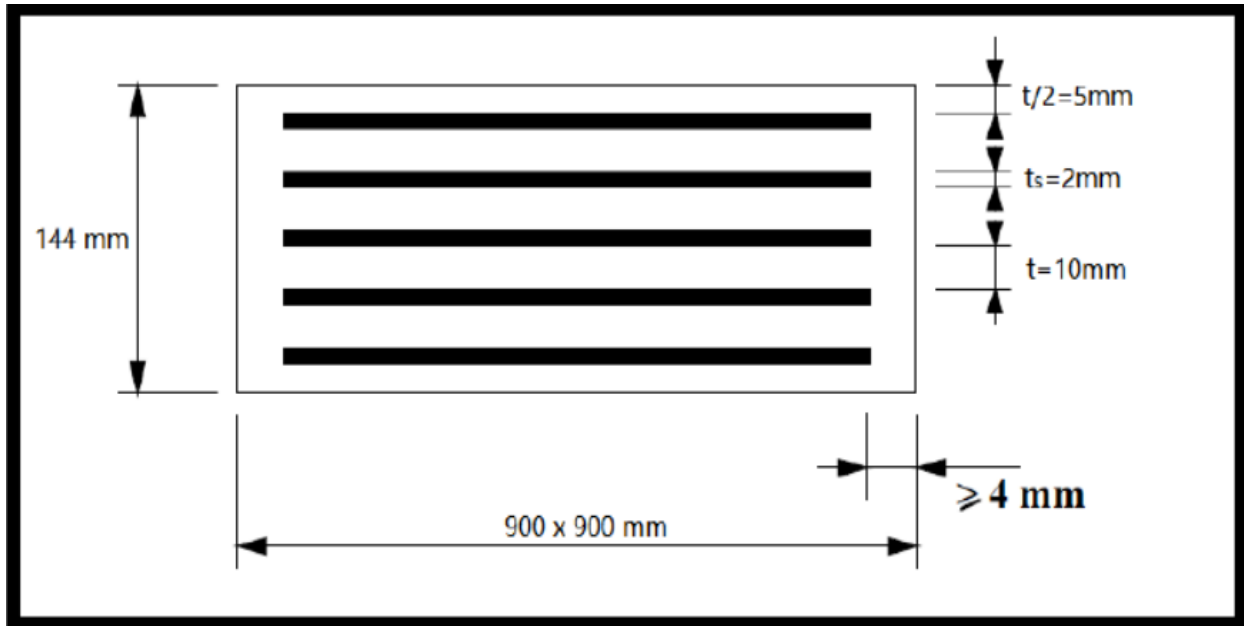


Fig.IX.1. Les dimensions de l'appareil d'appui.

IX.2.7. Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appui qu'on a choisi peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

IX.3. UN JOINT DE CHAUSSEE :

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.

IX.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.

CHAPITRE IX EQUIPEMENT DE PONT

- ✓ **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.

IX.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 ΔL 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_D** : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
- ✓ **W_T** : souffle thermique,
- ✓ **W_S** : souffle sismique.

a) Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\frac{\Delta L}{l} = 3 \times 10^{-4} \quad \Rightarrow \quad \Delta L = W_t = 19,8 \text{ mm}, (l : \text{étant la longueur de tablier}).$$

b) Retrait :

Raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On l'évalue à :

$$\frac{\Delta L}{l} = 2 \times 10^{-4} \quad \Rightarrow \quad \Delta L = 13,2 \text{ mm}. (l : \text{étant la longueur du tablier}).$$

c) Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées, nous pourrions prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 19,8 \text{ mm (} l : \text{étant la longueur du tablier).}$$

Avec :

$K_{fl} = 3$: Coefficient de fluage à $t=0$ (au moment où il subit la contrainte σ_b) et il varie 2 à 3

○ Donc : $WD = 19,8 + 13,2 = 33 \text{ mm}$

d) Souffle sismique :

La valeur du souffle sismique est prise égale à 150 mm

$$W_s = 150 \text{ mm.}$$

○ Donc le souffle total du joint est :

$$W = 33 + 0,4 \times 19,8 + \frac{150}{3} \Rightarrow W = 90,92 \text{ mm}$$

IX.3.3. 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 91 mm, il faut considérer la famille de joints appelée Wd (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 Wd110. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 40 à 150mm.

IX.4. LE REVETEMENT DU TABLIER :

Le revêtement est assuré par :

IX.4.1. Couche d'étanchéité :

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- Étanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas)
- Étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthanes)
- Étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte
- Étanchéité par moyen haute cadence

IX.4.2. Couche de roulement :

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 22KN/m³ afin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds.

La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

IX.5. DISPOSITIFS RETENUE :

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps

- ❖ **Les glissières** : sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

- ❖ **Le garde-corps** : ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

IX.6. CORNICHES :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En éloignant l'eau des parements verticaux.
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur.
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.

IX.7. EVACUATION DES EAUX :

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

- Une bonne protection de la structure vis-à-vis des infiltrations.
- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la chaussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit.

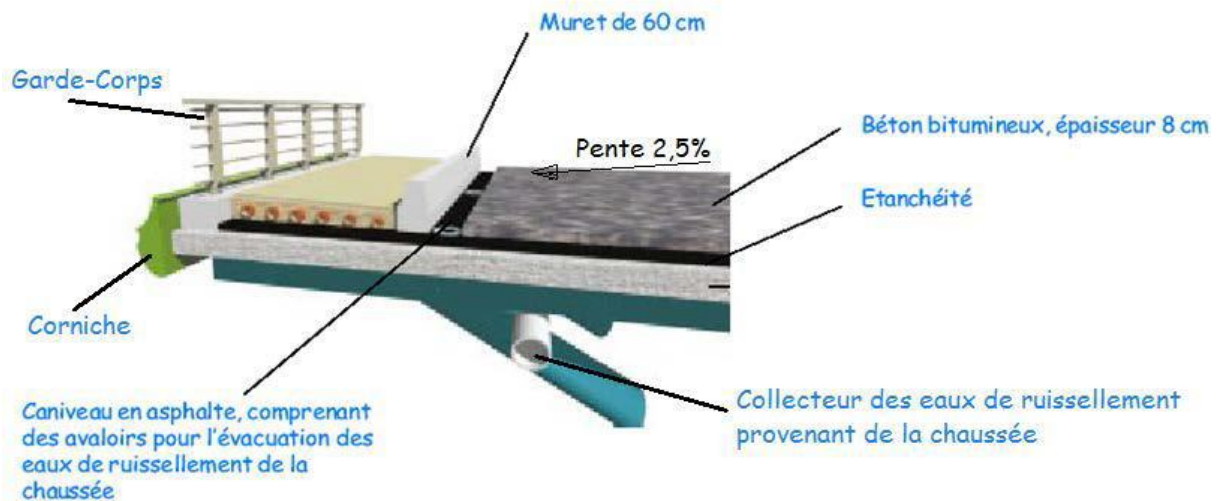


Fig.IX.3. Les équipements du pont

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'étude a eu pour objet de répondre à une question pratique « Comment faire une étude de conception d'un pont en béton précontraint construit en encorbellement successif », il synthétise une méthode et principe logique pour une conception d'un ouvrage d'art.

Le principe de cette approche est d'utiliser l'apprentissage supervisé pour exploiter aux mieux les données et bien apprécier toutes les méthodes de calculs, ce type d'ouvrages présente des calculs qui tient compte du nombre important de sections qu'il convient de vérifier ainsi qu'à l'évolution du schéma statique de l'ouvrage pendant sa construction mais aussi du facteur temps.

Après avoir achevé ce travail, nous sommes arrivés à acquérir et s'approprier la procédure d'étude détaillée d'un ouvrage d'art, c'est un thème qui nous a permis d'attribuer une façon de traiter et gérer les difficultés rencontrées lors de l'étude.

Ce projet nous a été très bénéfique dans la mesure où il nous a permis d'exploiter nos connaissances théoriques sur chantier et de développer nos méthodes et techniques acquises durant notre cursus au sein de l'UMMTO, ainsi que d'approfondir et enrichir nos acquis sur lesquels on pourra se baser dans la vie professionnelle et s'immerger avec assurance dans le domaine.

BIBLIOGRAPHIE :

- **Règles B.A.E Guide de conception de la SETRA :** "Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (**Juin 2003**).
- **Guide de conception de la SETRA :** « Appuis des tabliers, 2007 »
- **Document technique règlementaire :** "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (**Edition 2008**).
- **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**).
- **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)..L 91 modifiées 99, EYROLLES,** (**Edition 2000**)
- **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**).
- **Le béton précontraint aux états limites :** **HENRY THONIER.** "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (**Edition 1992**).
- **Guide de conception de la SETRA :** "Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (**Juin 2003**).

➤ **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 :**

- **Etude et conception d'un pont construit par encorbellement Successifs avec un tablier à hauteur constant Réalisé par Mr. HARANI Khaled : Encadré par : Mr.BENYAH Karim (Promotion 2017/2018).**
- **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).**
- **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 2016/2017).**
- **Étude et conception d'un tablier d'un viaduc par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place. Présenté par : FRITIH Ghiles, KAL Hafid , MOUSSAOUI Med Lamine. Encadré par : Mme SAIFI Insaf. (Promotion2019/2020).**