

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson



# Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

# Thème

Conception et étude d'un ouvrage d'art  
Sur la pénétrante de la ville de Ténès  
«Situé du PK 31+050 au PK 31+216»

Présenté par :

HAMMEURLAINE Chahinez  
DRICHE Hind

Encadré par :

Mr AMIEUR Mohamed  
Mr FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2022/2023

# Remerciement

Avant toute chose, nous accordons toute notre gratitude et remerciement à **Allah** le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mettre en œuvre ce travail.

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre cher encadreur **Mr MOHAMED AMIEUR** pour son aide précieuse et sa disponibilité tout le long de cette période.

Nous présentons tous nos remerciements les plus considérables **ADA** pour l'accueil chaleureux qu'ils nous ont réservé, en particulier à notre encadreur de stage **Mr AILEM SAID**

.Nous tenons également à remercier nos enseignants notamment **Mr. HADID, Mme MESSAOUDI, Mr TOUNSI, Mr CHIKH, Mr HAMADI, Mr BENOUCHEFOUN et Mr FEDGHOUCHE** ainsi que tout le personnel de notre établissement **ENSTP**, qui a contribué à notre formation.

A tous nos enseignants des différents niveaux de notre parcours scolaire qui ont participé au développement de notre savoir et à notre éducation.

A tous ceux qui nous ont aidés de près et de loin pour la réalisation de ce projet.

Merci

# Dédicaces

Au nom d'**Allah**, le Tout, le Très Miséricordieux. Je dédie ce modeste travail à : A ma très chère mère, une douce maman **KARA ANISSA** qui m'a accompagnée durant ce long parcours, celle qui m'a offerte tout l'amour, toute la tendresse que peut donner une mère à sa fille, celle à qui je souhaite une longue vie pleine de joie et de prospérité.

A mon cher père, mon héros dans cette vie **AMIROUCHE** qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que Dieu me le garde en très bonne santé.

A mes chères sœurs **KATIA, AHLAM** et mes chers frères **WALID, NAZIM**.

Je dédie ce travail exceptionnellement à mon cher **MARI IDRIS** et ma belle-famille qui n'ont pas cessé à m'encourager, conseiller et me soutenir toute au long de cet année.

Sans oublier mon binôme **HAMMEURLAINE CHAHINEZ** pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet

A **Mr AMIEUR** Puisse Dieu, le tout puissant vous préserver du mal, vous combler de santé, de bonheur et vous procurer une longue vie. A tous mes amis et tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

A vous ...

**DRICHE HIND**

# Dédicaces

Au nom d'**Allah**, le Tout, le Très Miséricordieux.

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable mère **MIMOUNA** ( mimi ).

A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père **KAMEL**

A ma chère sœur **NOUR** qui n'es pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu la protège et leur offre la chance et le bonheur.

A mon cher petit frère **WALID** qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.

A **Mr AMIEUR** Puisse Dieu, le tout puissant vous préserver du mal, vous combler de santé, de bonheur et vous procurer une longue vie. A tous mes amis et tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

A vous ...

HAMEURLAINE CHAHINEZ

## LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

**SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

**CP** : charges permanentes.

**BPEL** : Béton précontrainte aux Etats limites.

**RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

**VSP** : Voussoir sur pile.

**VC** : Voussoir à la clef.

**VSC** : Voussoir sur la culée

12T15s : douze (12) torons de quinze (15) fils.

**f<sub>lim</sub>** : Contrainte de compression limite.

**f<sub>max</sub>** : Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.

**F<sub>prg</sub>** : Résistance ultime a garantie.

**F<sub>peg</sub>** : Résistance limite élastique a garantie

**σ<sub>sup</sub>** : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

**σ<sub>inf</sub>** : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

**σ<sub>p</sub>** : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis

**G** : module de cisaillement

**K** : la Raideur Sa : Le spectre de réponse élastique

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression admissible.

**σ<sub>bt</sub>** : Contrainte de traction admissible.

**F<sub>L</sub>** : Force séismique longitudinale

**F<sub>T</sub>** : Force séismique transversale.

**H<sub>T</sub>** : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

**H<sub>flv</sub>** : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

**E** : Le module d'élasticité longitudinal

**Δσ<sub>insta</sub>** : La perte de tension instantanée

**Δσ<sub>déf</sub>** : La perte de tension déferée

**ΔP** : la perte de tension

**τ** : contrainte tangentielle.

**A<sub>s</sub>** : la section des armatures

**f** : la flèche

**T** : la période

**ε** : coefficient de dilatation

**λ** : L'élancement

**K<sub>h</sub>** : coefficient sismique horizontal ;

**k<sub>v</sub>** : coefficient sismique vertical.

**K<sub>ad</sub>** : coefficient de poussée

**S355** : un acier à haute limite d'élasticité de 355 MPa de résistance.

**HA** : Haute adhérence.

**St** : Espacement des armatures.

**M<sub>P</sub>** : Masse des piles.

**M<sub>T</sub>** : Masse du tablier.

**HA** : Haute adhérence.

**St** : Espacement des armatures.

**M<sub>P</sub>** : Masse des piles.

**M<sub>T</sub>** : Masse du tablier.

# Sommaire

## **INTRODUCTION GENERALE ..... 1**

## **CHAPITRE I :Présentation du projet ..... 3**

I.1	Introduction :	3
I.2	Présentation du projet :	3
I.2.1	Situation du projet :	3
I.2.2	Présentation de la pénétrante de TENES :	4
I.2.3	Zone du projet :	4
I.2.4	Caractéristique de l'ouvrage :	4
I.3	Les données de l'ouvrage :	5
I.3.1	Données fonctionnelles :	5
I.4	Données naturelles :	7
I.4.1	Géologie.....	7
I.4.2	Géotechnique :	7
I.4.3	Le climat de la région :	8
I.5	Conclusion .....	8

## **CHAPITRE II :Conception et Pré-dimensionnement..... 10**

II.1	Introduction.....	10
II.2	Présentation et pré dimensionnement des variantes :	10
II.2.1	Variante 01 « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encoissements successifs coulé en place ».....	10
II.2.2	Variante 02 « Pont Mixte Bipoutre ».....	12
II.2.3	Variante 03 « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » .....	14
II.3	Choix des variantes .....	18

## **CHAPITRE III :ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL**

III.1	INTRODUCTION.....	21
III.2	NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	21
III.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....	21
III.3.1	Béton .....	21
III.3.2	Armatures.....	23

III.3.3	Contrainte limite de traction des aciers : .....	24
III.4	EVALUATION DES ACTIONS .....	25
III.4.1	Les actions .....	25
III.4.1.1	Actions permanentes .....	25
III.4.1.2	Actions climatiques .....	257
III.4.1.3	Evaluation des actions due au trafic .....	257
III.4.1.4	Les charges d'exploitations .....	257
III.5	CONCLUSION .....	36

## **CHAPITRE IV :REPARTITIONS LONGITUDINALES DES EFFORTS 38**

IV.1	INTRODUCTION .....	38
IV.2	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT .....	38
IV.2.1	Calcul du moment fléchissant dû à la charge permanente .....	38
IV.2.2	Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge A (L) .....	38
IV.2.3	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge $B_c$ .....	39
IV.2.4	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge $B_t$ .....	39
IV.2.5	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge $B_r$ .....	40
IV.2.6	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge $M_{c120}$ .....	40
IV.2.7	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge $D_{240}$ .....	41
IV.3	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS .....	41
IV.3.1	Calcule des efforts tranchants due à la charge permanente .....	41
IV.3.2	Calcule des efforts tranchants dus À la surcharge A (L) .....	41
IV.3.3	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge $B_c$ .....	41
IV.3.4	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge $B_t$ .....	42
IV.3.5	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge $B_r$ .....	42
IV.3.6	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge $M_{c120}$ .....	42
IV.3.7	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge $D_{240}$ .....	42
IV.4	CONCLUSION .....	42

## **CHAPITRE V :REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS ... 44**

V.1	INTRODUCTION .....	44
V.2	DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL .....	44

V.2.1	Définition des paramètres de calcul.....	44
V.2.2	Les caractéristiques géométriques .....	45
V.2.3	Paramètre d'entretoisement $\Theta$ .....	45
V.2.4	Paramètre de torsion $\alpha$ .....	46
V.2.5	Coefficient de répartition transversale K.....	47
V.2.6	Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à ( $X = 0.5L$ ).....	57
V.2.7	Détermination de la poutre la plus sollicitée7 .....	58
V.3	CONCLUSION.....	59

## **CHAPITRE VI :VERIFICATION PAR MODELISATION..... 61**

VI.1	INTRODUCTION.....	61
VI.2	MODELISATION DE L'OUVRAGE .....	61
VI.2.1	Modélisation des éléments de l'ouvrage .....	61
VI.3	DEFINITION DE CHARGE .....	62
VI.4	LES COMBINAISONS DE CHARGES .....	63
VI.5	RESULTATS .....	65
VI.6	CONCLUSION .....	67

## **CHAPITRE VII :Etude de la Précontrainte..... 69**

VII.1	Introduction .....	69
VII.2	Données de calcul.....	69
VII.3	Dimensionnement de la précontrainte .....	71
VII.3.2	Détermination de nombre de câble : .....	71
VII.3.3	vérification des contraintes à l'ELS:.....	73
VII.4	TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTES.....	73
VII.5	CALCUL DES PERTES DE TENSION DANS LES CABLES : .....	77
VII.5.1	Pertes instantanées : .....	77
VII.5.1.1	Perte par frottement.....	77
VII.5.2	Les pertes par glissement d'ancrage (le recul de l'ancrage) :.....	78
VII.5.3	Perte par déformation instantané de béton (raccourcissement de béton) :..	78
VII.5.4	Les pertes de tension déferées.....	79
VII.6	PERTES TOTALES : .....	80
VII.7	LA VERIFICATION ET JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS :	

VII.7.1	JUSTIFICATION DE LA POUTRE A ELS : .....	81
VII.7.2	JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES : .....	82
VII.7.3	JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES .....	84
VII.8	ARMATURES PASSIVES DES POUTRES .....	85
	CONCLUSION .....	87

## **CHAPITRE VIII :ETUDE DE TABLIER..... 89**

VIII.1	INTRODUCTION.....	89
VIII.2	FLECHES ET CONTRE FLECHES .....	89
VIII.2.1	Flèche due au poids propre .....	89
VIII.2.2	Contre flèche de précontrainte .....	89
VIII.2.3	Flèche due à la construction.....	90
VIII.2.4	Flèche maximale à ELS .....	90
VIII.2.5	Flèche totale .....	90
VIII.3	ETUDE DE L'ENTRETOISE .....	91
VIII.3.1	Principe de ferrailage : .....	91
VIII.3.2	Évaluation des efforts : .....	91
VIII.3.3	Ferrailage .....	92
VIII.4	ETUDE DE L'HOUDIS .....	93
VIII.3.4	Ferrailage sous la flexion transversale.....	93
VIII.4	CONCLUSION .....	96

## **CHAPITRE IX :ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT . 98**

IX.1	INTRODUCTION.....	98
IX.2	CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON « RPOA » .....	98
IX.3	ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE.....	98
IX.3.1	EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K.....	99
IX.3.2	EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE.....	101
IX.3.3	Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T .....	105
IX.3.4	Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008.....	106
IX.4	DES D'APPUIS .....	108
IX.4.1	Dimensionnement des dés d'appuis.....	108
IX.4.2	Ferrailage des dés d'appuis.....	109
IX.4.3	Les plaques de fixation .....	109

IX.5	JOINT DE CHAUSSEE .....	109
IX.5.1	Calcul de souffle .....	110
IX.5.2	Type de joint .....	110
IX.1	CONCLUSION .....	111

## **CHAPITRE X :ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE ..... 113**

X.1	INTRODUCTION .....	113
X.2	ETUDE DE LA PILE .....	113
X.2.1	Conception de la pile/documents SETRA .....	113
X.2.2	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement .....	115
X.2.3	Etude des éléments de la pile.....	116
X.3	ETUDE DE LA CULEE .....	123
X.3.1	Conception des culées .....	124
X.3.2	Evaluation des efforts agissants sur les culées .....	125
X.3.3	Ferraillage des éléments de la culée .....	127
X.3.4	Combinaison des efforts .....	130
X.1	RESUME .....	136

## **CHAPITRE XI :Désordres et dégradations des joints de chaussée et des dispositifs de retenue ..... 139**

XI.1	Introduction : .....	139
XI.2	Les joints de chaussées : .....	139
XI.2.1	Les différents types de joints : .....	139
XI.3	Désordres dans les joints de chaussées : .....	140
XI.4	Les désordres dans les dispositifs de retenue .....	143

### **Bibliographie**

#### **Annexe A Résultats des essais géotechniques**

#### **Annexe B Modélisation et évaluation des efforts**

#### **Annexe C Etude d'infrastructure**

#### **Annexe D ferrailage**

# Liste des figures

## **CHAPITRE I :Présentation du projet ..... 3**

Figure I-1 Implantation du projet sur Google earth.....	3
Figure I-2 Tracer en plan.....	5
Figure I-3 Profil en long.....	6
Figure I-4 Profil en travers.....	6
Figure I-5 Carte géologique du bassin du Chélif (Meghraoui 1986).....	7

## **CHAPITRE II :Conception et Pré-dimensionnement.....**

Figure II-1Notation de dimensions.....	11
Figure II-2Coupe transversale d'un tablier Bipoutre.....	13
Figure II-3 Morphologie générale d'un pont en béton précontraint.....	15
Figure II-4Notation des dimensions.....	16

## **CHAPITRE III :ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL**

Figure III-1 Diagramme des contraintes en fonction des déformations.....	23
Figure III-2Diagramme des contraintes en fonction déformation des aciers actifs.....	24
Figure III-3 Limitation des contraintes des sections en B.P.....	25
Figure III-4 Présentation de la poutre.....	25
Figure III-5Largeur roulable.....	28
Figure III-6 Système de chargement Bc.....	30
Figure III-7 Systeme de chargement Bt.....	31
Figure III-8Système de chargement Br.....	32
Figure III-9 Système de chargement Mc120.....	33
Figure III-10 Système de chargement D240.....	34

## **CHAPITRE IV :REPARTITIONS LONGITUDINALES DES EFFORTS 38**

Figure IV-1 Charge du moment uniformément répartie.....	38
Figure IV-2Surcharge A(L) uniformément répartie.....	38
Figure IV-3 Surcharge Bc.....	39
Figure IV-4Surcharge Bt.....	39
Figure IV-5surcharge Br à L/2.....	40

Figure IV-6 surcharge Mc120 à L/2 .....	40
Figure IV-7 Surcharge D240 à L/2 .....	41

## **CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS**

Figure V-1 Valeur des positions actives des poutres .....	44
Figure V-2 Position actives des poutres .....	45
<b>Figure V-3 Section équivalente</b> .....	47
Figure V-4 Représentation de $k\alpha$ pour chaque poutre .....	51
Figure V-5 Surface de la surcharge A(L) pour une voie chargée .....	52
Figure V-6 Surface de la surcharge A(L) pour deux voies chargées .....	52
Figure V-7 Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour une voie .....	53
Figure V-8 ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour deux .....	53
Figure V-9 Ligne d'influence de la poutre 1 sous surcharge Bt pour un tandem .....	55
Figure V-10 Ligne d'influence de la poutre 1 sous surcharge Bt pour deux tandems .....	55
Figure V-11 Ligne d'influence de la poutre 1 sous surcharge Mc120 .....	56
Figure V-12 Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge D240 .....	56

## **CHAPITRE VI : VERIFICATION PAR MODELISATION**

Figure VI-1 Modélisation de la poutre .....	61
Figure VI-2 Modélisation des poutres .....	61
Figure VI-3 Modélisation des poutre avec l'hourdis .....	62
Figure VI-4 Modélisation de l'hourdis .....	62
Figure VI-5 Modélisation des appuis de l'ouvrage .....	62
Figure VI-6 Moment de poid propre de la poutre .....	65
Figure VI-7 Moment de G (charge permanente + charges complémentaire permanentes) .....	65
Figure VI-8 Moment à l'ELS max .....	65
Figure VI-9 Moment à l'ELS min .....	66
Figure VI-10 L'effort tranchant à l'ELS max .....	66
Figure VI-11 Moment à l'ELU max .....	66
Figure VI-12 Moment à l'ELU min .....	67
Figure VI-13 L'effort tranchant à l'ELU max .....	67

## **CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte**

Figure VII-1 Classe de calcul / selon BPEL .....	70
Figure VII-2 Géométrie des câbles .....	732

Figure VII-3 Dimension et disposition des plaques d'ancrages.....	743
Figure VII-4 Le tracé des câbles au niveau de la section médiane. <b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
Figure VII-5 Trajectoire des câbles .....	765
Figure VII-6 Diagramme des contraintes à mi-travée.....	865
Figure VII-7 Ferrailage des sections de la poutre. ....	865
Figure VII-8 Tracé de la précontrainte - coupe longitudinale-.....	876
Figure VII-9 Les différentes coupes de la précontrainte. ....	876

## **CHAPITRE VIII :ETUDE DE TABLIER**

Figure VIII-1 Flèche max de la poutre due à poids propre (G).....	89
Figure VIII-2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte. .....	90
Figure VIII-3 Flèche max de la poutre à l'ELS. ....	90
Figure VIII-4 Position des vérins. ....	91
Figure VIII-5 Modèle de calcul. ....	91
Figure VIII-6 Moment du poids propre à l'ELS. ....	91
Figure VIII-7 Moment du poids propre à l'ELU. ....	92
Figure VIII-8 L'effort tranchant du poids propre à l'ELU. ....	92
Figure VIII-9 Ferrailage de l'entretoise. ....	93
Figure VIII-10 Modélisation de l'hourdis. ....	93
Figure VIII-11 Moment max à l'ELU ....	94
Figure VIII-12 Effort tranchant max à l'ELU. ....	94
Figure VIII-13 Moment max à l'ELS. ....	94
Figure VIII-14 Ferrailage de la dalle (coupe transversale). ....	96

## **CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT**

Figure IX-1 Séism logitudinale. ....	101
Figure IX-2 Séisme transversale.....	103
Figure IX-3 Les dimensions de l'appareil d'appui. ....	105
Figure IX-4 Dimension du dé d'appui. ....	108
Figure IX-5 Ferrailage du dé d'appui. ....	109

## **CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

Figure X-1 Forme et dimension des piles.....	115
--	-----

Figure X-2 Modèle de calcul.....	116
Figure X-3 Effort tranchant maximale à l'ELU.....	116
Figure X-4 Moment maximale à l'ELS.....	117
Figure X-5 Ferrailage du chevêtre.....	119
Figure X-6 Ferrailage des futs.....	120
Figure X-7 Les éléments de la culée.....	123
Figure X-8 Dimensions de la culée.....	125
Figure X-9 Pussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève.....	133

## **CHAPITRE XI : Désordres et dégradations des joints de chaussée et des dispositifs de retenue**

Figure XI-1 Schéma descriptif d'un joint non apparent.....	139
Figure XI-2 Joint d'Hiatus.....	140
Figure XI-3 Schéma descriptif d'un joint à bande.....	140
Figure XI-4 Désordre des joints.....	141
Figure XI-5 Exemple de garde-corps.....	142
Figure XI-6 Barrière de sécurité.....	142
Figure XI-7 Exemple de corrosion.....	143

## Liste des tableaux

### CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement

Tableau II-1 Récapitulation de découpage du voussoir.....	11
Tableau II-2 Les dimensions des différentes composante du VSP et du VSC.....	12
Tableau II-3 Pré dimensionnement des poutres métalliques.....	13
Tableau II-4 Pré dimensionnement des entretoises.....	14
Tableau II-5 La conception de section transversale.....	15
Tableau II-6 Avantages et inconvénients des 3 variantes.....	18

### CHAPITRE III : ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL .....

Tableau III-1 Caractéristique de béton.....	21
Tableau III-2 Contrainte admissible à la compression de béton.....	23
Tableau III-3 Contrainte admissible de traction des armatures passives.....	24
Tableau III-4 Estimation du poids dû aux CCP et poids total G.....	27
Tableau III-5 Coefficient $a_1$ .....	29
Tableau III-6 Résultat de calcul $A(L)$ .....	29
Tableau III-7 Coefficient $bc$ .....	30
Tableau III-8 Coefficient de majoration dynamique du système $bc$ .....	31
Tableau III-9 Coefficient de majoration dynamique du système $Bt$ .....	32
Tableau III-10 Résultat de l'effort de freinage de $A(L)$ .....	34
Tableau III-11 La réaction de la surcharge de $A(l)$ Pour une seule travée chargée.....	35
Tableau III-12 La réaction de la surcharge de $A(l)$ Pour deux travées chargées.....	35
Tableau III-13 La réaction de la surcharge $Bc$ sur pile.....	35
Tableau III-14 Réaction de la surcharge $Bc$ sur culée.....	36

### CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Tableau V-1 Valeur de $k_0$ POUR $\theta=0.70$ .....	48
Tableau V-2 Valeur de $k_0$ pour $\theta=0.65$ .....	48
Tableau V-3 Valeur de $k_0$ pour $\theta=0.68$ .....	49
Tableau V-4 Valeur de $k_1$ pour $\theta=0.65$ .....	49
Tableau V-5 Valeur de $K_1$ pour $\theta=0.70$ .....	49
Tableau V-6 Valeur de $k_1$ pour $\theta=0.68$ .....	50
Tableau V-7 Valeur de $k\alpha$ et $\alpha=0.227$ .....	50
Tableau V-8 valeur de $k$ pour chaque poutre.....	51

Tableau V-9 Valeur de $k_{\text{amoy}}$ pour la poutre 1 sous A(L) .....	52
Tableau V-10 Valeur de $k_{\text{amoy}}$ pour la poutre 2 sous A(L) .....	52
Tableau V-11 Valeur de $k_{\text{amoy}}$ pour la poutre 3 sous A(L) .....	53
Tableau V-12 Valeur de $k_{\text{amoy}}$ pour la poutre 4 sous A(L) .....	53
Tableau V-13 Valeur de $k_{\text{amoy}}$ pour chaque poutre sus charge Bc .....	54
Tableau V-14 Valeur de $k_{\text{amoy}}$ pour chaque poutre sous charge Bt.....	55
Tableau V-15 Valeur de $k_{\text{amoy}}$ pour chaque poutre sous surcharge Mc120 .....	56
Tableau V-16 Valeur de $k_{\text{amoy}}$ pour chaque poutre sous surcharge D240 .....	57
Tableau V-17 Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/2 .....	57
Tableau V-18 Combinaison de charge à ELU et ELS .....	58

## **CHAPITRE VI : VERIFICATION PAR MODELISATION**

Tableau VI-1 Difinition des charges .....	63
Tableau VI-2 Combinaison de charge à ELS .....	64
Tableau VI-3 Combinaison de charge ELU .....	64

## **CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte**

Tableau VII-1 Données de l'ouvrage .....	69
Tableau VII-2 Caractéristiques des câbles 12T15 .....	698
Tableau VII-3 Valeurs des efforts internes nécessaire pour le calcul de la précontrainte... 69	
Tableau VII-4 Caractéristique de la poutre. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VII-5 Contraintes admissibles du béton. ....	71
Tableau VII-7Détermination du nombre de câble.....	72
Tableau VII-8 Tableau récapitulatif des résultats de vérifications des contraintes. <b>Erreur !</b>	
<b>Signet non défini.2</b>	
Tableau VII-9 Tracé des câbles.....	<b>Erreur ! Signet non défini.4</b>
Tableau VII-10 Caractéristique du tracé des câbles .....	776
Tableau VII-11 Valeur des pertes due au frottement. ....	787
Tableau VII-12 Les résultats de calcul des pertes par glissement d'ancrage.....	787
Tableau VII-13Valeur des pertes par déformation instantanée du béton .....	779
Tableau VII-14Valeur des pertes par fluage.....	79
Tableau VII-15 Perte par relaxation .....	79
Tableau VII-16 Pertes totales .....	79
Tableau VII-17 Les caractéristique géométrique et homogène de la poutre. ....	80

Tableau VII-18 Limitation des contraintes.....	810
Tableau VII-19 Les caractéristiques de chaque phase de vérification .....	821
Tableau VII-20 La vérification des contraintes normales pour les phases 1 et 2.....	832
Tableau VII-21 La vérification des contraintes normales pour les phases 3et 4.....	832
Tableau VII-22 Contrainte tangentielle « $\tau$ ».....	843
Tableau VII-23 Détermination de l'angle $\beta_u$ .....	854
<b>CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT</b>	
Tableau IX-1 Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.....	100
Tableau IX-2 Raideurs dynamiques transversales des appuis.....	100
Tableau IX-3 Distribution des forces sismiques longitudinales pour chaque appui. ....	102
Tableau IX-4 Distribution des forces sismiques transversales pour chaque appui. ....	103
Tableau IX-5 Effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble. ....	104
Tableau IX-6 Dimension de l'appareil d'appui. ....	106
Tableau IX-7 Modèle des joints $W_d$ .....	111
<b>CHAPITRE X :ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE ..... 113</b>	
Tableau X-1 Implantation et hauteurs des piles .....	114
Tableau X-2 Dimension de la pile la plus haute.....	114
Tableau X-3 Vérification de flambement de la pile la plus haute.....	115
Tableau X-4 Evaluation des efforts de la pile la plus sollicitées.....	119
Tableau X-5 Combinaison des efforts.....	120
Tableau X-6 Valeur de WARNER. ....	122
Tableau X-7 Valeurs des moments fléchissants à l'ELU et l'ELS.....	123
Tableau X-8 Récapitulatif rôles et dimensions des éléments de la culée.....	124
Tableau X-9 Evaluation des efforts statiques de la culée.....	126
Tableau X-10 Evaluation des efforts issus du tablier.....	126
Tableau X-11 Combinaison des efforts.....	127
Tableau X-12 Evaluation des efforts statiques sur mur frontal.....	128
Tableau X-13 calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres.....	129
Tableau X-14 Efforts sismiques longitudinales horizontales avec moments horizontales et effort (max, min).....	129
Tableau X-15 Charge sismique au tablier.....	130
Tableau X-16 Effort sismique totale .....	130

Tableau X-17 Combinaisons de charges sismiques .....	130
Tableau X-18 Valeur de $M_p/k$ en fonction de $h$ .....	133
Tableau X-19 Evaluation des efforts de la dalle de transition.....	134



# Introduction Générale



## INTRODUCTION GENERALE

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite « voie portée ») de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, mixte, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont routier), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont ferroviaire) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal, comme par exemple le pont-canal de Briare).

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de qualité et architecturale ou paysage.

Le concepteur doit pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal. Ceci n'est possible que s'il fait référence à des normes des guides, des livres, des recommandations des experts et surtout à sa propre expérience.

Le but de mon travail vise à présenter, ci-après, l'étude et la conception d'un viaduc sur la pénétrante de la ville Ténès dans la wilaya de CHLEF d'une longueur de 166 m. Dans ce

projet, nous allons traiter les principales étapes de l'étude suivante :

- ✚ Premièrement, la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception.
- ✚ Deuxièmement, l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage.
- ✚ Troisièmement, une étude détaillée de la superstructure.
- ✚ Dernièrement, à l'étude sismique et de l'infrastructure.
- ✚ Enfin, une conclusion générale qui résume et fera un point sur tout ce qu'on a pu citer dans cette thèse.



# Chapitre I

## Présentation du projet



## CHAPITRE I : Présentation du projet

### I.1 Introduction :

Dans le cadre de la réalisation de Liaison autoroutière reliant le Port de Ténès à l'autoroute Est-Ouest sur 22 km, plusieurs propositions ont été abordées par le bureau d'étude technique chargé du dossier, SAETI.

En effet, la variante proposée au stade d'avant-projet détaillée traverse plusieurs obstacles naturels et fonctionnels, pour lesquels des ouvrages de franchissement ont été conçus.

Notre projet s'insère du PK 31+050 au PK 31+216 où il permet de franchir une brèche de 166 m de longueur.

Dans le cadre de ce mémoire, trois variantes ont été proposées et pré dimensionnées, dans la phase d'étude d'APS, après une analyse multicritère de ces variantes, on a pu retenir la variante favorable pour notre projet qui un ouvrage à hauteur variable en encorbellements successifs. Une conception détaillées et une analyse structurelle ont été ensuite élaborées dans l'étude d'APD.

En se basant sur le rapport géotechnique, une conception et un choix du type d'infrastructure ont été donnés à la fin de ce mémoire.

### I.2 Présentation du projet :

#### I.2.1 Situation du projet :

Ce projet est inclus dans le projet de réalisation de la pénétrante qui relie le Port de Ténès à l'autoroute Est-Ouest. Il débute du PK 31+050 au PK 31+216 .Il permet de traverser Oued Chlef sur une longueur de 166 m.



Figure I-1 Implantation du projet sur Google earth.

## Chapitre I : Présentation du projet

---

### I.2.2 Présentation de la pénétrante de TENES :

L'objectif de construction de la pénétrante de TENES est de relier port de TENES à L'autoroute EST OUEST par une infrastructure en adéquation avec l'importance du trafic et des échanges avec les différentes Wilaya du pays engendrant ainsi :

- Créer un nouvel espace socio-économique rentable et attractif pour l'investissement.
- Réduire les coûts d'exploitation des véhicules.
- Gain du temps, de sécurité et du confort pour les usagers.
- Répondre à la demande du trafic et aux besoins en matière de transport.

### I.2.3 Zone du projet :

La wilaya de Chlef est située au nord-ouest du pays, dans le Tell occidental. Elle est délimitée par : AIN DEFLA, TIPAZA de l'est et MOSTAGANEM, RELIZANE de l'ouest ; la mer méditerranée du nord et TESSEMSIT du sud. La wilaya est formée par quatre ensembles géographiques<sup>3</sup> :

- une côte méditerranéenne s'étendant sur 120 km ;
- la chaîne de la Dahra au nord ;
- les monts de l'Ouarsenis au sud ;
- la vallée du Chélif entre les deux ensembles montagneux.

**Chlef et les travaux publics :** En raison de situation géographique, la wilaya de Chlef relie les différentes parties du pays surtout entre l'est et l'ouest. Elle est considérée comme un pôle économique et touristique. La wilaya dispose 170 ouvrages d'art, 1 aéroport régional, deux phares, 1 port commercial, 3 ports de pêches.

**Réseau routier :** La wilaya de Chlef est traversée par l'autoroute est-ouest sur une distance de 53.13 Km, avec 7 viaducs, 4 échangeurs, 27 ouvrages d'art (passage supérieur et inférieur) et 17.99 Km de route de liaison secondaire.

### **La ville de Ténès :**

Ténès est une ville côtière de la mer Méditerranée. Elle est située à 25 Km au Nord de Chlef, chef-lieu de la wilaya.

### I.2.4 Caractéristique de l'ouvrage :

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

- Longueur totale qui traverse une ouverture de brèche 22 km.
- Largeur de tablier : 11.6 m.
- La largeur de la chaussée : 14,6m.
- La pente : 2.5 %.

## I.3 Les données de l'ouvrage :

### I.3.1 Données fonctionnelles :

#### I.3.1.1 Tracer en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques.

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont les suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK 31+050.
- Fin de l'ouvrage au PK 31+216.

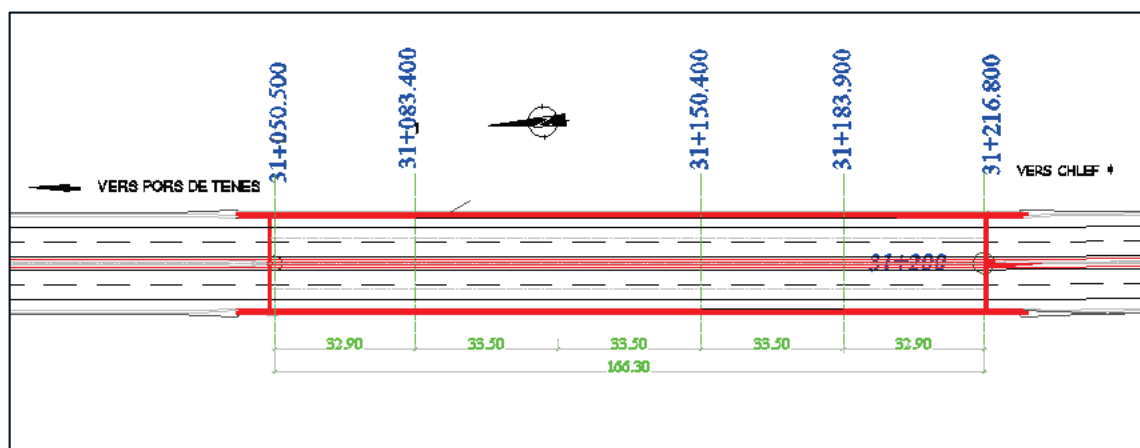


Figure I-2 Tracer en plan

#### I.3.1.2 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 tenant compte de nombreuses exigences fonctionnelles et naturelles.

Le tracé de la route où l'ouvrage d'art se développe dans un alignement rectiligne jusqu'à le pk 31+212.902 et depuis se développe suit une courbe de rayon égale à 2500m.

Longitudinalement, la ligne rouge du tracé routier présente une pente de -0.75%

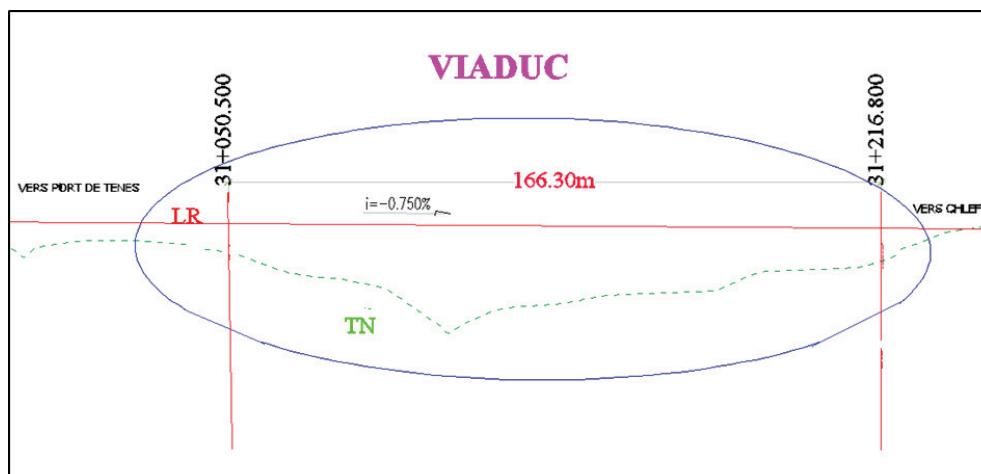


Figure I-3 Profil en long

### I.3.1.3 Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversale et suivant son épaisseur.

Le profil en travers de notre chaussées est défini par :

- La largeur totale :  $LT=11.6\text{m}$ .
- Largeur chargeable :  $LC= 8.75 \text{ m}$ .
- Largeur roulable :  $Lr= 9.75 \text{ m}$ .
- Nombre de voies de circulation : 02 voies ( $2 \times 3.5\text{m}$ ) + une voie d'urgence.
- La pente du versant : une pente de 2.5 %
- Deux trottoirs de 0.6 m de largeur.
- Deux corniches.
- Deux glissières de sécurité.
- Deux gardes corps.

Distance entre tabliers constante et égale à 0.48m

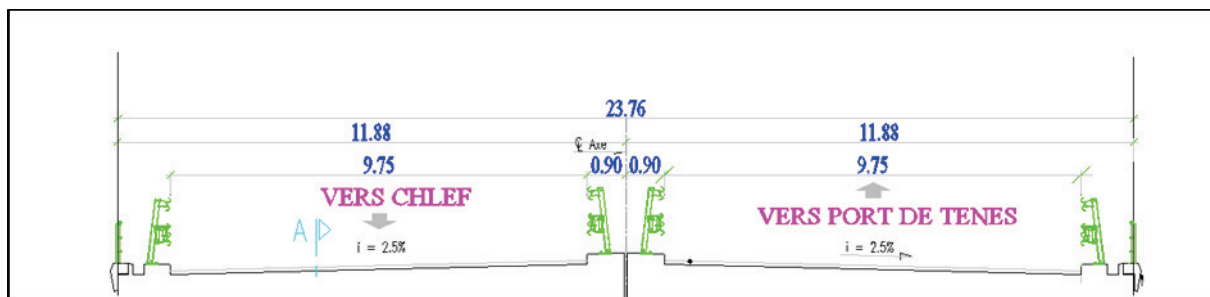


Figure I-4 Profil en travers

# Chapitre I : Présentation du projet

## I.4 Données naturelles :

### I.4.1 Géologie

Le Bassin intra-montagneux du Chélif est situé dans le nord de l'Algérie, dans l'Atlas Tellien (Figure 2.1) C'est un bassin de formation post-tectonique qui s'étend dans le sens Est-Ouest, et qui est délimité au Nord par les montagnes du Dahra et du Bou-Maad constituées de terres allochtones formées entre le Crétacé et l'Oligocène supérieur. Il est délimité au Sud par les montagnes Ouarsenis constituées également par des formations allochtones durant le Jurassique inférieur et le Crétacé.

D'un point de vue structural, le Bassin de Chélif est le résultat d'une dépression post-tectonique créée durant le Néogène par les contraintes dispersives qui ont touché cette région à partir du Miocène inférieur jusqu'au Miocène moyen. Du point de vue stratigraphique, des sédiments formés durant le Mio-plio-quaternaire recouvrent un substrat formé des terres métamorphiques du Mésozoïque.

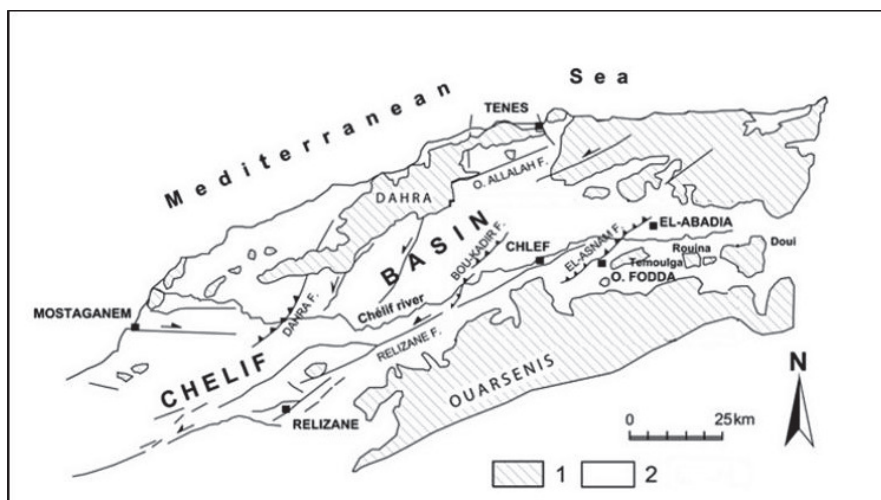


Figure I-5 Carte géologique du bassin du Chélif (Meghraoui 1986)

### I.4.2 Géotechnique :

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques. Et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage) et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement).

#### ➤ Essais in situ

Le programme d'investigation a été organisé par le personnel technique de BCS, il s'agit de :

- Le forage de quatre (03) sondages carottés avec 45m, 42m et 30m.
- sept forages pressiométriques de 30 ml.

## Chapitre I : Présentation du projet

---

- Des essais SPT.

**NB** : Les résultats des sondages carottés sont rapportés dans l'annexe A.

### ➤ Essais de laboratoire

Des essais d'identification physiques, mécaniques et chimiques ont été programmés pour des carottes et des échantillons prélevés après la réalisation des sondages carottés comme suit:

- Essais d'identification physique.
- Analyses chimiques du sol.

### **Recommandations pour les types de fondation**

Le sol se compose d'argile, Sable alluvionnaire, sable fin peu limoneux et fin limoneux, Limon sableux à finement argileux et de la marne. L'argile et le sable sont de mauvaises caractéristiques géologiques. Il est donc proposé d'utiliser le pieu de frottement, le diamètre et la longueur sont à déterminer par le calcul.

→ Le type de fondation retenue est « fondation profonde ».

### **I.4.3 Le climat de la région :**

Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle à son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appuis, la wilaya de CHLEF connaît :

- ✓ Durant la saison d'été une moyenne de 40°C la journée et 23°C la nuit.
- ✓ En hiver la région connaît une moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

### **VENT:**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 125Kg /m2 en cours de réalisation.
- 200Kg /m2 en service

### **I.5 Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons cité les caractéristiques de notre ouvrage en présentant toutes les données nécessaires pour une conception adéquate c'est-à-dire, les données naturelles et fonctionnelles propres à notre ouvrage ainsi que l'obstacle franchit et sa situation géographique. Ces informations sont indispensables pour démarrer la conception et l'étude de cet ouvrage.



## Chapitre II

# Conception et Pré- dimensionnement



### CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement

#### II.1 Introduction

La conception des ouvrages d'art consiste à réaliser des études progressives et itératives dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Cette démarche de conception comprend, de façon générale, trois étapes :

- ❖ Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi.
- ❖ Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques.
- ❖ L'étude détaillée de la solution retenue.

**Il revient à l'ingénieur de tirer la meilleure conception à l'aide d'un tableau multicritère.**

#### II.2 Présentation et pré dimensionnement des variantes :

##### II.2.1 Variante 01 « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudage au sol, en opérant par tronçon successif dénommés voussoir étant construit encorbellement. Après l'exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mise en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédent. Au-delà de 65/70m, Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable décroissante de piles vers la clef.

##### II.2.1.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur variable composée d'une travée principale de 78 m de longueur et deux travées de rives de 47.44 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 172.88 m.

### II.2.1.2 Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue quatre types de voussoir.

**Tableau II-1 Récapitulation de découpage du voussoir.**

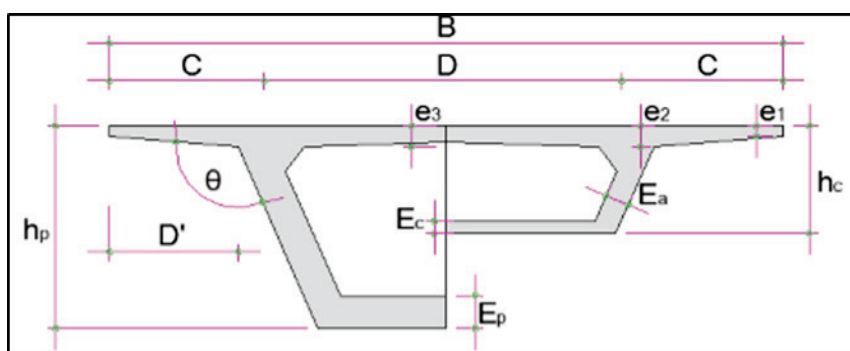
Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu
Voussoirs sur piles	7 à 10 m.	7
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	2
Voussoirs courants	2.5 à 5 m.	4.3

En utilisant le découpage précédent et en ajoutant le voussoir de clavage de la travée intermédiaire, on obtient un nombre total de voussoirs :  $N = 82$ .

- ✓ 2 voussoirs sur pile.
- ✓ 3 voussoirs de clavage.
- ✓ 73 voussoirs courants.
- ✓ 4 voussoirs sur culée.

### II.2.1.3 Conception transversale

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermé. Son pré-dimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous qui est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :



**Figure II-1 Notation de dimensions.**

Tableau II-2 Les dimensions des différentes composante du VSP et du VSC.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	11.6 m
Largeur d'encorbellement		$C = B / 4$	2.9 m
Entraxe des âmes		$D = B - 2 C$	5.8m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e <sub>1</sub>	$e_1 \geq 16 \text{ à } 30 \text{ cm}$	26 cm
	e <sub>2</sub>	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	37 cm
	e <sub>3</sub>	$e_3 \geq D/25 \text{ cm}$	25 cm
Inclinaison de l'âme		$10^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$	100°
Gousset inférieur		(jusqu'à 10°) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	45°
Loi de variation (parabolique)		$y(x) = y_p - 2 \times (y_p - y_c) \cdot \left(\frac{x}{L}\right) + (y_p - y_c) \cdot \left(\frac{x}{L}\right)^2$	
Hauteur du voussoir	Sur pile	$\frac{L}{hp} = 14 + \frac{L}{45}$	4.35 m
	A la clef	$\frac{L}{hc} = 19 + \frac{L}{7}$	2.35 m
Epaisseur de l'âme		$E_a \geq 26 + L/500$	39 cm
Epaisseur de l'hourdis inférieur	Sur pile	$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$	75 cm
	A la clef	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	30 cm

### II.2.2 Variante 02 « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieux urbains ou ruraux, portée principale de 30 à 130 m, largeur totale de 7 mètres à une vingtaine de mètres.

## Chapitre II : Conception et pré-dimensionnement

Pour les ponts mixtes bipoutres à des travées continues, la longueur optimale des travées de rives comprise entre 0,60 et 0,8 fois la portée des travées intermédiaires.

### II.2.2.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de d'une travée principale de 78 m de longueur et deux travées de rives de 47.44 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 172.87 m.

### II.2.2.2 Conception transversale

Le tablier est assez large (11.6 m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ), qui sont alors appelées pièces de pont. On opte pour :

$$a = 6\text{ m}, b = 3\text{ m}$$

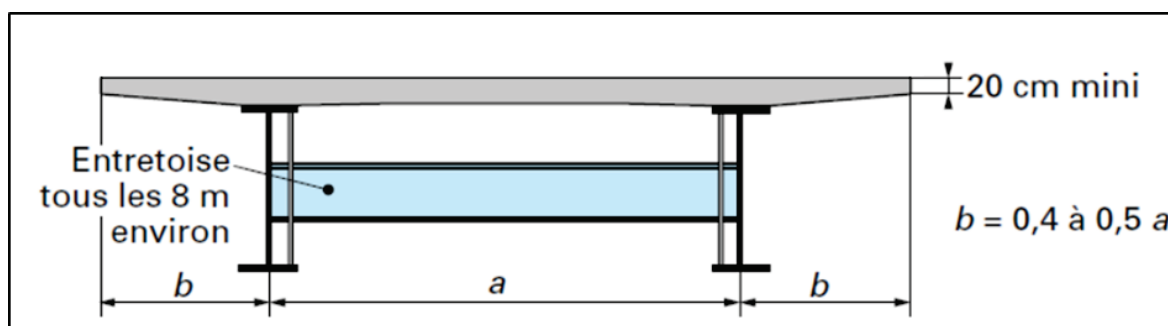


Figure II-2 Coupe transversale d'un tablier Bipoutre.

### ✚ Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. La nuance d'acier est de qualité S355 N. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau II-3 Pré dimensionnement des poutres métalliques.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 300 mm	300 mm
Hauteur de la poutre (constante)	$H = L/25$	2400 mm
Largeur semelle inferieure	$400\text{ mm} \leq b_i \leq 1\ 000\ \text{ mm}$	800 mm

## Chapitre II : Conception et pré-dimensionnement

<b>Largeur semelle supérieure</b>	$500\text{mm} \leq b_s \leq 1200\text{ mm}$	600 mm
<b>Epaisseur de la semelle supérieure</b>	$20\text{mm} \leq t_s \leq 150\text{mm}$	30 mm
<b>Epaisseur de la semelle inférieure</b>	$20\text{mm} \leq t_i \leq 150\text{mm}$	40 mm
<b>Epaisseur de l'âme</b>	$t_w \geq 0,005 \times d$	20 mm
<b>Hauteur de l'âme</b>	$d = H - t_s - t_i$	2330 mm

### Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales pour le soutènement de la dalle et s'assurer la stabilité des poutres principales. Dans cette variante l'espacement des entretoises d'IPE 600 égal à 6 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II-4Pré dimensionnement des entretoises**

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
<b>Hauteur de l'entretoise <math>H_{en}</math></b>	$Lt / 15 \leq H_{en} \leq Lt / 10$	600 mm
<b>Largeur de la semelle <math>b_{en}</math></b>	$220\text{ mm} \leq t_w-t_{en} \leq 300\text{ mm}$	200 mm
<b>Epaisseur de la semelle <math>t_{en}</math></b>	Environ de 20 mm	20 mm
<b>Epaisseur de l'âme <math>t_w-t_{en}</math></b>	$10\text{mm} \leq t_w-t_{en} \leq 12\text{ mm}$	10 mm

### La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La connexion entre les poutres métalliques et la dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de diamètre  $d = 20\text{ mm}$  ( $16 \leq d \leq 22\text{ mm}$ ) et de hauteur de 200 mm ( $h > 4d$ ).

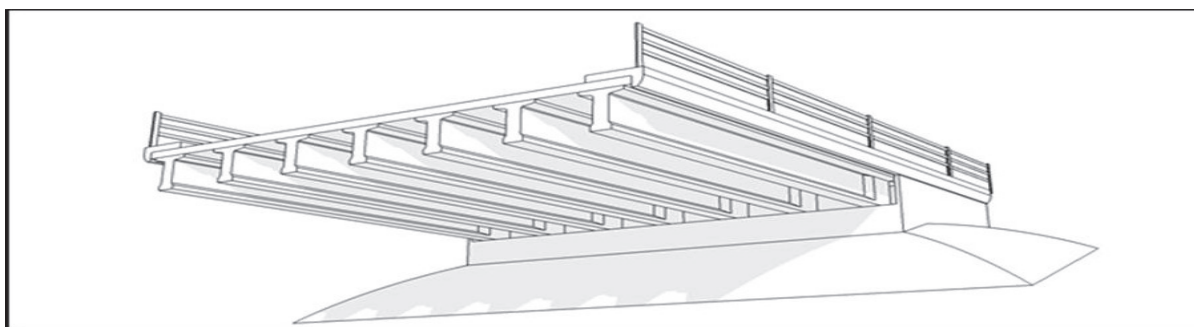
### II.2.3 Variante 03 « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent la solution la plus simple et

## Chapitre II : Conception et pré-dimensionnement

la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales sont le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante, elles sont solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi d'épaisseur préciser supportant la chaussée.



**Figure II-3 Morphologie générale d'un pont en béton précontraint.**

### II.2.3.1 Conception longitudinale.

Pour cette variante, on propose un pont à poutres de type VIPP composé de cinq travées de 33 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 170.4 m

### II.2.3.2 Conception transversale

En utilisant le guide de conception SETRA [VIPP/1996] pour le dimensionnement des éléments de la variante 3 qui sont montré dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II-5 La conception de section transversale**

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	$25 \leq L_p \leq 40$	34.00 m
La longueur de tablier	$L = L_p + 10\text{cm}$	34.10 m
La hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/17$	1.8 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.2 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.6 m
Entraxe des poutres	$1.40 \text{ m} < \lambda < 2.50 \text{ m}$	1.77 m
Entraxe des poutres de rive	$L_a$	11.6 m
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	7

## Chapitre II : Conception et pré-dimensionnement

La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1.00 m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	0.12 m
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	0.60 m
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	0.2 m
Épaisseur de l'âme $b_0$ à mi-travée	/	0.25 m
Épaisseur de l'âme $b_0$ en zone d'about	/	0.60 m
Entretoise d'about	/	$30 \times 120 \text{ cm}^2$

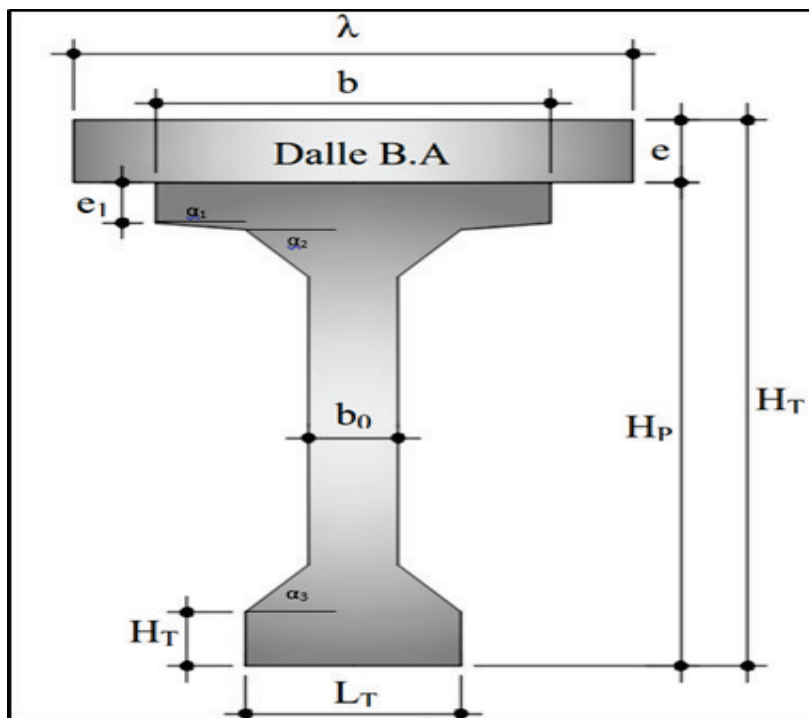


Figure II-4 Notation des dimensions

## Chapitre II : Conception et pré-dimensionnement

---

Devis estimatif quantitatif des trois variantes.

Type de l'ouvrage	Surface de l'ouvrage (m <sup>2</sup> )	Prix unitaire (DA /m <sup>2</sup> )	Montant DA
<b>Pont VIPP</b>	<b>1976.64</b>	<b>35 0000.00</b>	<b>6 91 824 000.00</b>
<b>Pont voussoir</b>	<b>1976.64</b>	<b>45 0000.00</b>	<b>889 488 000.00</b>
<b>Pont mixte</b>	<b>1976.64</b>	<b>40 0000.00</b>	<b>790 656 000.00</b>

### II.3 Choix des variantes

Tableau II-6 Avantages et inconvénients des 3 variantes

Variante	Avantages	inconvénients
<b>Variante 01</b>	<p>1-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.</p> <p>2-La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier.</p> <p>3-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.</p> <p>4-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</p>	<p>1-Le poids est très important (tablier assez épais).</p> <p>2-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.</p> <p>3-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).</p>
<b>Variante 02</b>	<p>1-La possibilité de franchir des grandes portées.</p> <p>2-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.</p>	<p>1-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier</p> <p>2-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.</p> <p>3-Un cout très élevé.</p> <p>4-Entretien périodique.</p>
<b>Variante 03</b>	<p>1-Une bonne réutilisation des coffrages.</p> <p>2-Maîtriser de la préfabrication des poutres.</p> <p>3-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis aux effets d'un gradient thermique.</p>	<p>1-Il s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.</p> <p>2-Nombre d'appuis très importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage.</p> <p>3-Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.</p>

### CONCLUSION

Après l'analyse des différentes variantes et le pré dimensionnement de celles-ci nous orientent vers la solution la plus avantageuse, la plus facile d'entretenir et l'un des variantes belles esthétiquement qu'offre la variante « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension).



# CHAPITRE III

## ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL



## CHAPITRE III : ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

### III.1 INTRODUCTION

L'objectif de la conception est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté en prenant compte des contraintes naturelles et fonctionnelles et des exigences esthétiques et de durabilité. Au présent de ce chapitre, on va définir et évaluer des différents matériaux de construction de l'ouvrage, ainsi que les charges à appliquer pour le calcul de notre viaduc. En passant tout d'abord par la définition des normes et les règlements en vigueur dans l'Algérie.

### III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- Règles B.A.E.L 91 modifié 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.
- RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

### III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

#### III.3.1 Béton

Tableau III-1 Caractéristique de béton

	Superstructure	Infrastructure
$f_{c28}$ (MPa)	35	27
Type de Ciment	CPA 42,5	CPA 42,5
Dosage	450	350
$f_{t28}$ (MPa)	2.7	2.22

➤ Module de déformation longitudinale du béton E:

## Chapitre III : Analyse des charges et hypothèses de calcul

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "Eij" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

a) **Sous charges instantanées (courte durée < 24 h) :**

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

Soit pour :  $f_{c28}=35\text{MPa} \implies E_{i28} = 35982 \text{ MPa}$

$f_{c28}=27\text{MPa} \implies E_{i28} = 33000 \text{ MPa}$

b) **Sous charges différées (de très longue durée) :**

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

Soit pour :  $f_{c_{28}} = 35\text{MPa} \implies E_{v28} = 12104 \text{ MPa}$

$f_{c_{28}} = 27\text{MPa} \implies E_{v28} = 11100 \text{ MPa}$

➤ **Déformation transversale du béton :**

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :  $\nu$  est le coefficient de poisson.

Pour les calculs de béton précontraint, le coefficient de poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,2$  pour un béton non fissuré (Etat Limite Service (ELS))
- $\nu = 0$  pour un béton fissure (Etat Limite Ultime (ELU))

➤ **Contraintes admissibles à la compression :**

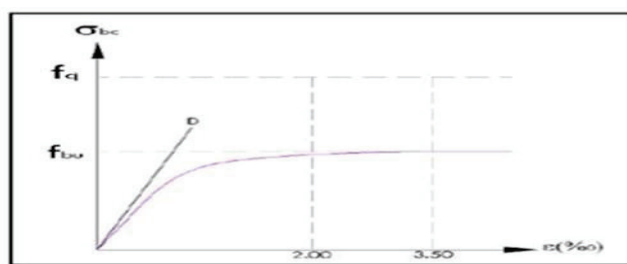
$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \text{ (MPa)} , f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ à l'ELS}$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1.0 \text{ lorsque la durée } t > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 \text{ lorsque la durée } 1\text{h} < t < 24\text{h.} \\ \theta = 0.85 \text{ lorsque la durée } t < 1\text{h.} \end{array} \right. \quad \text{Et } \gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ situation durable} \\ 1,5 \text{ situation transitoire} \\ 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

**Tableau III-2** Contrainte admissible à la compression de béton

Etat	Contrainte limite	Superstructure	Infrastructure
ELU	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83
		$\gamma_b = 1.15$	25.87
ELS	$f_{bc}$ (MPa)	21.00	16.20



**Figure III-1** Diagramme des contraintes en fonction des déformations

### III.3.2 Armatures

Pour les ouvrages en béton précontraint, il y a deux différentes natures d'acier :

#### III.3.2.1 Armatures passives

L'acier utilisé pour le ferrailage des éléments structuraux a les caractéristiques suivant (NF EN 1992-1-1) :

- Limite d'élasticité :  $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$  ;
- Module d'élasticité :  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$  ;
- Module de poisson :  $\nu = 0,3$ .
- Les diamètres commerciaux des barres HA : Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) : 8 10 12 14 16 20 25 32 40
- Les longueurs courantes de livraison : 12 ml pour les barres droites.

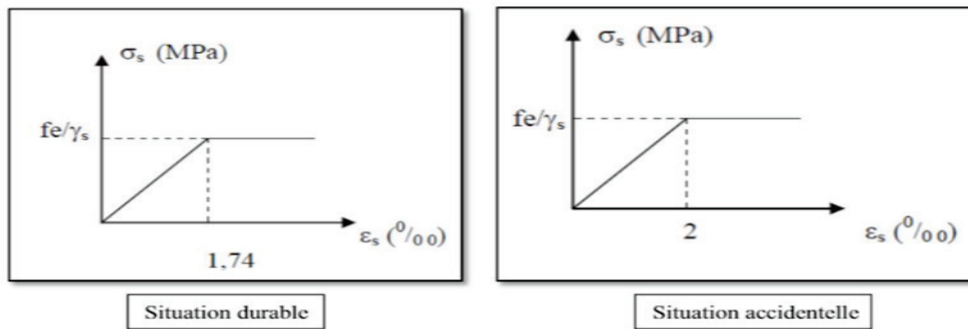


Figure III-2 Diagramme des contraintes en fonction de la déformation des aciers actifs

### III.3.2.2 Armatures actives (précontrainte)

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons 12T15s TBR (très basse relaxation), classe 1770.

- Résistance ultime :  $f_{prg} = 1770$  MPA
- Limite élastique :  $f_{peg} = 1593$  MPA
- Module d'élasticité :  $E_p = 190000$  MPA
- Section droite d'un toron :  $A_p \text{ 1toron} = 0.00014$  m<sup>2</sup>
- Section d'un câble : 12T15  $\Rightarrow$   $A_p = 140$  mm<sup>2</sup>.
- Diamètre de la gaine : 12T15  $\Rightarrow$   $\Phi = 80$  mm
- Coefficient de Relaxation des câbles à 1 000 heures :  $\rho = 2.5$  %
- $f_{peg}$  : limite élastique conventionnelle à 0.1%.
- $f_{prg}$  : contrainte de rupture garantie.

### III.3.3 Contrainte limite de traction des aciers :

Tableau III-3 Contrainte admissible de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)	Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s}$ S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
	S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_c ; 110 \sqrt{n} \times f_{tj} \right\} ; n = 1.6$	250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0.4 \times f_c ; 88 \sqrt{n} \times f_{tj} \right\} ; n = 1.6$	200	200

#### III.3.3.1 Classe de justification de la précontrainte

Classe II la plus courante. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures :

Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Quasi perm
<b>Classe II</b>				

Figure III-3 Limitation des contraintes des sections en B.P

## III.4 EVALUATION DES ACTIONS

### III.4.1 Les actions

Conformément aux exigences nationales et internationales correspondantes, les actions peuvent généralement être classées en fonction de la façon dont elles évoluent avec le temps :

- Les actions permanentes sont celles qui sont constantes ou qui varient très peu avec le temps ou qui se modifient de façon seulement occasionnelle imposées.
- Les actions variables, par ex. les actions du trafic routières, le vent, les effets de la température, etc.
- Les actions accidentelles, par ex. l'impact de véhicules contre les appuis du pont ou contre le tablier, etc.

#### III.4.1.1 . Actions permanentes

##### ➤ Calcul de la charge permanente (CP) :

Les charges permanentes comprennent le poids propre du tablier et ces équipements, le calcul se fait par évaluation de volume.

##### Poids de la poutre :

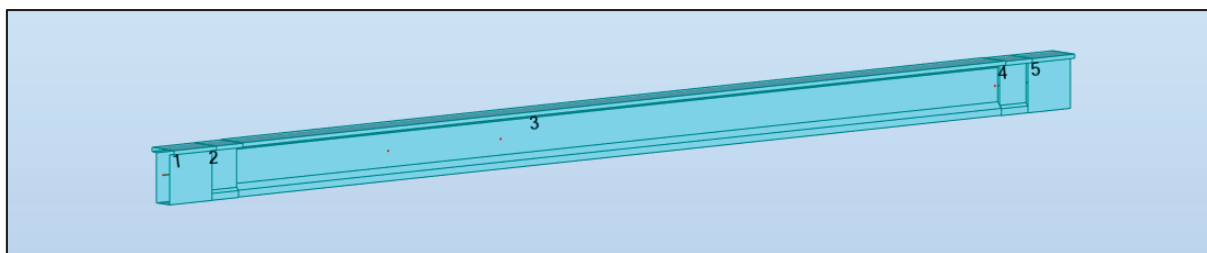


Figure III-4 Présentation de la poutre.

Pour la moitié de la poutre on a :

$$P = PS1 + PS2 + PS3$$

$$Psi = Li \times \text{la surface de } Si. \times \text{ Poids volumique BP } (\gamma b).$$

## Chapitre III : Analyse des charges et hypothèses de calcul

---

Tel que :

$Li$  : longueur de la section.

$\gamma_b$ : le poids volumique du béton égale à 25 KN/m<sup>3</sup>.

$Si$  : l'air de la section.

Donc :

$$PS1 = 1.6 \times 1.0120 \times 25 = 40.48 \text{ KN.}$$

$$PS2 = 1 \times 0.7999 \times 25 = 20 \text{ KN.}$$

$$PS3 = 14.4 \times 0.6104 \times 25 = 219.744 \text{ KN.}$$

Pour la totalité de la poutre :

$$P_p = 2 \times \sum Psi = 2 \times 280,224 = 560.448 \text{ KN.}$$

$$P_p \text{ (par 1 ml)} = 560.448 / 34 = 16.48 \text{ KN/ml.}$$

Pour l'ensemble des poutres :

$$P_p = 16.48 \times 7 = 115.369 \text{ KN/ml.}$$

**La dalle :**

Epaisseur de la dalle est de 20 cm,

$$PD = 0.2 \times 11.6 \times 25 = 58 \text{ KN/ml.}$$

Donc la charge permanente (CP) égale à :

$$CP = P_p + PD = 115.36 + 58 = 173.36 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul de complément des charges permanentes (CCP) :**

**Le revêtement :**

L'épaisseur de revêtement est 0.08 m avec un poids volumique de 24 KN/m<sup>3</sup>.

$$PR = 0.08 \times 24 \times 9.75 = 18,72 \text{ KN/ml.}$$

**Le trottoir et la corniche :**

Le poids du trottoir pour un côté :

$$P_t = V_t \times \rho_i$$

Tel que :  $V_t$  : Volume du trottoir sur 1ml.

$$V_t = 0,20 \times 0,6 \times 1 = 0,12 \text{ m}^3$$

$$P_t/\text{coté g} = 0,12 \times 25 = 3 \text{ KN/ml} \longrightarrow P_t/\text{coté g} = 3 \text{ KN/ml}$$

Le poids du trottoir pour l'autre côté :

$$V_t = 0,20 \times 1,25 \times 1 = 0,25 \text{ m}^3$$

$$P_t/\text{coté d} = 0,25 \times 25 = 6.25 \text{ KN/ml} \longrightarrow P_t/\text{coté d} = 6.25 \text{ KN/ml}$$

## Chapitre III : Analyse des charges et hypothèses de calcul

Alors pour les deux côtés :  $P_t = 9.25 \text{ KN/ml}$

### Calcul du poids de corniche :

$$P_c = 0.1047 \times 25 \times 1 = 2,6175 \text{ KN/ml}$$

$$P_c = 2,6175 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$P_{t+c} = 9.25 + 2,6175 = 11,8675 \text{ KN/ml} \longrightarrow P_{t+c} = 11,8675 \text{ KN/ml}$$

### Glissière de sécurité :

$$P_{GS} = 0.6 \times 2 = 1.2 \text{ KN/ml.}$$

### Garde-corps :

Le poids du garde-corps pour chaque côté est égal à :  $P_{gc} = 1 \text{ KN/ml}$ .

$$\text{Donc pour les deux côtés : } P_{gc} = 2 \text{ KN/ml}$$

Donc le poids total des compléments des charges permanentes :

$$P_{CCP} = 33,7875 \text{ KN/ml.}$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III-4 Estimation du poids dû aux CCP et poids total G.

Type de charge	Élément	Poids linéaire (KN/ml)	Poids total (KN)
Charges permanentes (CP)	Poutre	115.39	3 923,26
	Dalle	58	1 972
Complément des charges permanentes (CCP)	Le revêtement	18,72	636,48
	Trottoir	9.25	314,5
	Corniche	2,6175	88,995
	Garde-corps	2	68
	Glissière de sécurité	1.2	40.8
<b>POIDS TOTAL D'UNE TRAVÉE</b>			<b>7043,015</b>

Poids propre :

$$G = 207,15 \text{ KN/ml}$$

### III.4.1.2 Action climatique :

- **ACTION DU VENT (W)**

Pression vaut  $W_{serv} = 2.00 \text{ kN/m}^2$  en service

$$W_{exec} = 1.25 \text{ kN/m}^2 \text{ en construction}$$

- **VARIATION UNIFORME DE LA TEMPERATURE ( $\Delta T$ )**

Variation uniforme de la température  $+30^\circ\text{C}$  et  $-30^\circ\text{C}$ .

- **GRADIENT THERMIQUE ( $\Delta\theta$ ) :**

La valeur caractéristique pour le gradient de dilatation thermique a été déterminée par le NF EN1991-1-5 considérant le tablier en béton (type 3) et l'épaisseur de la couche bitumineux.

Pour 8 cm de bitumineux

Face supérieure plus chaude que la face inférieure :

$$\Delta t_{M,HEAT} = +15 \times k_{sur,heat} = +15 \times 0.82 = +12.3^\circ\text{C}$$

Face inférieure plus chaude que la face supérieure :

$$\Delta t_{M,COOL} = -5 \times k_{sur,cool} = -5 \times 1 = -5^\circ$$

### III.4.1.3 Evaluation des actions dues au trafic

- **Les caractéristiques de pont**

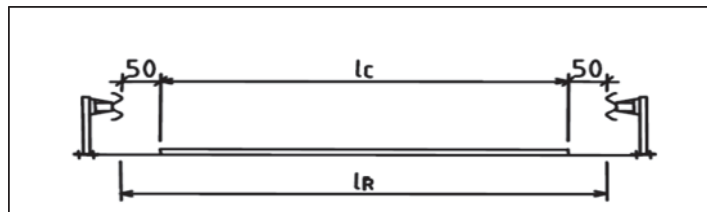


Figure III-5 Largeur roulable

- **La largeur roulable** :  $L_r = 9.75 \text{ m}$
- **La largeur chargeable** :  $L_c = L_r - 2 \times 0.5 = 9.75 - 1 = 8.75 \text{ m}$ .
- **Nombre des voies** :  $N = L_c / 3 = 8.75 / 3 = 4.5 \rightarrow N_v = 2 \text{ voies}$
- **La largeur de la voie** :  $L_v = L_c / N_v = 8.75 / 2 = 4.375 \text{ m} \rightarrow L_v = 4.375 \text{ m}$
- **La classe du pont** :  $L_r = 9.75 \geq 7 \text{ m}$ . Donc le pont est de première classe.

### III.4.1.4 Les charges d'exploitation

On distingue :

- Système de charge A(l).
- Système B ( $B_c$  et  $B_t$ ).

## Chapitre III : Analyse des charges et hypothèses de calcul

- Les surcharges militaires  $M_{C120}$ .
- Les surcharges exceptionnelles  $D_{240}$ .

### 1. Système de charge A

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement ou bien une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme. La valeur de  $A(l)$  est donnée par la formule :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \quad (\text{KN/m}^2). \quad L : \text{la longueur chargée} = 33\text{m}.$$

Cette valeur de  $A(l)$  est à multiplier par des coefficients de corrections  $a_1$  et  $a_2$ .

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

**Tableau III-5 Coefficient  $a_1$  .**

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

La charge  $A_1$  est obtenue par :  $A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \cdot A(l) \\ 4 - 0.002L \end{array} \right. \quad \text{N/m}^2$

$$v_0 = 3.5 \text{ m (Classe I)}$$

La charge  $A_1$  obtenue est multipliée par coefficient  $a_2 = v_0/v$  et  $v$ : la largeur d'une

La charge  $A_2$  est obtenue par :  $A_2 = a_2 \times A_1$  ; elle est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

**Tableau III-6 Résultat de calcul  $A(L)$ .**

N des voies	$A(L)$ (KN/m <sup>2</sup> )	$a_1$	$a_2$	$A_1$	$A_2$	$L_v$	$A(L)$ (KN/ml)
1	10.3	1	0.8	10.3	8.30	4.375	36.05
2	10.3	1	0.8	10.3	8.30	8.75	72.1

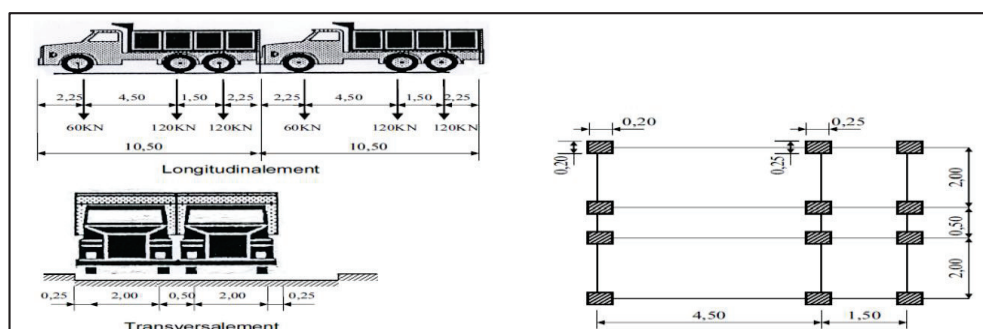
## 2. Système de charge B

Le système de charge B comporte trois (03) systèmes distincts qu'il y a lieu d'appliquer séparément et indépendamment l'un de l'autre.

- Charge  $B_c$  qui se compose des camions de (30t).
- Charge  $B_t$  qui se compose de deux essieux dit « essieux tandems ».
- Charge  $B_r$  qui se compose d'une roue unique.

- **Système  $B_c$  / Article 4.5.3 RCPR :**

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions (300 KN) que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.



**Figure III-6 Système de chargement  $B_c$ .**

La charge BC maximale notée  $S(BC)$  est donnée par la formule suivante :

$$S(BC) = N_c \times P_c \times b_c$$

$N_c$  : Nombre de camions

$P_c$  : Poids du camion

$b_c$  : coefficient indiqué dans le Tableau ci-dessous :

**Tableau III-7 Coefficient  $b_c$ .**

Nombre des voies	$B_c$ (kN)	$b_c$	$B_c \times b_c$ (kN)
1	600	1.20	720
2	1200	1.10	1320

La charge BC est majorée par un coefficient de majoration dynamique noté ( $\delta$ ) égal à :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times L} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{G}{5}}$$

$L$  : Longueur de l'élément considéré ( $L = 33m$ ).

## Chapitre III : Analyse des charges et hypothèses de calcul

**G** : Poids propre de l'élément considéré ( $G = 7043,015 \text{ KN}$ ).

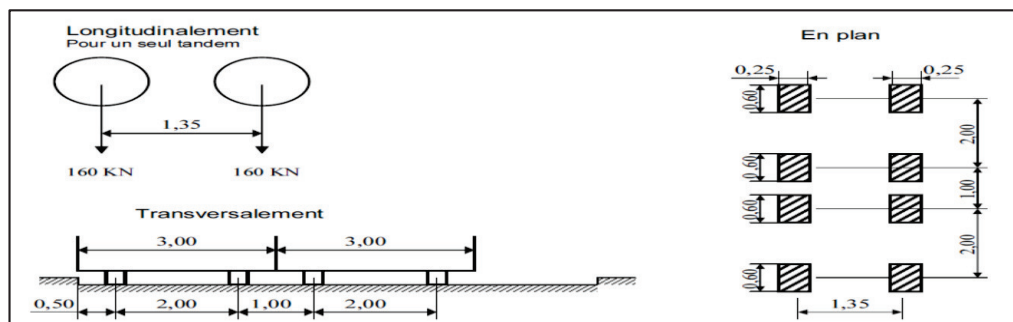
**S** : Charge BC maximale susceptible d'être placée sur l'élément considéré.

Les résultats obtenus sont inscrits dans le Tableau ci-dessous :

**Tableau III-8 Coefficient de majoration dynamique du système bc.**

Nb de voies chargées	bc	S(BC) (KN)	$\Delta$
01	1.2	720	1.068
02	1.1	1 320	1.079

- **Surcharge B<sub>t</sub>/ Article 4.5.3 RCPR :**



**Figure III-7 Systeme de chargement B<sub>t</sub>**

La charge BT maximale notée S(BT) est donnée par la formule suivante :

$$S(Bt) = Nt \times Pt \times bt$$

**N<sub>t</sub>** : Nombre de tandems ;  $Nt \leq 2$

**P<sub>t</sub>** : Poids du tandem

**bt** = 1.2, notre pont est de classe I

**N.B** : La charge BT est également majorée par le coefficient de majoration dynamique ( $\delta$ ) cité précédemment.

Les résultats obtenus sont inscrits dans le Tableau ci-dessous :

Tableau III-9 Coefficient de majoration dynamique du système Bt

Nombre de tandems	Bt	S(Bt) (KN)	$\delta$
01	1,20	384	1.061
02	1,20	768	1.069

- **Système de charges Br.**

Il s'agit d'une roue isolée disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée.

Les caractéristiques de cette roue sont présentées ci-dessous :

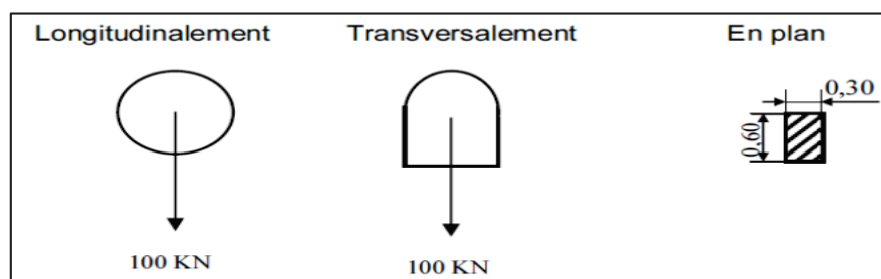


Figure III-8 Système de chargement Br.

La charge Br est majorée par un coefficient de majoration dynamique ( $\delta$ ) qui est égal à :

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

Pour :

$$L = 33m$$

$$G = 7043,9 \text{ KN}$$

$$S = 100 \text{ KN}$$

Donc :  $\delta = 1.05$

## 1. Système de charges convoi Mc 120 :

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 1100 KN.
- Longueur d'une chenille : 6,10m.

## Chapitre III : Analyse des charges et hypothèses de calcul

- Largeur d'une chenille : 1,00m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30m.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité avec un espacement de 30.5m.

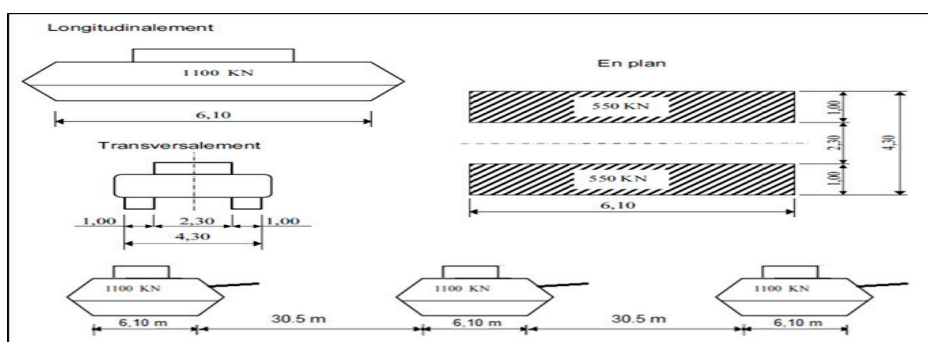


Figure III-9 Système de chargement Mc120

La charge du système Mc120 est majorée par un coefficient de majoration dynamique ( $\delta$ ) égal à :

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

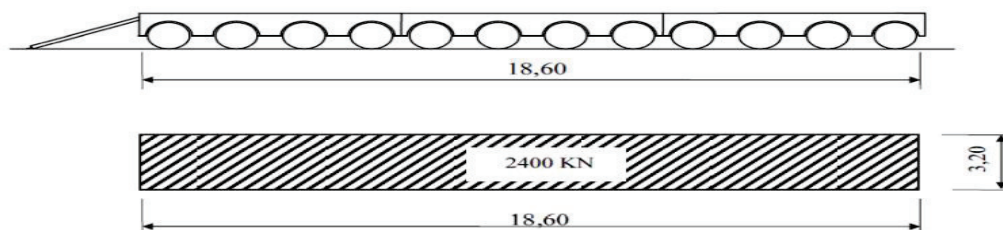
Pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 33m \\ G = 7043,9 \text{ KN} \\ S = 1100 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{Donc : } \delta = 1.075$$

### 3. Système de charges convoi exceptionnel D240

Le convoi type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 linges à 2 essieux de 2400 KN de poids total, ce poids est supposé uniformément réparti sur un rectangle de (3,2 m x 18,6 m).

La charge exceptionnelle n'est pas multipliée par le coefficient de majoration pour l'effet dynamique.



**Figure III-10 Système de chargement D240**

La charge exceptionnelle n'est pas multipliée par le coefficient de majoration pour l'effet dynamique.

La charge linéaire est égale à :

$$D240 = 2400 / 18,6 = 129 \text{ KN/ m}$$

#### 4. Efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et B<sub>c</sub> sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- **Système de charge B<sub>c</sub>**

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B<sub>c</sub> se trouve limité au poids d'un véhicule de **300 kN**.

- **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donnée par :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \quad S : \text{désigne la surface chargée (en m}^2\text{)}$$

**Tableau III-10 Résultat de l'effort de freinage de A(L)**

N des voies	S (m <sup>2</sup> )	A(l) (KN/m <sup>2</sup> )	F (KN)
1	144.38	8.24	59.40
2	288.75	8.24	118.79

#### 5. Les réactions du au charge

- **Poids propre :**

- Sur la culée : RG = 3521.49 KN
- Sur la Pile : RG = 7043.9 KN.

- **La surcharge de A(l) :**

**Tableau III-11 La réaction de la surcharge de A(l) Pour une seule travée chargée**

<b>Q A(l)</b>	36.05 KN/ml	Une voie chargée
<b>Q A(l)</b>	72.1 KN/ml	Deux voies chargées

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} ; \text{ avec } L = 66 \text{ m} \rightarrow A(l)=6.915 \text{ KN/m}^2.$$

**Tableau III-12 La réaction de la surcharge de A(l) Pour deux travées chargées**

<b>Q A(l)</b>	24.2 KN/ml	Une voie chargée
<b>Q A(l)</b>	48.4 KN/ml	Deux voies chargées

Donc :

- Sur la culée :  $R A(l) = q \times L / 2 = 1189.65 \text{ KN}$
- Sur la Pile :  $R A(l) = q \times L = 1597.2 \text{ KN}$ .

- **La surcharge de B<sub>c</sub> :**

$RB_c = R \cdot n \cdot b_c \cdot \delta$  avec **R** : la résultante de  $= \Sigma q_i \times x_i / L$  et **n** : nombre de voix.

**Tableau III-13 La réaction de la surcharge Bc sur pile**

<b>R</b>	471.82 KN	
<b>R<sub>bc</sub></b>	602.99 KN	Une voie chargée
<b>R<sub>bc</sub></b>	117.93 KN	Deux voies chargées
<b>R<sub>bc</sub></b>	1461.62KN	Trois voies chargées

**Tableau III-14 Réaction de la surcharge Bc sur culée**

R	513.64 KN	
R <sub>bc</sub>	656.43 KN	Une voie chargée
R <sub>bc</sub>	1 217.02 KN	Deux voies chargées
R <sub>bc</sub>	1619.33KN	Trois voies chargées

Donc on prend la valeur maximale :

- Sur la culée :  $R_{B_c} = 1461.62 \text{ KN}$
- Sur la Pile :  $R_{B_c} = 1619.33 \text{ KN}$

- **La surcharge de M<sub>c120</sub> :**

- La réaction sur culée :

La résultante de M<sub>c120</sub> :

$$R = q \times \delta (l' - 6.10/2) l' \quad \text{avec : } \delta = 1.075 \quad l' = 33\text{m}$$

$$= 1100 \times 1.075 (33 - 3.05) / 33 = 1011.88 \text{ KN}$$

- Sur la pile :

$$R = q \times \delta (l' - ((6.1/4) - 0.55)) / l'$$

$$= 1100 \times 1.075 (33 - (1.525 - 0.55)) / 33 = 1147.56 \text{ KN.}$$

- **La surcharge de D<sub>240</sub> :**

- Sur la culée :

$$R = q \times (l' - 18.6/2) l' = 2400 \times (33 - 9.3) / 33 = 1723.63 \text{ KN.}$$

- Sur la pile :

$$R = q \times (l' - (4.65 - 0.55)) / l' = 2400 \times (33 - (4.65 - 0.55)) / 33 = 2101.82 \text{ KN.}$$

### III.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a calculé les charges et les surcharges que le pont doit supporter ainsi qu'on a déterminé les caractéristiques des matériaux utilisés.



CHAPITRE IV  
REPARTITIONS  
LONGITUDINALES  
DES EFFORTS



## CHAPITRE IV : REPARTITIONS LONGITUDINALES DES EFFORTS

### IV.1 INTRODUCTION

Après l'évaluation des charges et surcharges dans le chapitre précédent, on va étudier dans ce chapitre les efforts longitudinaux consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

### IV.2 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT

#### IV.2.1 Calcul du moment fléchissant dû à la charge permanente

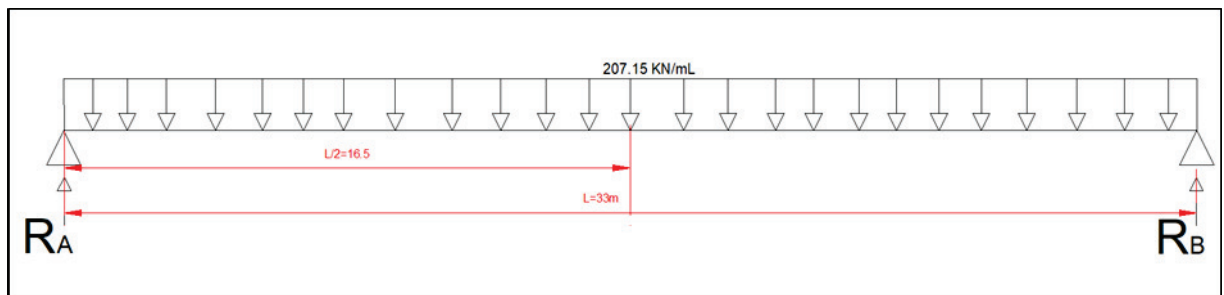


Figure IV-1 Charge du moment uniformément répartie

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$R_A = R_B = G \times L/2 = 207.15 \times 33/2 \rightarrow R_A = R_B = 3417.975 \text{ KN}$$

- Calcul du moment fléchissant  $M$  à  $(x=L/2)$  :

$$M = G \times L^2/8 = 207.15 \times 33^2/8 \rightarrow M = 28198.29 \text{ KN.m}$$

#### IV.2.2 Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge A (L)

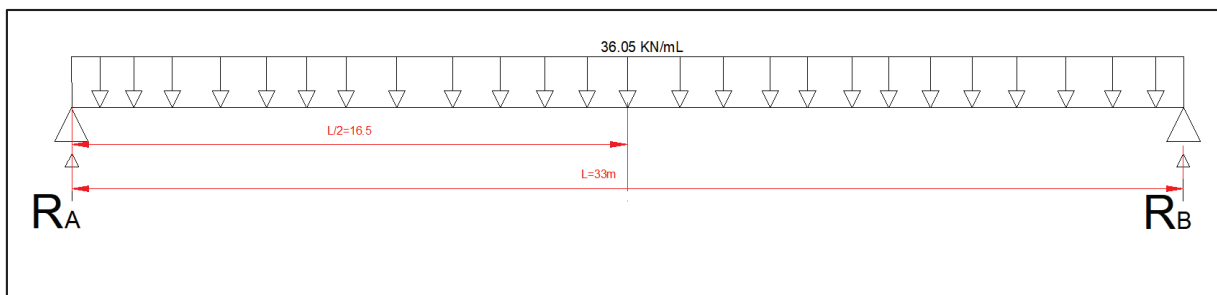


Figure IV-2 Surcharge A(L) uniformément répartie

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$R_A = R_B = A(L)_{1v} \times L/2 = 36.05 \times 33/2 \rightarrow R_A = R_B = 594.825 \text{ KN}$$

- Calcul du moment fléchissant  $M$  à  $(x=L/2)$  :

$$M_{1v} = A(L)_{1v} \times L^2/8 = 36.05 \times 33^2/8 \rightarrow M_{1v} = 4907.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{2v} = A(L)_{2v} \times L^2/8 = 72.1 \times 33^2/8 \rightarrow M_{2v} = 9814.6125 \text{ KN.m}$$

## IV.2.3 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge Bc

La méthode pour déterminer le moment fléchissant est donnée par le théorème de Barré.

### Théorème de BARRE

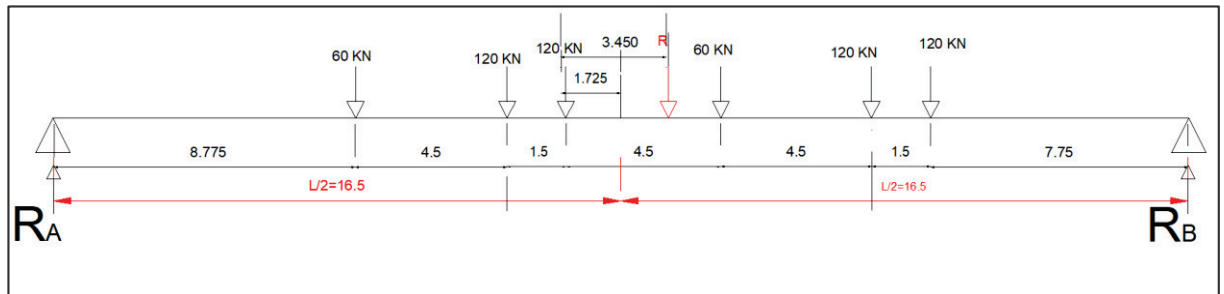


Figure IV-3 Surcharge Bc

$$\Sigma M_{/O}=0 \text{ avec } R = \Sigma P_i = 60 \text{ t}$$

$$X_g = \frac{120 \times 4.5 + 120 \times 6 + 60 \times 10.5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5}{60} \rightarrow X_g = 9.45 \text{ m}$$

$$a = X_G - 6 = 9.45 - 6 \rightarrow a = 3.45 \text{ m} \rightarrow a/2 = 1.725 \text{ m}$$

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$\Sigma M_{/A} = 0 \rightarrow 36R_B = 60 \times 8.775 + 120 \times 13.275 + 120 \times 14.775 + 60 \times 19.275 + 120 \times 23.775 + 12 \times 26.775$$

$$R_A + R_B = 600 \text{ KN} \rightarrow R_B = 331.36 \text{ KN} \text{ et } R_A = 268.64 \text{ KN}$$

- Pour ce cas Le moment fléchissant maximum obtenu est positionné au droit de l'essieu de 12t (point c) qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre

$$M_{\max} = M_{/C} \rightarrow M_{\max} = 268.64 \times 14.775 - 60 \times 6 - 120 \times 1.5 \rightarrow M_{\max} = 3429.156 \text{ KN.m}$$

$$M_{1\text{fil}} = M_{\max} \times \delta_{bc1} \times b_{c1} = 3429.156 \times 1.065 \times 1.2 \rightarrow M_{1\text{fil}} = 4382.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{2\text{fil}} = M_{\max} \times \delta_{bc2} \times b_{c2} = 3429.156 \times 1.077 \times 1.1 \times 2 \rightarrow M_{2\text{fil}} = 8125.04 \text{ KN.m}$$

## IV.2.4 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge Bt

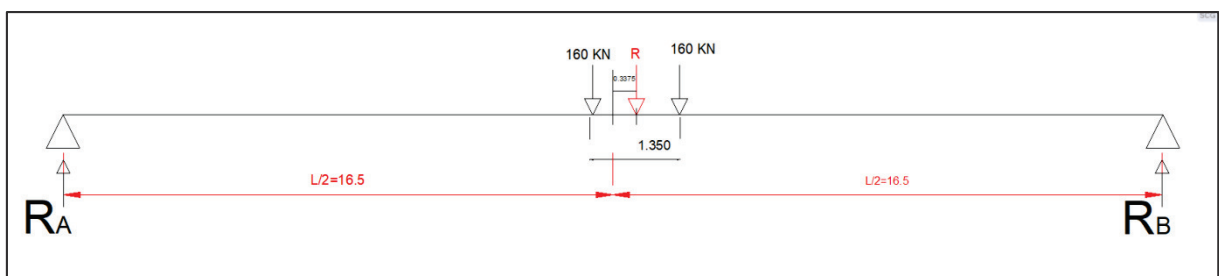


Figure IV-4 Surcharge Bt

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$R_A + R_B = 320 \text{ KN}$$

$$M(L/2) = 160 \times 16.5 + 160 \times 0.675 = 2532 \text{ K N.m} = \mathbf{M_{max}}$$

$$M_{1 \text{ tandem}} = M_{max} \times \delta_{t1} \times b_{t1} = 2532 \times 1.0 \times 1.2 \quad \rightarrow \mathbf{M_{1 \text{ tandem}} = 3220.07 \text{ KN.m}}$$

$$M_{2 \text{ tandem}} = M_{max} \times \delta_{t2} \times b_{t2} = 2532 \times 1.0 \times 1.2 \times 2 \quad \rightarrow \mathbf{M_{2 \text{ tandem}} = 6502.18 \text{ KN.m}}$$

### IV.2.5 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge $B_r$

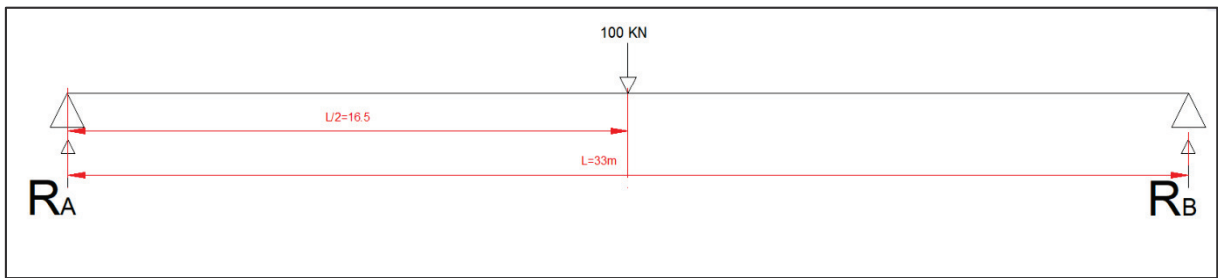


Figure IV-5 surcharge  $B_r$  à  $L/2$

$$R_A = R_B = 100/2 = 50 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 50 \times 16.5 \quad \rightarrow \mathbf{M_{max} = 825 \text{ KN.m}}$$

$$M_{br} = M_{max} \times \delta_{br} = 825 \times 1.050 \quad \rightarrow \mathbf{M_{br} = 866.25 \text{ KN.m}}$$

### IV.2.6 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge $M_{c120}$

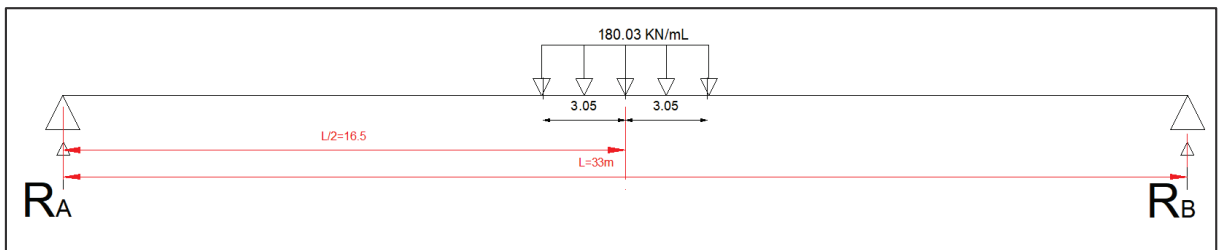


Figure IV-6 surcharge  $M_{c120}$  à  $L/2$

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$R_A = R_B = 1100/2 = 550 \text{ KN} \quad M_{max} = 550 \times 16.5 - 180.03 \times 3.05^2/2 \quad \rightarrow \mathbf{M_{max} = 8237.64 \text{ KN.m}}$$

$$M_{c120} = M_{max} \times \delta_{M_{c120}} = 8237.64 \times 1.08 \quad \rightarrow \mathbf{M_{c120} = 8896.65 \text{ KN.m}}$$

### IV.2.7 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge D<sub>240</sub>

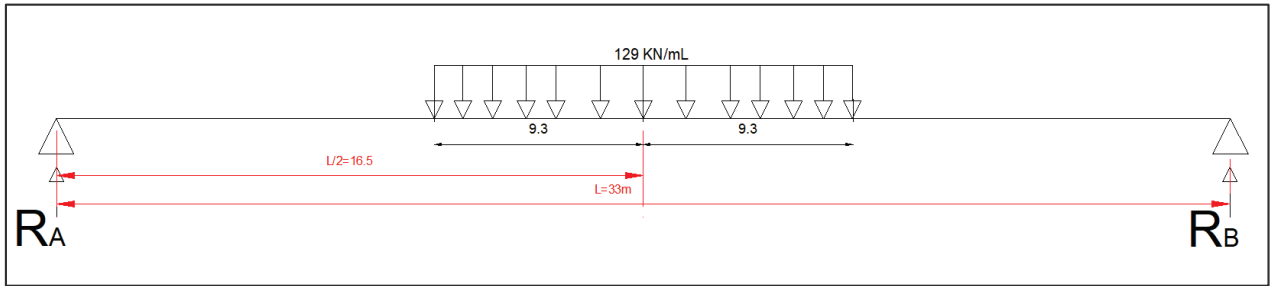


Figure IV-7 Surcharge D<sub>240</sub> à L/2

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$R_A = R_B = 2400/2 = 1200 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 1200 \times 16.5 - 129 \times 9.3^2/2 \quad \rightarrow \quad M_{\max} = 14221.39 \text{ KN.m}$$

### IV.3 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

#### IV.3.1 Calcul des efforts tranchants due à la charge permanente

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$R_A = R_B = G \times L/2 \quad \rightarrow \quad R_A = R_B = 3417.97 \text{ KN}$$

- Calcul de l'effort tranchant à  $X=0$  :

$$T(X=0) = R_{\max} = 3417.97 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad T(X=0) = 3417.97 \text{ KN}$$

#### IV.3.2 Calcul des efforts tranchants dus À la surcharge A (L)

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$R_A = R_B = A(L)_{1v} \times L/2 = 36.05 \times 33/2 \quad \rightarrow \quad R_A = R_B = 594.825 \text{ KN}$$

- Calcul de l'effort tranchant à  $X=0$  :

$$T_{1v}(X=0) = A(L)_{1v} \times L/2 = 36.05 \times 33/2 \quad \rightarrow \quad T_{1v}(X=0) = 594.825 \text{ KN}$$

$$T_{2v}(X=0) = A(L)_{2v} \times L/2 = 72.1 \times 33/2 \quad \rightarrow \quad T_{2v}(X=0) = 1189.65 \text{ KN}$$

#### IV.3.3 Calcul des efforts tranchants due à la surcharge B<sub>c</sub>

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$36R_B = 120 \times 1.5 + 60 \times 6 + 120 \times 10.5 + 120 \times 12 + 60 \times 16.5 = 423 \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 600 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \quad R_B = 128.18 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A = 471.82 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R_{\max} = R_A = 471.82 \text{ KN}$$

- Calcul de l'effort tranchant à  $X=0$  :

$$T(X=0)_{1\text{fil}} = R_{1\text{fil}} \times \delta_{bc1} \times b_{c1} = 471.82 \times 1.065 \times 1.2 \quad \rightarrow \quad T(X=0)_{1\text{fil}} = 602.96 \text{ KN}$$

$$T(X=0)_{2\text{fil}} = R_{2\text{fil}} \times \delta_{bc2} \times b_{c2} = 471.82 \times 1.077 \times 1.1 \times 2 \quad \rightarrow \quad T(X=0)_{2\text{fil}} = 1117.88 \text{ KN}$$

### IV.3.4 Calcule des efforts tranchants due à la surcharge B<sub>t</sub>

- Calcul des réactions R<sub>A</sub> et R<sub>B</sub> :

$$33R_B = 160 \times 1.35 = 216 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 320 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_B = 6.55 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A = 313.45 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R_{\max} = R_A = 313.45 \text{ KN}$$

- Calcul de l'effort tranchant à X=0 :

$$T(X=0)_{1 \text{ tandem}} = R_{\max} \times \delta_{t1} \times b_{t1} = 313.45 \times 1.06 \times 1.2 \quad \rightarrow \quad T(X=0)_{1 \text{ tandem}} = 398.71 \text{ KNm}$$

$$T(X=0)_{2 \text{ tandem}} = R_{\max} \times \delta_{t2} \times b_{t2} = 313.45 \times 1.07 \times 1.2 \times 2 \rightarrow T(X=0)_{2 \text{ tandem}} = 804.94 \text{ KN.m}$$

### IV.3.5 Calcule des efforts tranchants due à la surcharge B<sub>r</sub>

$$T(X=0) = R_A \times \delta_{br} = 100 \times 1.051 \quad \square \quad T(X=0) = 1051 \text{ t}$$

### IV.3.6 Calcule des efforts tranchants due à la surcharge Mc120

- Calcul des réactions R<sub>A</sub> et R<sub>B</sub> :

$$33R_B = 1100 \times 3.05 = 335.5 \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 1100 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_B = 101.67 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A = 998.33 \text{ KN}$$

- Calcul de l'effort tranchant à X=0 :

$$T(X=0)_{Mc 120} = R_A \times \delta_{Mc120} = 998.33 \times 1.085 \quad \rightarrow \quad T(X=0)_{Mc 120} = 990.2 \text{ KN}$$

### IV.3.7 Calcule des efforts tranchants due à la surcharge D<sub>240</sub>

- Calcul des réactions R<sub>A</sub> et R<sub>B</sub> :

$$33R_B = 2400 \times 9.3 = 2232 \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 2400 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_B = 676.36 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A = 1723.64 \text{ KN}$$

- Calcul de l'effort tranchant à X=0 :

$$T(X=0)_{D240} = R_A \quad \rightarrow \quad T(X=0)_{D240} = 1723.64 \text{ KN}$$

### IV.4 CONCLUSION

- On remarque d'une manière générale que les charges qui ont données le maximum sont les charges permanentes et la surcharge A(L)<sub>2V</sub>.
- Le moment maximum est situé à mi- travée.

Les efforts tranchants maximaux sont localisés au niveau des appuis



# CHAPITRE V

## REPARTITIONS TRANSVERSALE DES EFFORTS



### CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

#### V.1 INTRODUCTION

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées). Longitudinalement, la section est obtenue par application du théorème de Barré. Transversalement, la méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et la plus utilisée. Elle est développée par Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet en 1954. Cette méthode de calcul est applicable lorsque la rigidité torsionnelle d'un pont ne peut être négligée c-à-d la section transversale est déformable et elle est largement employée dans les calculs des grillages formés par les poutres, entretoises et dalles, cet ensemble va former une dalle orthotrope.

Cette méthode consiste pour chaque effort, à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour différentes excentricités de charges ( $e = +b ; + 3b/4 ; + b/2 ; + b/4 ; 0$ ) et pour les 9 sections de la largeur de dalles ( $y = \pm b ; \pm 3b/4 ; \pm b/2 ; \pm b/4 ; 0$ ). On déplacera les surcharges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Dans le cas des ponts à poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre donc on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charges et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

#### V.2 DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL

##### V.2.1 Définition des paramètres de calcul

- **Largeur active B** : le pont est constitué de 8 poutres ( $n = 8$ ).

Donc la largeur active du pont sera :  $2b = n \times b1 = \rightarrow 2b = 7 \times 1.77 = 16.20 \text{ m}$

**b1** : distance entre axe entre les poutres ( $b1 = 1.77\text{m}$ )

Position active des poutres :

$b = 6.195\text{m}$

Position	X <sub>0</sub>	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>
valeur	0	1.77	3.54	5.31

Figure V-1 Valeur des positions actives des poutres

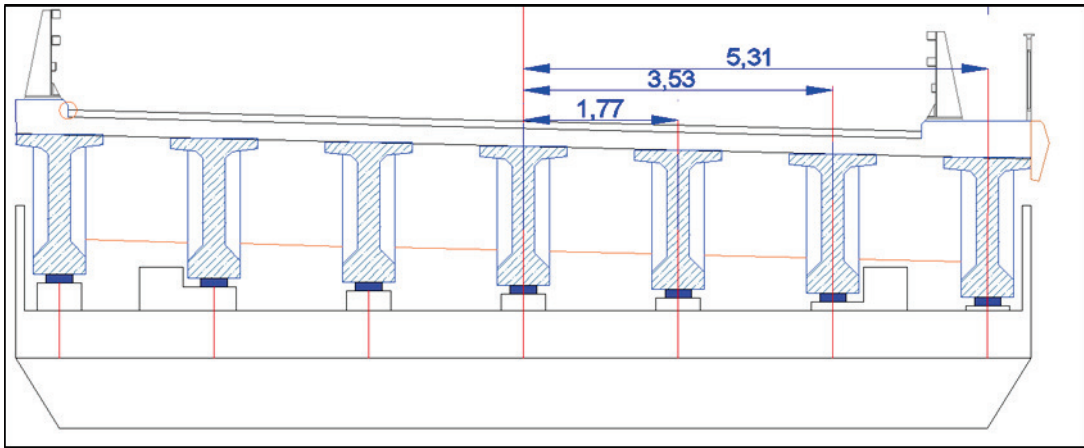


Figure V-2 Position actives des poutres

## V.2.2 Les caractéristiques géométriques

Avec l'autocade on a conclu les inerties des sections :

### V.2.2.1 Pour l'inertie de la poutre

$$I_p = I_0 + \frac{8}{3\pi} (I_m - I_0)$$

$I_0$  : moment d'inertie de la section d'about avec hourdis =  $0.43 \text{ m}^4$

$I_m$  : moment d'inertie de la section a mi – travée =  $0.19 \text{ m}^4$

$$\rightarrow I_p = 0.588 + (8(0.19-0.43) / 3\pi) = 22\,628\,167.28 \text{ cm}^4$$

-  $G$  : Module de cisaillement (module de déformation transversale) :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.416 E \text{ MPa}$$

-  $E$  : module de déformation longitudinal du béton (module de Young) :

-  $\nu$  : coefficient de poisson égal à 0.2.

### V.2.2.2 Rigidité flexionnelle de la poutre

$$\rho_p = (E I_p / b l) = 22\,628\,167.28 \text{ XE} / 177 = 127842.753 E \text{ MN.m}$$

### V.2.2.3 Rigidité flexionnelle de la dalle

$$\rho_E = \rho_D = E \times I_D / b \quad \text{et } b \text{ en 1ml}$$

$$I_D = L_1 \times d^3 / 12 = (1 \times (0.2^3)) / 12 = 1.3 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$L_1 = 1 \text{ m}$  (distance entre axe d'entretoise).

$$b_1 = 1.77 \text{ m} ; d = 0.2 \text{ m}$$

$$\rho_E = \rho_D = 666.67 E \text{ MN.m}$$

## V.2.3 Paramètre d'entretoisement $\Theta$

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt{\left(\frac{\rho_p}{\rho_D}\right)}$$

$$b = 6.915 \text{ m} \quad (\text{largeur active}).$$

## Chapitre V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

---

$l = 33 \text{ m}$  (longueur de la poutre).

$$\Theta = \frac{8}{36} X_4 \sqrt{\frac{11289.632}{41.88}} = 0.68 \quad \theta = 0.68$$

### V.2.4 Paramètre de torsion $\alpha$

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion  $\alpha$  dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_e}} \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

#### V.2.4.1 Rigidité torsionnelle de la dalle $\gamma_e$

$$C_E = 2 \times G \times I_e = 2 \times 0,4166 E \times I_e$$

$$I_e = I_D = 66\,666.67 E \text{ cm}^4 \text{ alors : } C_E = 2 \times 0.416 E \times 66\,666.67 = 55\,546.67 E \text{ MN.m}^2$$

$$\gamma_e = 3555.47 E \text{ MN.m}$$

#### V.2.4.2 Rigidité torsionnelle de la poutre $\gamma_p$

$$\gamma_p = C_p / b_1 \quad \text{Telle que : } b_1 = 177 \text{ cm}$$

Calcul de la section simplifiée :

- **Section de la table de compression S1 à mi- travée :**

$$S1 = 100 \times 12 + (8 \times 8/2) \times 2 + (2.92 \times 29,5 / 2) \times 2 + 8 \times 25 = 1550.14 \text{ cm}^4$$

Largeur de la table : 100 cm

$$h1 = S1/100 = 1550.14 / 100 = 15.5 \text{ m} = 155 \text{ cm}$$

- **Section du Talon S2**

$$S2 = 60 \times 20 + (17.5 \times 17.5/2) \times 2 + 17.5 \times 20 = 1\,856.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Largeur du talon } h2 = S2 / 60 = 1\,856.25 / 60 = 30.93 \text{ cm}$$

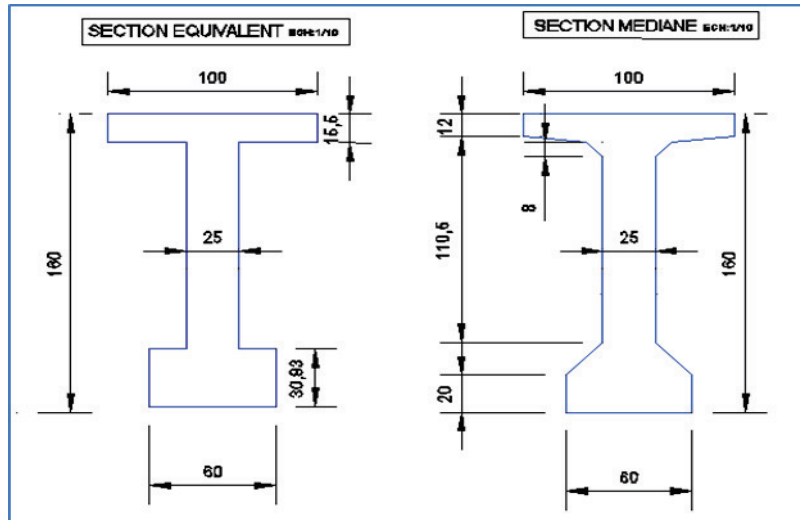


Figure V-3 Section équivalente

$$C_p = G / 3 \times [\sum b_i h_i + (b \times h^3 / 2)]$$

$$C_p = \frac{0,416E}{3} [(60 \times 30.93^3 + 113,57 \times 25^3 + 100 \times 15.5^3) + 177 \times 20^3 / 2]$$

$$C_p = 642067,916 E$$

$$\text{Iaros } \gamma_p = 642067,916 E / 177 = 3627,5 E$$

$$\text{Donc } \alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times (\rho_p + \rho_E)} + \frac{3627,5 E + 555,47 E}{2 \times \sqrt{666,67 E + 127842,753 E}} = 0,2265 = 0,227$$

### V.2.5 Coefficient de répartition transversale K

Pour éviter de calculer séparément  $K_\alpha$  pour chaque valeur de  $\alpha$  à partir de relations complexes, Massonnet a déduit, sur la base de calculs d'un grand nombre de cas, la formule d'interpolation :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où  $0 < \alpha < 1$  on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

- 
- Si  $0 \leq \theta \leq 0,3$   $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)^{0,05}$
- Si  $0,3 \leq \theta \leq 1$   $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)$
- Si  $1 \leq \theta \leq 2$   $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)^{0,5}$

$$\text{Où } \beta = 1 - (0,65 - \theta)^{0,66}$$

Tableau V-1 Valeur de k0 POUR  $\theta=0.70$

Alfa=0=> K0									
$\theta=0.70$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464

Tableau V-2 Valeur de k0 pour  $\theta=0.65$

Alfa=0=> K0									
$\theta=0.65$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4	-0,2731	0,1624	0,6014	1,0347	1,4121	1,6143	1,518	1,2565	0,952
b/2	-0,5207	-0,169	0,1974	0,6014	1,0524	1,518	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4	-0,6691	-0,4303	-0,169	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b	-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,952	2,1547	3,8208	5,8338

Application sur notre exemple :

Pour  $K_0(0,68)$ , on interpole sur la valeur ( $y = -b ; e = 0$ )

$$K_0(0,68) = \frac{0,68-0,65}{0,7-0,65} \times (K_0(0,7) - K_0(0,65)) + K_0(0,7)$$

$$K_0(0,68) = \frac{0,68-0,65}{0,7-0,65} \times (0,0216 - 0,1776 + 0,1776)$$

Tableau V-3 Valeur de k0 pour  $\theta = 0.68$

Alfa=0=> K0									
$\theta = 0.68$									
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,084	0,57676	1,05576	1,46112	1,64738	1,46112	1,05576	0,57676	0,084
b/4	-0,3245	0,13066	0,59228	1,05408	1,46112	1,6728	1,54008	1,21864	0,84934
b/2	-0,5151	-0,1729	0,18684	0,59228	1,05576	1,54008	1,92142	2,05988	2,09896
3b/4	-0,6021	-0,3997	-0,1729	0,13066	0,57676	1,21864	2,05988	3,002	3,88524
b	-0,6593	-0,6021	-0,5151	-0,3245	0,084	0,84934	2,09896	3,88524	6,08136

Tableau V-4 Valeur de k1 pour  $\theta = 0.65$

Alfa=1=> K1									
$\theta = 0.65$									
e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,231	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4	0,5289	0,633	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2	0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4	0,286	0,3648	0,4734	0,633	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b	0,2171	0,286	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

Tableau V-5 Valeur de K1 pour  $\theta = 0.70$

Alfa=1=> K1									
Théta=0.70									
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

On interpole sur la valeur ( $y = -b ; e = 0$ )

$$K1(0,68) = \frac{0,68-0,65}{0,7-0,65} (K1(0,7) - K1(0,65)) + K1(0,65)$$

Tableau V-6 Valeur de k1 pour  $\theta = 0.68$

$\theta=0.68$	Alfa=1=> K1								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7242	0,84266	0,99398	1,16294	1,25938	1,16294	0,99398	0,84266	0,7242
b/4	0,50004	0,6075	0,7525	0,94594	1,16294	1,31114	1,27008	0,55778	1,05358
b/2	0,35344	0,44454	0,57074	0,7525	0,99398	1,27008	1,4904	1,53526	1,51592
3b/4	0,25942	0,33618	0,44454	0,6075	0,84266	1,15778	1,53526	1,89502	2,12644
b	0,19376	0,25942	0,35344	0,50004	0,7242	1,05358	1,51592	2,12644	2,85738

V.2.5.1 Calcul de  $K\alpha$

Pour  $\alpha = 0,227$  et  $\Theta = 0.68$ , on utilise la méthode de Sattler

$$K\alpha = K0 + (K1 - K0) \alpha^\beta$$

Et  $\beta = 0.6034$ ;  $\alpha^\beta = 0.227^{0.6034} = 0,408 = 0,41$  ;

On prend un exemple pour la valeur ( $y = -b$  ;  $e = 0$ )

$$K\alpha = K0 + (K1 - K0) \alpha^\beta = 0,084 + (0,52 - 0,7242) \times 0,41 = -0.1202$$

D'après les calculs qu'on a affectés ci-dessus, on peut mentionner notre cas est le deuxième :  $\Theta = 0.68$  et  $\alpha = 0.227$

$$\rightarrow \beta = 1 - (0.065^{-\Theta} 0.665) = 1 - (0.065^{-0.68} \times 0.665) = 0.6034$$

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet » et pour  $\theta = 0.68$  et  $\alpha$  entre 0 et 1 on a trouvé les tableaux suivants :

Tableau V-7 Valeur de  $k\alpha$  et  $\alpha= 0.227$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,346482	0,685779	1,0304302	1,3388662	1,4883	1,3388662	1,0304302	0,685779	0,346482
b/4	0,0135142	0,3261644	0,6579702	1,0097426	1,3388662	1,5245194	1,42938	0,9476874	0,9330784
b/2	-0,1590104	0,080215	0,344239	0,6579702	1,0304302	1,42938	1,7447018	1,8447858	1,8599136
3b/4	-0,2489004	-0,098024	0,080215	0,3261644	0,685779	1,1936874	1,8447858	2,5481382	3,164132
b	-0,309545	-0,248900	-0,159010	0,0135142	0,346482	0,9330784	1,8599136	3,164132	4,7595282

Tableau V-8 valeur de k pour chaque poutre

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
poutre 1	0,346482	0,685779	1,0304	1,3388662	1,4883	1,3388	1,0304302	0,685779	0,346482
poutre 2	-0,011132	0,29102	0,61315	0,9594894	1,29480	1,51092	1,474425	1,07584	1,06548
poutre 3	-0,184693	0,02928	0,26880	0,563168543	0,931958	1,362039	1,773297	2,04574	2,23254
poutre 4	-0,274891	-0,16268	-0,0223	0,192171457	0,540366	1,08199	1,851269	2,81213	3,84787

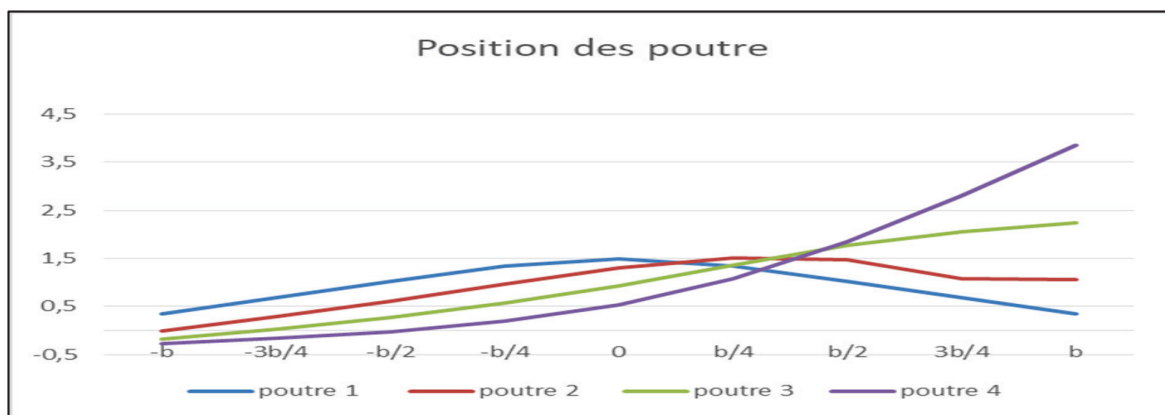


Figure V-4 Représentation de  $k_a$  pour chaque poutre

### V.2.5.2 Calcul de $K_{amoy}$

Pour ce calcul on distingue de types de charges :

- **Surcharges surfaciques :**

Les surfaces sont calculées à partir de l'Autocade et  $K_{amoy}$  est calculé par la formule suivante :

$$K_{amoy} = S / L$$

**S** : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence.

**L** : la largeur des voies

**NB** : les surfaces et les distance sont calculé en utilisant le logiciel AUTOCAD

- **Surcharges A(L)**

- La première poutre :

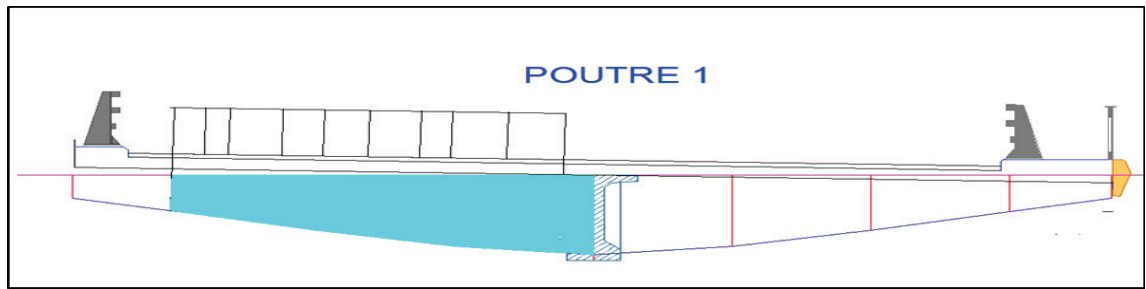


Figure V-5 Surface de la surcharge A(L) pour une voie chargée

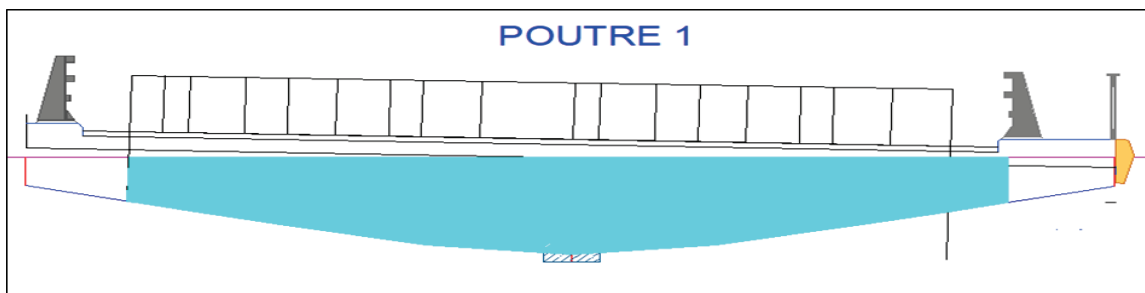


Figure V-6 Surface de la surcharge A(L) pour deux voies chargées

On résume les valeurs de  $K_{amoy}$  pour toutes les poutres dans les tableaux suivant :

Tableau V-9 Valeur de  $k_{amoy}$  pour la poutre 1 sous A(L)

Poutre 1		Surface (m <sup>2</sup> )	Largeur de la voie	$K_{amoy}$
A(L)	Une voie	5.4019	4.375	1.235
	Deux voies	10.7549	8.75	1.229

Tableau V-10 Valeur de  $k_{amoy}$  pour la poutre 2 sous A(L)

Poutre 2		Surface (m <sup>2</sup> )	Largeur de la voie	$K_{amoy}$
A(L)	Une voie	3.2443	4.375	0.742
	Deux voies	9.1662	8.75	1.048

Tableau V-11 Valeur de  $k_{amoy}$  pour la poutre 3 sous A(L)

Poutre 3		Surface (m <sup>2</sup> )	Largeur de la voie	Kamoy
A(L)	Une voie	1.7262	4.375	0.395
	Deux voies	7.9462	8.75	0.908

Tableau V-12 Valeur de  $k_{amoy}$  pour la poutre 4 sous A(L)

Poutre 4		Surface (m <sup>2</sup> )	Largeur de la voie	Kamoy
A(L)	Une voie	0.6854	4.375	0.157
	Deux voies	6.3375	8.75	0.724

- Surcharge Bc :

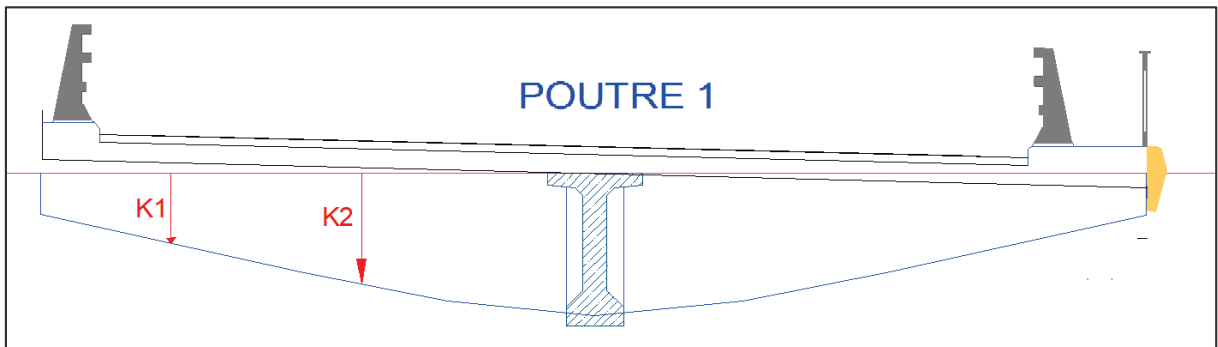


Figure V-7 Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour une voie

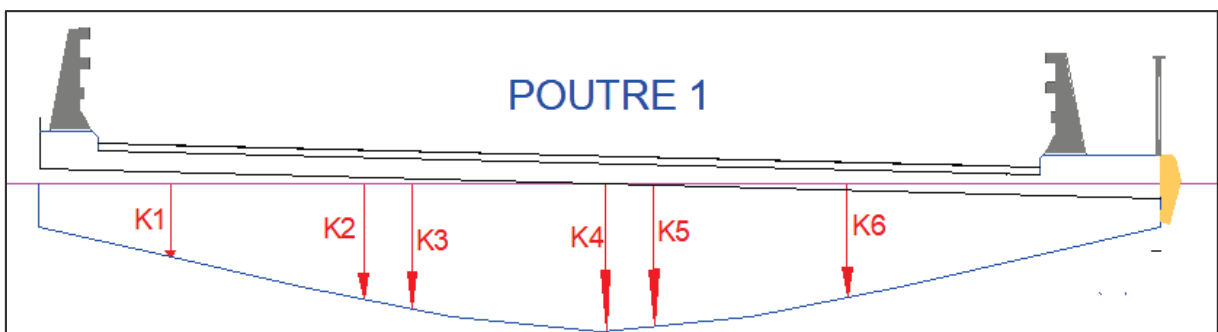


Figure V-8 ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour deux

## Chapitre V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

On résume les valeurs de  $K_{amoy}$  pour toutes les poutres dans le tableau suivant :

Tableau V-13 Valeur de  $k_{amoy}$  pour chaque poutre sus charge  $B_c$

Val eur de K	Po utre 1	Pout re 2	Pout re 3	Pou tre 4	$K_{amoy}$ Poutr e 1	$K_{amoy}$ Poutr e 2	$K_{amoy}$ Poutr e 3	$K_{amoy}$ Poutr e 4
<b>Pour une voie</b>								
K1	0,7296	0,3319	0,0595	1,449	0,945	0,546	0,225	0,105
K2	1,1605	0,7607	0,3906	0,0654				
<b>Pour deux voies</b>								
K1	0,7296	0,3319	0,0595	1,449	1,083	1,515	1,87275	2,1285
K2	1,1605	0,7607	0,3906	0,0654				
K3	1,2606	0,8801	0,4844	0,134				
K4	1,4824	1,3379	0,9366	0,5453				
<b>Pour trois voies</b>								
K1	0,7296	0,3319	0,0595	1,449	1,2373	1,4028	1,5955	1,6485
K2	1,1605	0,7607	0,3906	0,0654				
K3	1,2606	0,8801	0,4844	0,134				
K4	1,4824	1,3379	0,9366	0,5453				
K5	1,4344	1,4029	1,0738	0,7198				
K6	1,4344	1,5427	1,6114	0,5453				
K1	0,689	1,298	2,193	3,276	1,24525	1,231875	1,3353	1,309375

- Surcharge  $B_t$  :

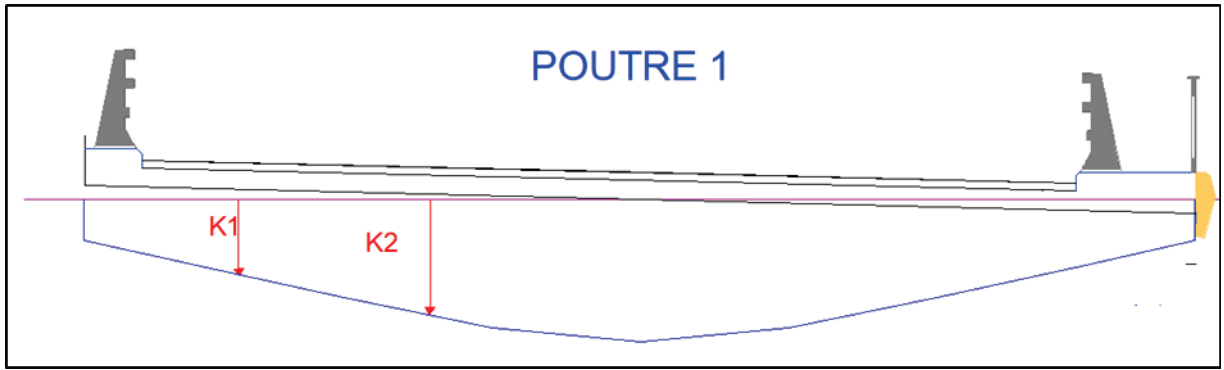


Figure V-9 Ligne d'influence de la poutre 1 sous surcharge Bt pour un tandem

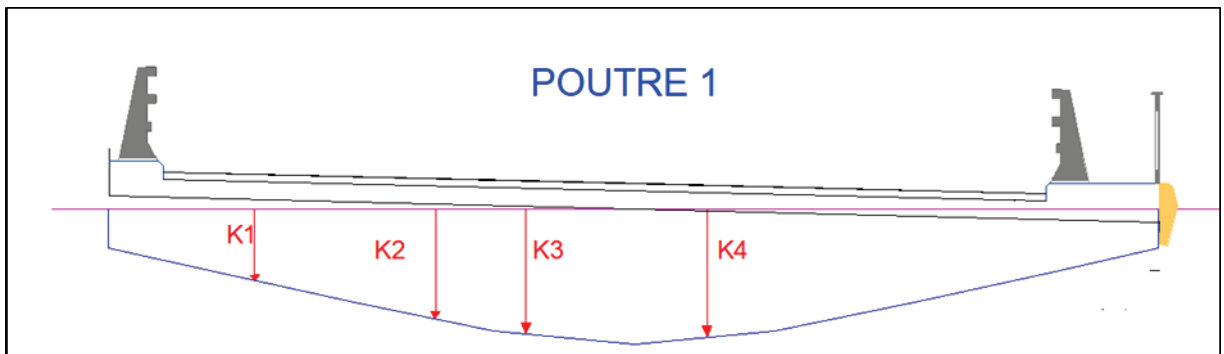


Figure V-10 Ligne d'influence de la poutre 1 sous surcharge Bt pour deux tandems

On résume les valeurs de  $K_{amoy}$  dans le tableau suivant :

Tableau V-14 Valeur de  $k_{amoy}$  pour chaque poutre sous charge Bt

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	$K_{amoy}$ Poutre 1	$K_{amoy}$ Poutre 2	$K_{amoy}$ Poutre 3	$K_{amoy}$ Poutre 4
<b>Pour un tandem</b>								
K1	0.7862	0.3836	0.0983	0.1223	0.998	0.599	0.269	0.113
K2	1.2089	0.814	0.4389	0.104				
<b>Pour deux tandems</b>								
K1	0.7862	0.3836	0.0983	0.1223	1,915	0,905	0.516	0,247
K2	1.2089	0.814	0.4389	0.104				

## Chapitre V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

<b>K3</b>	<b>1.3727</b>	<b>1.0334</b>	<b>0.6448</b>	<b>0.2687</b>				
<b>K4</b>	<b>1.4112</b>	<b>1.3873</b>	<b>0.882</b>	<b>0.4937</b>				

### - Surcharge Mc120 :

On fixe la largeur avec une valeur de  $L=2$  m

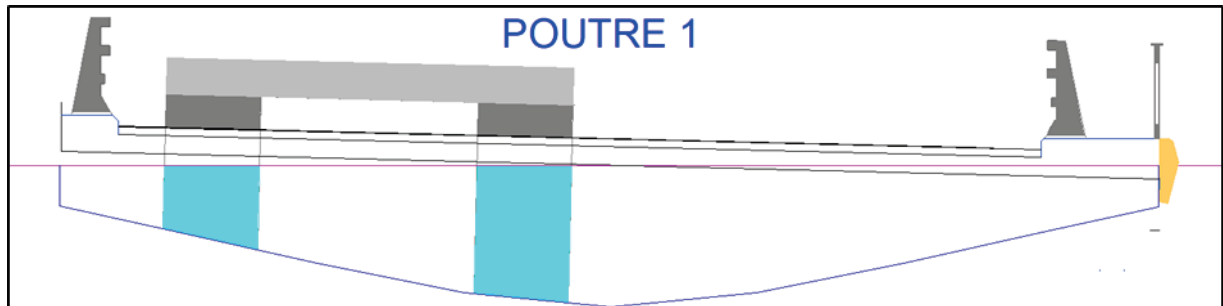


Figure V-11 Ligne d'influence de la poutre 1 sous surcharge Mc120

Tableau V-15 Valeur de  $k_{moy}$  pour chaque poutre sous surcharge Mc120

Poutres	Surface (m <sup>2</sup> )	Largeur (m)	$k_{moy}$
Poutre 1	2.1765	2	1.089
Poutre 2	1.4717	2	0.736
Poutre 3	0.8079	2	0.404
Poutre 4	0.4815	2	0.241

### - Surcharge D240 :

On fixe la largeur avec une valeur de  $L=3.2$  m

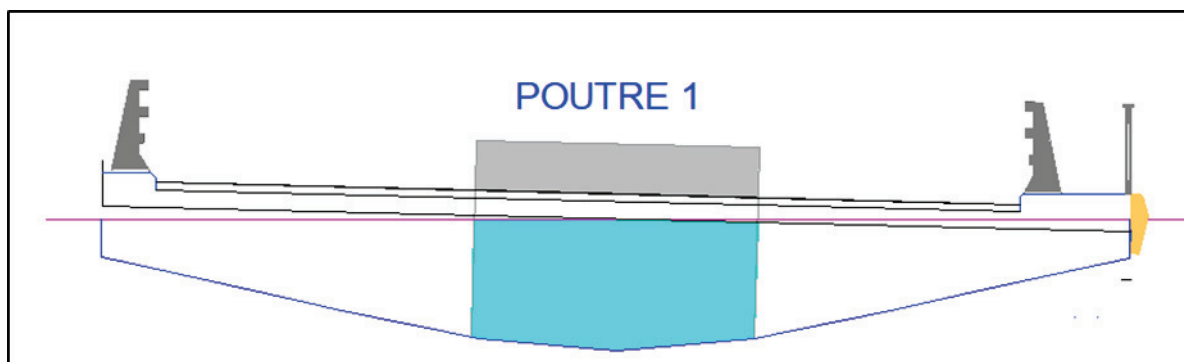


Figure V-12 Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge D240

## Chapitre V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Tableau V-16 Valeur de  $K_{\alpha moy}$  pour chaque poutre sous surcharge D240

Poutres	Surface (m <sup>2</sup> )	Largeur (m)	$K_{\alpha moy}$
Poutre 1	4.4846	3,2	1.401
Poutre 2	4.3463	3,2	1.36
Poutre 3	4.1312	3,2	1.291
Poutre 4	2.6814	3,2	0.838

### V.2.6 Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à (X = 0.5L)

Le calcul du moment longitudinal réparti de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient  $K_{\alpha moy}$  par le moment longitudinal moyen ( $M_0$  de chaque poutre).

- $M_{réel} = K_{\alpha moy} \times M_0$
- $M_0$  : moment fléchissant moyen des surcharges de chaque poutre.

Tableau V-17 Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/2

Désignation		$M_0$ KN.m	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
			K $\alpha moy$	$M_{réel}$ KN.m	K $\alpha moy$	$M_{réel}$ KN.m	K $\alpha moy$	$M_{réel}$ KN.m	K $\alpha moy$	$M_{réel}$ KN.m	
Surcharge A(L)	1 voie	701.04	1.24	869.29	0.74	518.77	0.4	280.42	0.16	112.17	
	2voies	1402.1	1.23	1724.6	1.05	1472.19	0.91	1275.90	0.72	1009.50	
Surcharge B	B <sub>c</sub>	1	626.07	0.95	594.77	0.55	594.77	0.23	143.99	0.11	68.87
		2	1160.7	1.16	1346.4	0.75	870.54	0.47	545.54	0.22	255.36
	B <sub>t</sub>	1	460.10	1	460.1	0.6	276.06	0.27	124.23	0.11	50.61

## Chapitre V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

		2	928.88	1.2	1114.6	0.91	845.28	0.52	483.02	0.25	232.22
Con voi	Mc12 0		1270.9	1.09	1385.3	0.74	940.53	0.40	508.38	0.24	305.03
	D240		2031.	1.4	2844.3	1.67	2763.01	1.29	2620.8	0.84	1706.57

### V.2.7 Détermination de la poutre la plus sollicitée

Pour déterminer la poutre la plus sollicitée on utilise les combinaisons de charges dans les deux états limites (ELU : ELS), on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V-18 Combinaison de charge à ELU et ELS des moments(KN.m)

Combinaisons		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELS	G + 1.2 AL	6097.80	5794.95	5559.4	5239.72
	G + 1.2Bc	5644.048	5072.97	4683.96	4334.75
	G + 1.2Bt	5365.912	5042.66	4607.94	4306.99
	G + MC120	5413.66	4968.85	4536.7	4333.35
	G + D240	6872.6	6791.33	6649.11	5734.88
ELU	1.35G + 1.6AL	8197.54	7793.74	7478.54	7053.43
	1.35G + 1.6Bc	7592.54	6831.1	6311.1	5846.8
	1.35G + 1.6Bt	7221.59	6790.68	6211.06	5809.78
	1.35G + 1.35.MC120	7308.44	6707.95	6125.55	5850.02
	1.35.G + 1.35D240	9278.01	9128.02	8976.31	7742.1

Donc on conclure que la poutre la plus sollicitée est la première à ELS et à ELU.

### V.3 CONCLUSION

D'après les calculs qu'on a faits ci-dessus on peut dire que :

- La poutre la plus sollicitée est la première poutre à ELU et à ELS.

La combinaison la plus défavorable est celle de  $1.35G + 1.35D240$  de la première poutre avec une valeur du moment maximale de 9278.01 KN.m



# CHAPITRE VI

# VERIFICATION PAR MODELISATION



## CHAPITRE VI : VERIFICATION PAR MODELISATION

### VI.1 INTRODUCTION

Modéliser une structure consiste à l'idéaliser en un système d'éléments appropriés qui permettent d'analyser le comportement avec une précision suffisante et un volume de calcul raisonnable.

### VI.2 MODELISATION DE L'OUVRAGE

Etant donné que l'ouvrage isostatique avec cinq travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 20 cm d'épaisseur avec 7 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément section.

#### VI.2.1 Modélisation des éléments de l'ouvrage

##### VI.2.1.1 Les poutres et l'hourdis

Pour la modélisation de la poutre on a utilisé l'élément « barre », et on a décomposé la barre en trois pour affecter les sections de la poutre (section d'about, section intermédiaire, et la section à mi-travées).

Pour la modélisation de la dalle on a utilisé l'élément « panneau ». Avec le maillage (1m×1m)

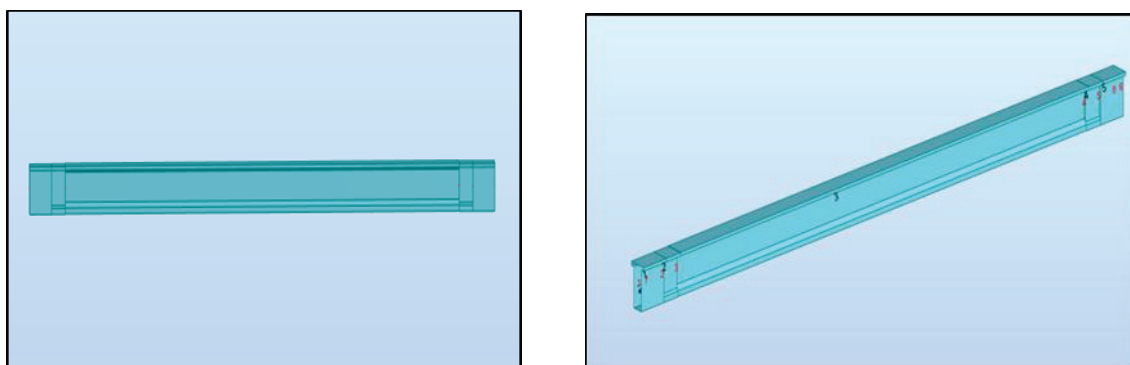


Figure VI-1 Modélisation de la poutre

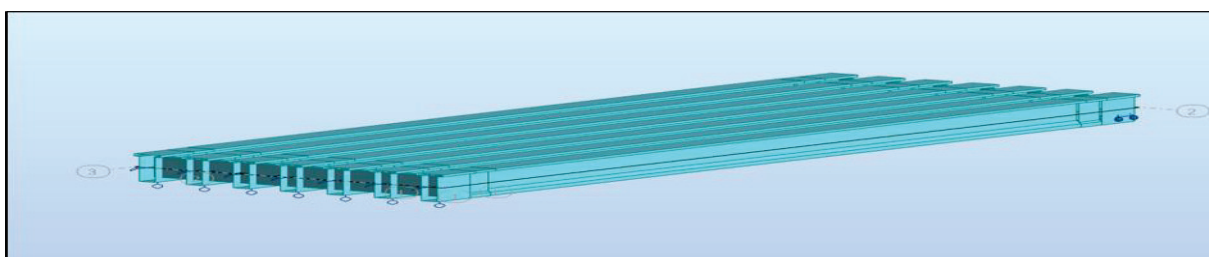


Figure VI-2 Modélisation des poutres

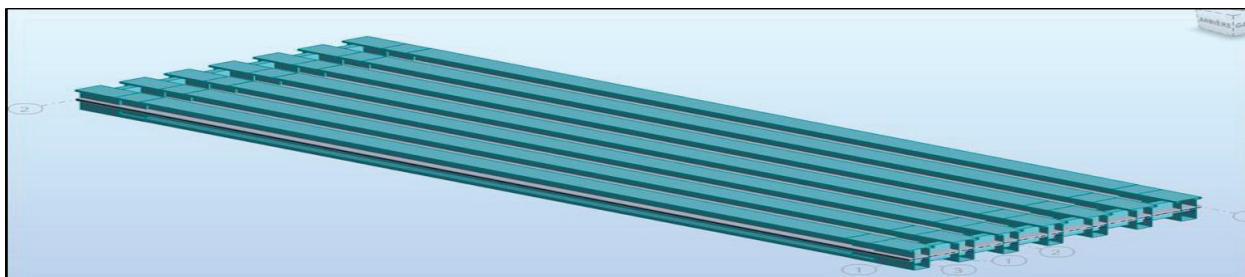


Figure VI-3 Modélisation des poutre avec l'hourdis

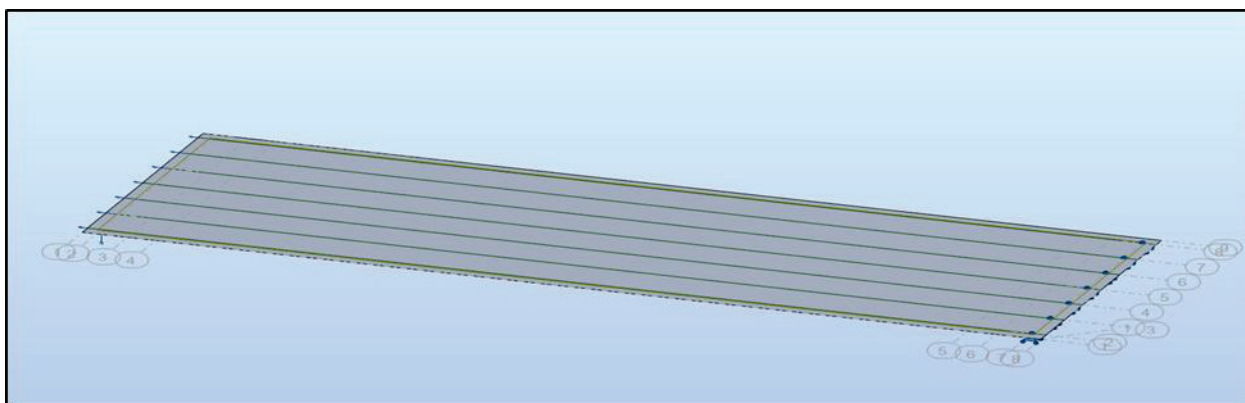


Figure VI-4 Modélisation de l'hourdis

### VI.2.1.2 Les appuis

Pour la stabilisation de l'ouvrage, on a utilisé deux types d'appuis :

- Appuis simples.
- Appuis doubles

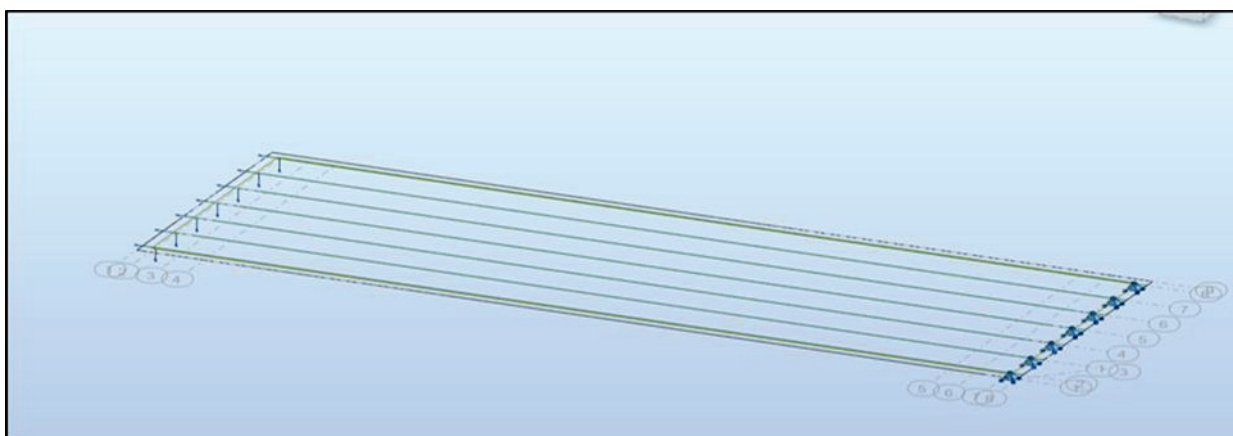


Figure VI-5 Modélisation des appuis de l'ouvrage

## VI.3 DEFINITION DE CHARGE

**Tableau VI-1 Définition des charges**

Nom		Type	Description
G	PP	Charges Permanentes	Poids propre des poutres.
	Dalle		Poids propre du béton de la dalle.
	Corniche		Poids des corniches et bordures
	revêtement		Poids propre de couche de roulement.
	Glissière de sécurité		Poids des barrières de sécurité.
T	Charges températures	La variation de température	
$\Delta\theta$		Gradient thermique	
A(l)	Charges d'exploitations statiques	Charge statique du trafic A(l)	
B <sub>c</sub>	Charges d'exploitations mobiles	Charge mobile - Camion	
B <sub>t</sub>		Charge mobile - Tandem	
Mc120		Charge mobile - militaire	
D240		Charge mobile - Exceptionnelle	

### VI.4 LES COMBINAISONS DE CHARGES

A l'état limite de services « combinaison rare »

**Tableau VI-2 Combinaison de charge à ELS**

Etats	Type Combinaison	Formule
<b>E.L.S</b>	rare	$G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

A l'état limite ultime « combinaison fondamentale » :

**Tableau VI-3 Combinaison de charge ELU**

Etats	Type Combinaison	Formule
<b>E.L.U</b>	fondamentale	$1.35 G + 1.6AL1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6AL2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BT1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BT2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

## VI.5 RESULTATS

Les résultats nécessaires pour la suite de calcul sont présentés dans les figures suivantes :

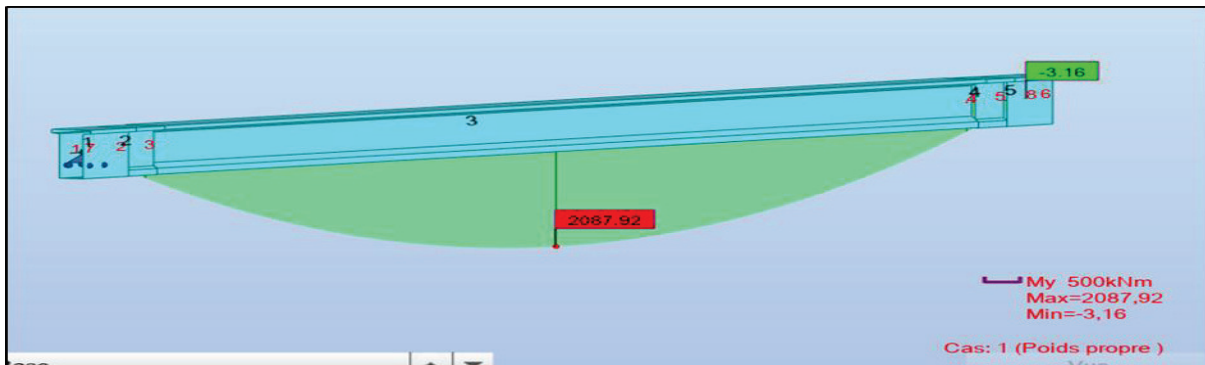


Figure VI-6 Moment de poids propre de la poutre

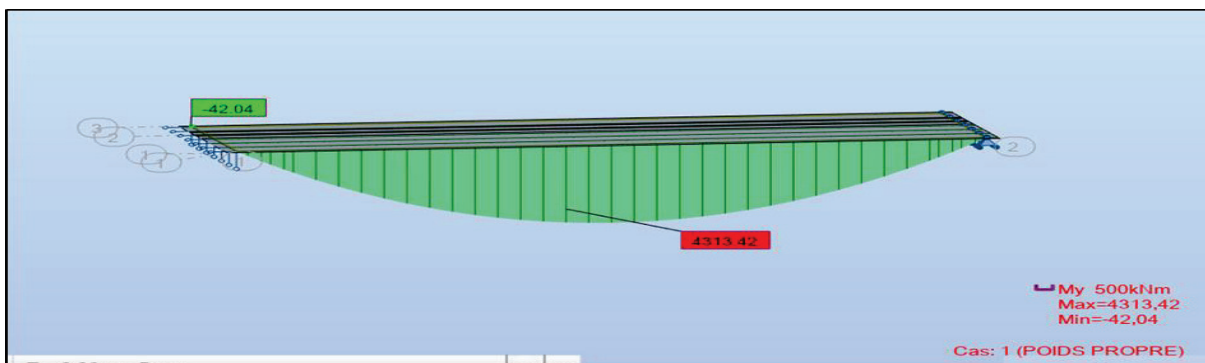


Figure VI-7 Moment de G (charge permanente + charges complémentaires permanentes)

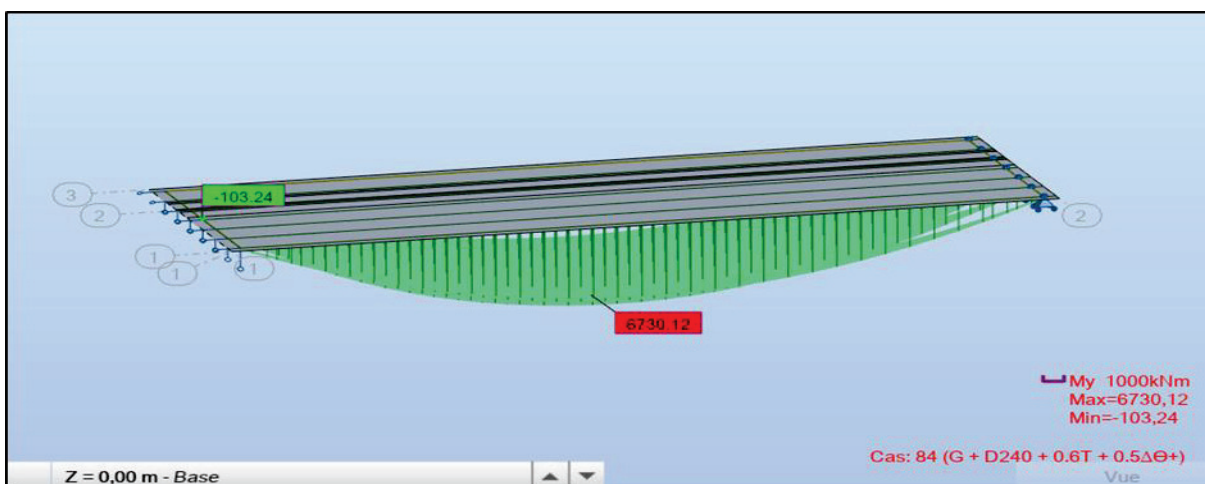


Figure VI-8 Moment à l'ELS max

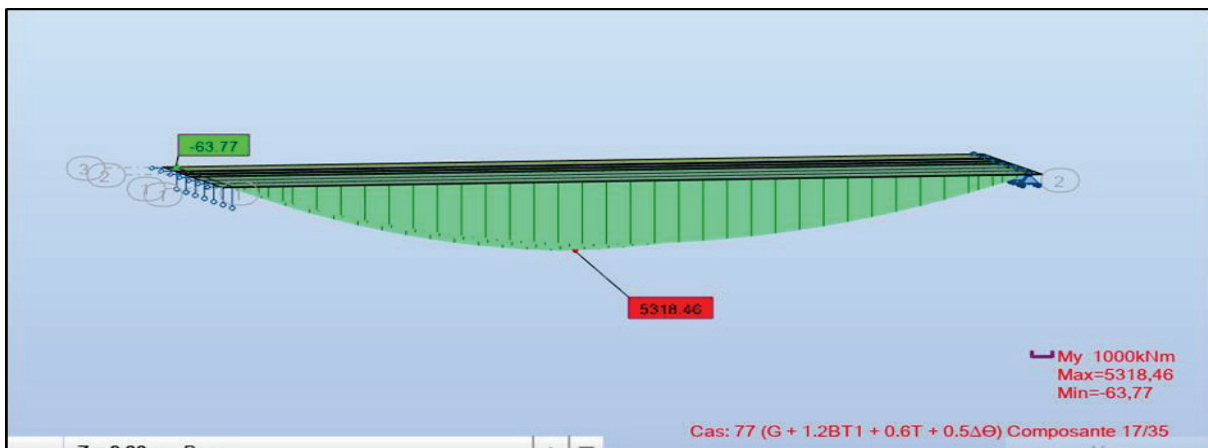


Figure VI-9 Moment à l'ELS min

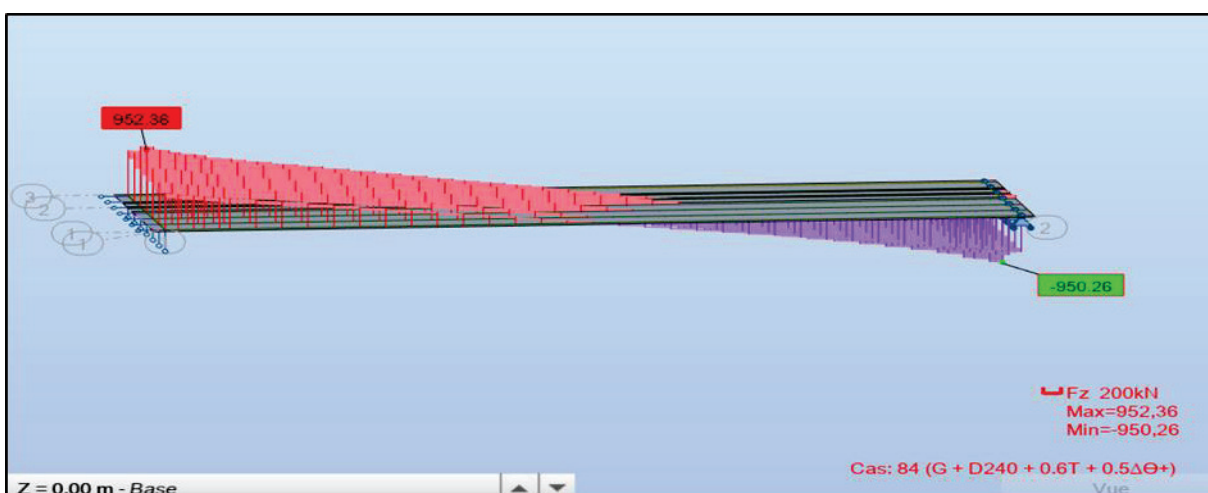


Figure VI-10 L'effort tranchant à l'ELS max

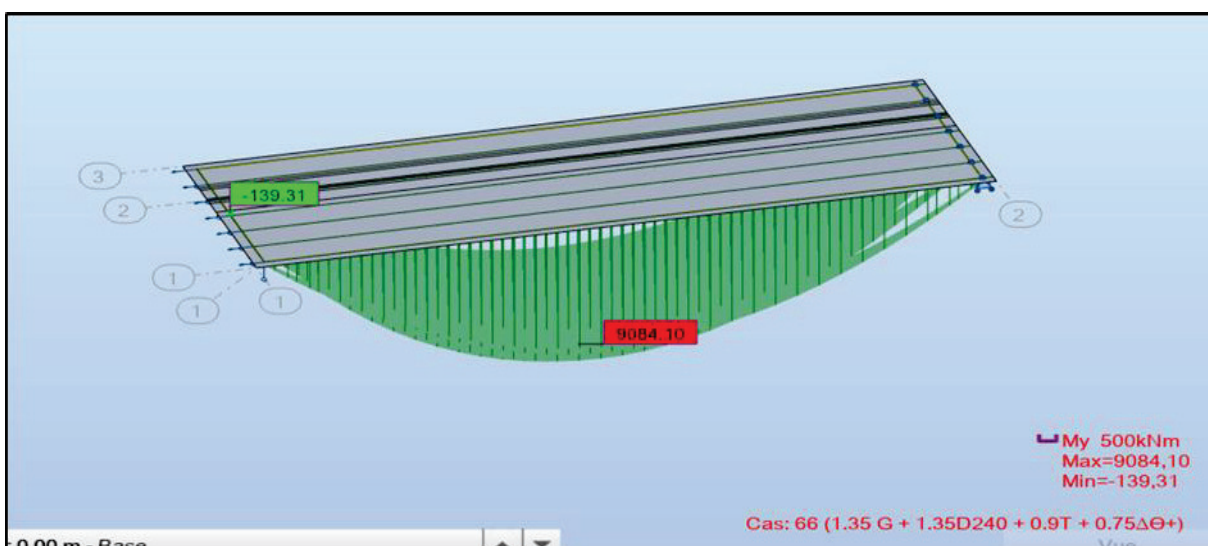


Figure VI-11 Moment à l'ELU max

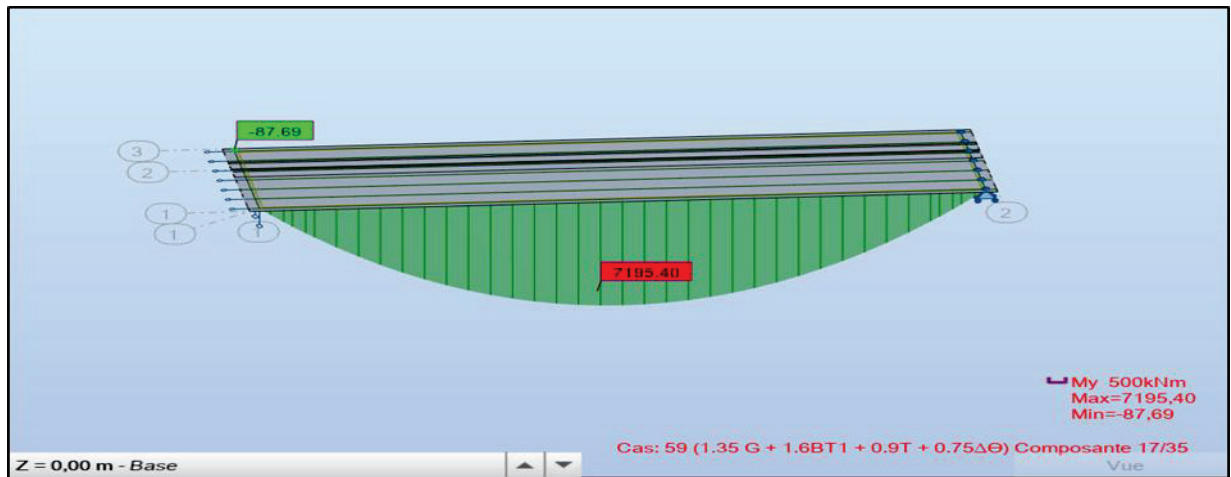


Figure VI-12 Moment à l'ELU min

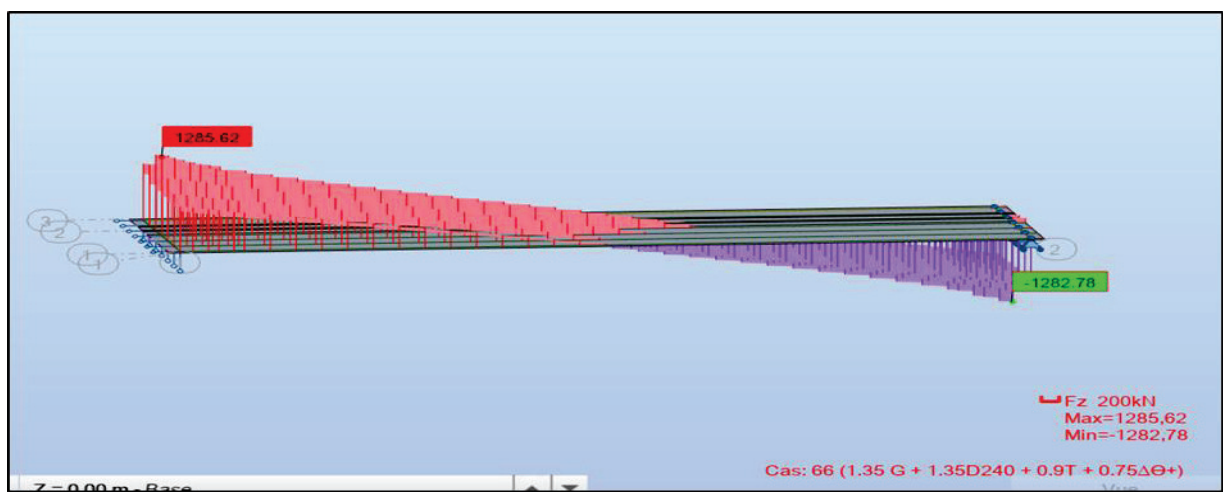


Figure VI-13 L'effort tranchant à l'ELU max

### VI.6 CONCLUSION

A la fin de ce chapitre on est arrivé à déterminer les sollicitations agissant sur notre ouvrage en utilisant le logiciel ROBOT pour la modélisation et le calcul des efforts.



# CHAPITRE VII

## ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



## CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

### VII.1 INTRODUCTION

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression et par contre, une faible résistance en traction, Il est donc logique de chercher à utiliser la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.

Pour équilibrer les contraintes, en supprimant les contraintes de traction, on devra jouer principalement sur deux paramètres essentiels.

- La valeur de la précontrainte P.
- L'excentricité  $e_0$  définie comme étant la distance du centre de gravité de la section étudiée au point de passage de la résultante des forces de précontrainte.

Il existe deux méthodes de la précontrainte :

- Par post-tension : La post-tension est une opération réalisée sur chantier qui consiste à mettre les câbles en tension après coulage du béton par l'intermédiaire d'ancrages et cette méthode utilisée pour les portés d'environ 30-50 m.

Par pré-tension : La pré-tension est une opération réalisée en usine qui consiste à mettre les câbles en tension avant coulage du béton. C'est la technique la plus utilisée dans le domaine du béton précontraint et cette méthode utilisée pour les portés ne dépasse pas 35m

### VII.2 DONNEES DE CALCUL

Tableau VII-1 Données de l'ouvrage

H (P)	H(P+D)	L	L <sub>portée</sub>	N <sub>poutres</sub>	$\xi_{dalle}$	Enrobage	$\lambda$	L <sub>TC</sub>	b <sub>About</sub>
1.6m	1.8m	34m	33 m	7	0.2m	0.03m	1.77m	1 m	0.60m

Tableau VII-2 Caractéristiques des câbles 12T15

Type de toron	Nbr Toron	Ap 1 Toron (m <sup>2</sup> )	Ac (m <sup>2</sup> )	f <sub>prg</sub> (MPa)	F <sub>p0</sub> (KN)	f <sub>peg</sub> (MPa)	D gaine (m)
T15	12	0.00014	0.00168	1770	196.2	1593	0.08
f (rd <sup>-1</sup> )	$\Phi$ (m <sup>-1</sup> )	g (m)	$\mu_0$	$\rho 1000h$	E <sub>p</sub> (MPa)	Fe (MPa)	Sigma S (MPa)
0.18	0.002	0.006	0.43	2.5	190000	500	434.783

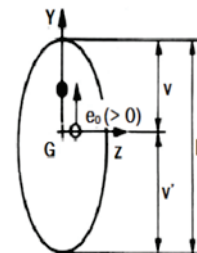
## Chapitre VII : Etude de la précontrainte

**B** : l'aire de la section.

**v'** et **v** : les distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité  
( $v' + v = h$ ).

**IG** : le moment d'inertie.

**ρ** : le rendement géométrique.  $\rho = I / (B \times v' \times v)$ .



On effectue le calcul en classe II

Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Quasi perm
<b>Classe II</b>	$-1,5 f_{tj}$ $0,6 f_{cj}$ $-0,7 f_{tj}$	$-1,5 f_{tj}$ $0,6 f_{cj}$ $-f_{tj}$	$-1,5 f_{tj}$ $0,6 f_{cj}$ 0	$-1,5 f_{tj}$ $0,5 f_{cj}$ 0

Figure VII-1 Classe de calcul / selon BPEL

➤ Pour les moments :

- Moment due à la surcharge D240 à l'ELS - Mmax
- Moment due aux charges permanentes-Mmin

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

Tableau VII-3 Valeurs des efforts internes nécessaire pour le calcul de la précontrainte

Moment fléchissant			
$M_{poutre}$ (MN.m)	$M_{Max}$ (MN.m)	$M_{min}$ (MN.m)	$\Delta M$
2.087	6.73	4.313	2.417
Effort tranchant			
Vmax		Vmin	
0.952		0.556	

➤ Pour la poutre :

Tableau VII-4 Caractéristique de la poutre.

		B (m <sup>2</sup> )	v' (m)	v (m)	I <sub>G</sub> (m <sup>4</sup> )	ρ
Section about	Poutre	1.012	0.838	0.762	0.232	0.37
	P + dalle	1.365	1.061	0.739	0.427	0.399
Section médiane	Poutre	0.61	0.823	0.777	0.187	0.478
	P + dalle	0.964	1.145	0.656	0.360	0.498

➤ Pour les contraintes admissibles en classe II :

D'après le BPEL 91 :

Tableau VII-5 Contraintes admissibles du béton.

Contrainte admissible du béton		
	A vide	En service
En compression	$\sigma_{cs}=0,6F_{C28}=21$ MPa	$\sigma_{ci}=0,5F_{C28}=17,5$ MPa

### VII.1 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

#### VII.1.1.1 Valeur minimale de la précontrainte en service

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

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

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_{bt1}} + \frac{1}{v} \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h}$$

, C'est la force minimale en section sous critique.

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'}$$

, C'est la force minimale en section Sur critique.

PI	-0.38
PII	4.55
PMIN	4.55

**PII > PI** : Notre section est sur critique, le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d'enrobage. Donc l'effort de précontrainte économique PI n'est plus suffisant.

#### VII.1.2 Détermination de nombre de câble :

## Chapitre VII : Etude de la précontrainte

### ➤ A mi- travée :

**NB** : les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre à mi- travée avec hourdis.

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{P_0 * (1 - \Delta P_0)}$$

$\Delta P_0$  : est la perte initiale de l'ordre 20-30% ; on prend :  $\Delta P_0 = 25\%$ .

$P_0$  : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15s peut créer

$n$  : nombre de câbles       $P_0 = \min \{ (0.8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0.9 \times f_{peg} \times A_p) \}$

**Tableau VII-6 Détermination du nombre de câble**

$\Delta P_0$	25%	n=3 câbles de 12T15
$T_0$	1416 MPa	
$P_0$	2.354 MN	
$n \geq$	2.58	

### ➤ A l'about :

**NB** : les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi-travée. Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle.

Pour avoir le nombre de cables à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par les expressions suivante :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + Mg) \geq -1,5 f_{tj} = \bar{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + Mg) \leq 0,6 f_{cj} = \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

$$\begin{array}{l} \left[ \begin{array}{l} P \leq 6,75 \text{ MN} \\ P \leq 12,25 \text{ MN} \end{array} \right. \quad \text{Donc} \quad \left[ \begin{array}{l} n \leq 3,19 \\ n \leq 5,2 \end{array} \right. \end{array}$$

## VII.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I} \quad \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I}$$

Tableau VII-7 Tableau récapitulatif des résultats de vérifications des contraintes.

Phase	$e_0$ (m)	M (MN.m)	P (MN)	$\sigma_{\text{sup}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{inf}}$ (MPa)	Obs
Poutre seule Après 7 jour de la mise en tension	0,643	2,087	3,178	5,389	5,012	C.V
Poutre seule Après 28 jour de la mise en tension	0,643	2,087	6,356	2,083	19,233	C.V
Poutre+dalle après collage de béton	0,965	3,241	6,003	1,585	14,335	C.V
Poutre+ dalle En service	0,965	6,730	5,297	9,351	0,337	C.V

### Interprétation :

- Au niveau de fibre inférieure :  $\sigma_{bt2} \leq \sigma_{\text{inf}} \leq \sigma_{bc}$
- Au niveau de fibre supérieure :  $\sigma_{bt1} \leq \sigma_{\text{inf}} \leq \sigma_{bc}$

Les hypothèses considérées (tension des câbles, pertes) vérifient les contraintes normales en chaque phase donc on peut les adopter.

## VII.2 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties (suivre le diagramme des moments).

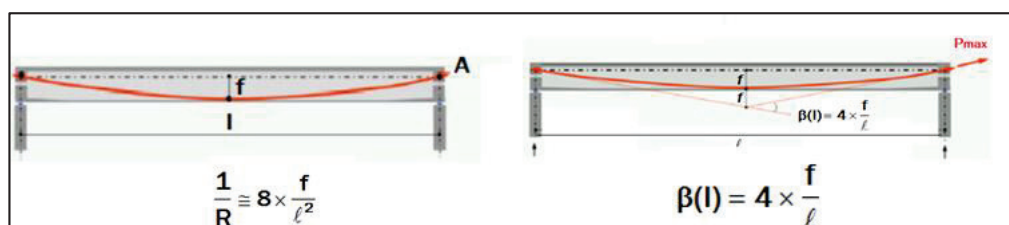


Figure VII-2 Géométrie des câbles.

## Chapitre VII : Etude de la précontrainte

**l** : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole.

**f** : est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole.

### ➤ Caractéristiques des plaques d'ancrages :

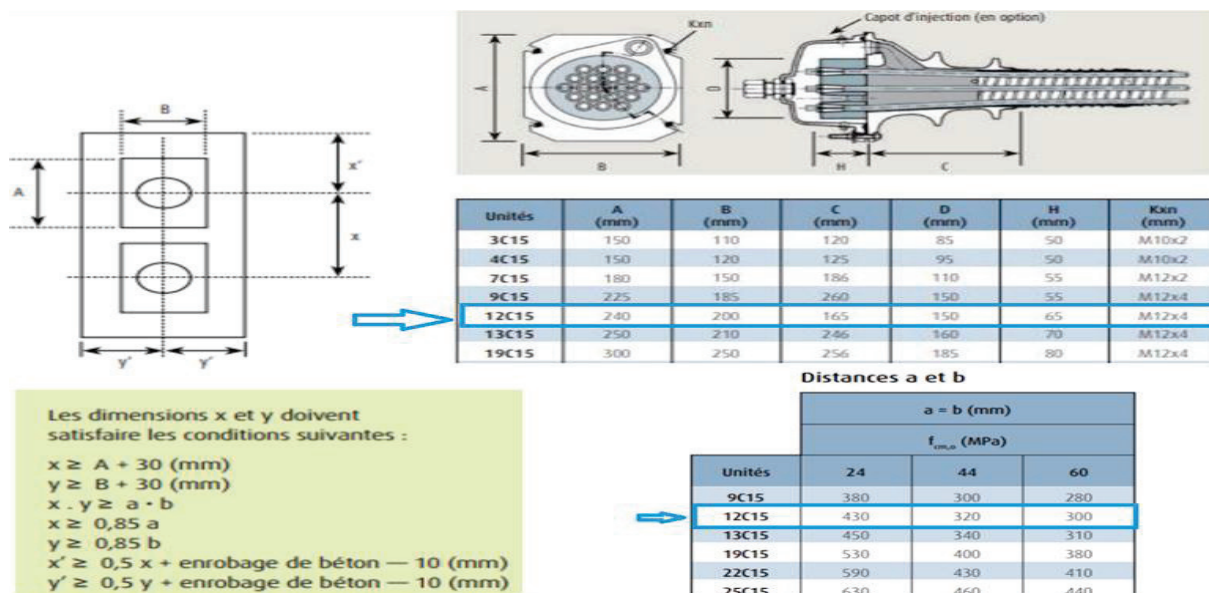


Figure VII-3 Dimension et disposition des plaques d'ancrages.

- L'ancrage se fait à la section d'about et on dispose un seul lit.

Pour des plaques d'ancrages  $A \times B = 240 \times 200 \text{mm}^2$

- Les dimensions x et x' et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $x \geq A + 30$  (mm) =  $240 + 30 = 270$  mm
- $x \geq 0,85 \times a$ .

Calcule a par l'interprétation :

$$f_{c28} = 24 \text{ MPA} \longrightarrow 430 \text{ mm}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPA} \longrightarrow a \text{ mm}$$

$$\text{donc } a = 369.5 \text{ mm}$$

$$f_{c28} = 44 \text{ MPA} \longrightarrow 320 \text{ mm}$$

$$x \geq 0,85 \times a = 0,85 \times 369.5 = 314.075 \text{ mm}$$

Donc on prend  $x = 35 \text{ cm}$

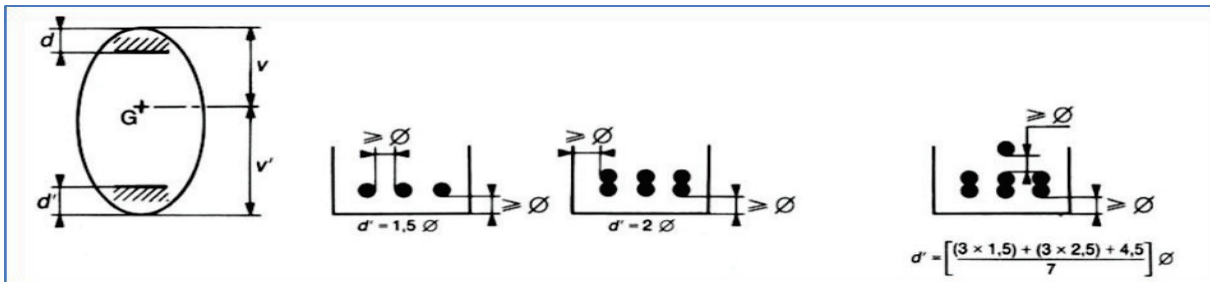
- $x' \geq 0,5 \times x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ mm}$ .
- $y' \geq 0,5 \times x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ mm}$ .

On prend la disposition de l'ancrage au milieu de l'âme  $y' = 30 \text{ cm}$

## Chapitre VII : Etude de la précontrainte

Au niveau de la section médiane section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon (au milieu de la poutre) :

Figure VII-4 Le tracé des câbles au niveau de la section médiane



$$\phi_1 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 1.5 \times 0.08 = 0.12 \text{ m.}$$

$$\phi_2 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} + \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times 0.08 = 0.20 \text{ m.}$$

$$\phi_3 \geq 3 \times \phi_{\text{gaine}} + 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 4.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 0.36 \text{ m. on prend } \phi_3 = 0.36 \text{ m.}$$

➤ La position finale des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau VII-8 Tracé des câbles.

Position des Câbles	X = 0		X = L/2	
	Yi (m)	Schéma	Yi (m)	Schéma
câble 1	0.6		0.12	
câble 2	0.95		0.20	
câble 3	1.3		0.36	
N lit	1		1	

Les câbles présentes un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage :

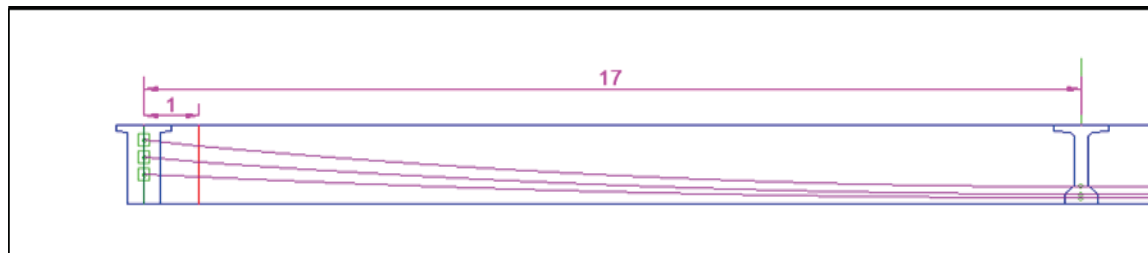


Figure VII-5 Trajectoire des câbles

### ➤ Détermination l'angle de relevage

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

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

$\bar{v}$  : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ;  $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$

$\bar{\tau}$  : contrainte tangentielle limité en état limite de service ;  $\bar{\tau} = [0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_s)]^{1/2}$

$\sigma_s$  : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ;  $\sigma_s = \frac{P}{B_n}$  ;

$B_n$  : surface nette de la section d'about + hourdis ;  $B_n = B_{Brute} - n \cdot B_{Gaine}$

$b_n$  : largeur nette de la section d'about + hourdis ;  $b_n = b_0 - n \times \varphi$

**Tableau VII-9 Caractéristique du tracé des câbles**

bn =	0,52	m									
Bn =	1,35	m <sup>2</sup>									
P =	5,30	MN									
$\sigma_x$ =	3,92	MPa									
$\bar{T}$ =	2,67	MPa									
$\bar{V}$ =	2,00	MPa									
			L Cable =	34	m						
			L rel =	1	m						
			l pb =	32	m						
			<b>-11,44</b>			<b>≤ α ≤</b>			<b>28,886</b>		
$\alpha_{C1} =$			3,14			$\alpha_{C2} =$			4,9		
$\alpha_{C3} =$			6,14			$\alpha_{C4} =$			(°)		
N° câble	l (m)	$\alpha_{rel}$ (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad			
			x=0	1	17						
<b>C1</b>	32	3,14	0,6	0,55	0,12	0,43	301,08	0,053			
<b>C2</b>	32	4,9	0,95	0,86	0,2	0,66	192,69	0,083			
<b>C3</b>	32	6,14	1,3	1,19	0,36	0,83	153,77	0,104			

## VII.3 CALCUL DES PERTES DE TENSION DANS LES CABLES :

### VII.3.1 Pertes instantanées :

Dans le cas d'une précontrainte par post-tension, les armatures subissent trois types de pertes instantanées, à savoir :

#### VII.3.1.1 Perte par frottement :

Données pas la formule suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)])}$$

$\sigma_{p0}$  : La tension à l'origine ;

$\beta$  : Somme des déviations angulaires arithmétiques

e : La base des logarithmes népériens ;

du câble sur la distance x (rd) ;

f : Coefficient de frottement en courbe (rd-1) ;

$\varphi$  : Coefficient de frottement en ligne (m-1) ;

x : La distance de la section considérée (m).

Tableau VII-10 Valeur des pertes due au frottement.

		f = 0,18				
φ = 0,002 (m-1)		σ <sub>p0</sub> = 1416 MPa				
N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	Δσ <sub>φ</sub> (MPa)	Δσ <sub>φ</sub> Moy (MPa)	Δσ <sub>φ</sub> Moy (%)
C1	17	0,053	0,044	60,36	66,91	4,73%
C2	17	0,083	0,049	67,64		
C3	17	0,104	0,053	72,73		

VII.3.2 Les pertes par glissement d’ancrage (le recul de l’ancrage) :

Données pas la formule suivant :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x)$$

k : constante ;  $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$ .

d : la longueur sur laquelle s’effectue le recul de l’ancrage  $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$ .

g : intensité du recule d’ancrage (2-6 mm).

Tableau VII-11 Les résultats de calcul des pertes par glissement d’ancrage.

N° câble	l (m)	k (m <sup>-1</sup> )	d (m)	Δσ <sub>p(l/2)</sub>	Δσ <sub>p(0)</sub> (MPa)	Δσ <sub>φ</sub> Moy (%)
C1	17	0,0026	17,72	5,2577	128,64	0,36 %
C2	17	0,0029	16,72	2,2673	136,35	
C3	17	0,0031	16,11	7,8104	141,52	

VII.3.3 Perte par déformation instantané de béton (raccourcissement de béton) :

$$\sigma_e = \frac{1 E_p}{2 E_{ij}} \sigma_{bi} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_g} - \frac{M_p \times e}{I_g}$$

**P** : Effort de précontrainte,  $P = n \times A_P (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi Moy})$  ;

**A<sub>p</sub>** : Section du câble de précontrainte s ;

**E<sub>p</sub>** : Module d'élasticité de l'acier ;

**E<sub>ij</sub>** : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

**e** : Excentricité moyenne des câbles ;

**M<sub>p</sub>** : Moment du au poids propre de la poutre ;

**I<sub>G</sub>** : Moment d'inertie de section médiane seule.

**Tableau VII-12 Valeur des pertes par déformation instantanée du béton**

<b>M<sub>g</sub></b> =	2,09	MN			
<b>E<sub>ij</sub></b> =	35981,73	MPa			
<b>e</b> =	0,60	m			
<b>B</b> =	0,61	m <sup>2</sup>			
<b>I<sub>G</sub></b> =	0,19	m <sup>4</sup>			
<b>n cable</b> =	3				

<b>σ<sub>bi</sub></b> =	16,98	MPa
<b>σ<sub>e</sub></b> =	44,83	MPa
<b>σ<sub>e</sub></b> =	3,17%	%

### VII.3.4 Les pertes de tension déferées

#### VII.3.4.1 Pertes par retrait

La perte de tension par retrait données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r \quad \xi_r = 2 \times 10^{-4}$$

**r(t)** : la loi d'évolution du retrait en fonction du temps, en général négligeable devant 1.

**ε<sub>r</sub>** : le retrait final =  $2 \times 10^{-4}$

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa} ; \Delta\sigma_r = 2.68\%$$

#### VII.3.4.2 Perte par fluage

La perte de tension par fluage données par la formule suivant :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{et} : \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_g} - \frac{M_p \times e}{I_g}$$

La section considérée est la section de la poutre + dalle.

Tableau VII-13 Valeur des pertes par fluage

$M_p =$	<b>4,31</b>	MN.m	$\sigma_b =$	<b>6,86</b>	MPa
Inette	<b>0,3598</b>	$m^4$	$\Delta\sigma_{fl} =$	<b>90,56</b>	MPa
B	<b>0,9600</b>	$m^2$	$\Delta\sigma_{fl} =$	<b>6,40%</b>	%
$v'$	<b>1,140</b>	m			
$e_0 =$	0,91	m			
P=	5,30	MN			

### VII.3.4.3 La perte par relaxation :

La perte de tension par relaxation peut estimer dans la formule suivant :

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

$\rho_{1000}$  (%) : relaxation garantie à 1 000 h =2.5%.

$\mu_0$  : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Tableau VII-14 Perte par relaxation

$\Delta\sigma_\rho =$	=	<b>59,24</b>	MPa
$\Delta\sigma_\rho =$	=	<b>4,18%</b>	%

### VII.4 PERTES TOTALES :

Donc à partir de cette formule, on peut estimer la valeur totale des pertes :

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

Tableau VII-15 Pertes totales

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	<b>116,85</b>	<b>8,25</b>
$\Delta\sigma_{Diff}$	<b>177,93</b>	<b>12,57</b>
$\Delta\sigma^\infty =$	<b>294,78</b>	<b>20,82</b>

### VII.5 LA VERIFICATION ET JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS :

#### ➤ La caractéristique géométrique et homogène :

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue phase par phase ; en considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale.

Tableau VII-16 Les caractéristique géométrique et homogène de la poutre

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,60	1,80	1,60	1,80	1,60	1,80	1,60	1,80
B <sub>nette</sub> (m <sup>2</sup> )	1,00	1,35	0,595	0,949	0,595	0,95	0,60	0,95
v <sub>n</sub> (m)	0,763	1,35	0,767	0,644	0,763	0,642	0,762	0,641
v' <sub>n</sub> (m)	0,837	1,35	0,833	1,156	0,837	1,16	0,838	1,16
I <sub>nG</sub> (m <sup>4</sup> )	0,230	0,43	0,184	0,351	0,182	0,35	0,181	0,347
ρ (%)	36,17	17,30	48,24	49,73	47,76	49,35	47,55	49,20

### ➤ LIMITATION DES CONTRAINTES

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans le tableau au-dessous :

Tableau VII-17 Limitation des contraintes.

i ≥ 28 jours							
$\bar{\sigma}_{bc}$ =	21	MPa	Exé / Q.R / Q.F	$\bar{\sigma}_{t1}$ =	-4,05	MPa	
$\bar{\sigma}_{t2}$ =	-1,89	MPa	Exécution	$\bar{\sigma}_{t2}$ =	-2,7	MPa	Q.Rares

i = 7 jours							
$\bar{\sigma}_{bc}$ =	13,91	MPa	Exé / Q.R / Q.F	$\bar{\sigma}_{t1}$ =	-2,99	MPa	
$\bar{\sigma}_{t2}$ =	-1,39	MPa	Exécution	$\bar{\sigma}_{t2}$ =	-1,99	MPa	Q.Rares

### VII.5.1 JUSTIFICATION DE LA POUTRE A ELS :

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$$

$$P_0 = 2,35 \text{ MN}$$

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P$$

- **Phase 1** : Après le septième (7) jour, la mise en tension est 50%.
- **Phase 2** : Après 28 jours, la mise en tension est 100%.
- **Phase 3** : la mise en tension des câbles est après coulage de la dalle.
  - **Phase 04** : En service.

**Tableau VII-18 Les caractéristiques de chaque phase de vérification**

	N cables	% Mt	$\Delta P$	P1	P2	$d_{x=0.5}$	$d_{x=L/4}$	$d_{x=3L/8}$	$d_{x=L/2}$
<b>Phase 1</b>	3	50	4,13	3,49	3,29	0,91	0,41	0,27	0,23
<b>Phase 2</b>	3	100	8,25	6,74	6,22	0,91	0,41	0,27	0,23
<b>Phase 3</b>	3	100	11,39	6,56	5,96	0,91	0,41	0,27	0,23
<b>Phase 4</b>	3	100	20,82	6,03	5,16	0,91	0,41	0,27	0,23

### VII.5.2 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :

On va vérifier la condition suivante :

$\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 + M}{I_n} y$
--	--

Avec : P : Effort de précontrainte ;                      Bn : Surface nette de la section considérée ;

In : Inertie nette de la section considérée ;    e0 : Excentricité du câble de précontraint moyen

M : Moment extérieur ;

y : Les distances de son centre de gravité aux fibres

extrêmes.

**Tableau VII-19 La vérification des contraintes normales pour les phases 1 et 2.**

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,07	0,43	0,57	0,61	-0,07	0,43	0,57	0,61
MEIs		<b>0,00</b>	<b>1,54</b>	<b>1,95</b>	<b>2,09</b>	<b>0,00</b>	<b>1,54</b>	<b>1,95</b>	<b>2,09</b>
P1 (MN)		3,49	3,49	3,49	3,49	6,74	6,74	6,74	6,74
P2 (MN)		3,29	3,29	3,29	3,29	6,22	6,22	6,22	6,22
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	0,00	6,42	8,19	8,80	0,00	6,42	8,19	8,80
	$\sigma_{inf}$	0,00	-6,98	-6,42	-9,67	0,00	-6,98	-8,99	-9,67
$\sigma_{P1}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	4,33	-0,36	-2,43	-3,13	8,37	-0,69	-4,70	-6,04
	$\sigma_{inf}$	2,58	12,61	14,94	15,73	4,99	24,37	28,87	30,40
$\sigma_{P2}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	4,08	-0,34	-2,29	-2,95	7,73	-0,64	-4,34	-5,58
	$\sigma_{inf}$	2,44	11,88	14,08	14,83	4,61	22,50	26,66	28,08
$\sigma_{Max}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	<b>4,33</b>	<b>6,06</b>	<b>5,76</b>	<b>5,67</b>	<b>8,37</b>	<b>5,73</b>	<b>3,50</b>	<b>2,75</b>
	$\sigma_{inf}$	<b>2,58</b>	<b>5,63</b>	<b>8,52</b>	<b>6,06</b>	<b>4,99</b>	<b>17,39</b>	<b>19,89</b>	<b>20,73</b>
$\sigma_{Min}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	<b>4,08</b>	<b>6,08</b>	<b>5,90</b>	<b>5,85</b>	<b>7,73</b>	<b>5,78</b>	<b>3,86</b>	<b>3,22</b>
	$\sigma_{inf}$	<b>2,44</b>	<b>4,91</b>	<b>7,66</b>	<b>5,15</b>	<b>4,61</b>	<b>15,53</b>	<b>17,68</b>	<b>18,40</b>

**Tableau VII-20 La vérification des contraintes normales pour les phases 3 et 4.**

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,44	0,75	0,89	0,93	0,44	0,75	0,89	0,93
MEIs		<b>0,00</b>	<b>2,37</b>	<b>3,00</b>	<b>3,215</b>	<b>0</b>	<b>2,86</b>	<b>6,32</b>	<b>6,73</b>
P1 (MN)		6,56	6,56	6,56	6,56	6,03	6,03	6,03	6,03
P2 (MN)		5,96	5,96	5,96	5,96	5,16	5,16	5,16	5,16
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	0,00	4,34	5,53	5,94	0,00	5,24	11,65	12,44
	$\sigma_{inf}$	0,00	-7,79	-9,99	-10,74	0,00	-9,42	-21,04	-22,49
$\sigma_{P1}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	-4,33	-2,10	-3,81	-4,39	-3,97	-1,93	-3,50	-4,03
	$\sigma_{inf}$	14,04	23,10	26,28	27,35	12,90	21,22	24,15	25,13
$\sigma_{P2}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	-3,93	0,89	0,04	-3,99	6,03	1,69	0,07	-3,45
	$\sigma_{inf}$	12,75	20,97	23,86	24,83	11,04	18,16	20,66	21,50
$\sigma_{Max}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	<b>-4,33</b>	<b>2,24</b>	<b>1,72</b>	<b>1,55</b>	<b>-3,97</b>	<b>3,32</b>	<b>8,15</b>	<b>8,41</b>
	$\sigma_{inf}$	<b>14,04</b>	<b>15,30</b>	<b>16,29</b>	<b>16,61</b>	<b>12,90</b>	<b>11,81</b>	<b>3,11</b>	<b>2,64</b>
$\sigma_{Min}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	<b>-3,93</b>	<b>5,23</b>	<b>5,57</b>	<b>1,96</b>	<b>6,03</b>	<b>6,94</b>	<b>11,72</b>	<b>8,99</b>
	$\sigma_{inf}$	<b>12,75</b>	<b>13,18</b>	<b>13,87</b>	<b>14,09</b>	<b>11,04</b>	<b>8,74</b>	<b>-0,38</b>	<b>-0,99</b>

## Chapitre VII : Etude de la précontrainte

### VII.5.3 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

#### VII.5.3.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS

- **Détermination de la contrainte tangentielle «  $\tau$  » :**

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}, \text{ Avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Avec :

- **Vred** : effort tranchant réduit.
- **Sn** : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis).
- **bn** : largeur nette de la section.
- **In** : moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII-21 Contrainte tangentielle «  $\tau$  »**

Bn	$\sigma_x$	$\tau_1$	Vser	Vred	Sn	In	Bn	$\tau$
m <sup>2</sup>	MPa	MPa	MPa	MPa	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	m	MPa
1.35	4.13	2.43	0.95	0.49	0.40	0.43	0.52	0.89

On constate que :  $\tau = 0.89 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2.43 \text{ MPa}$

Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

#### VII.5.3.2 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

##### ➤ Vérification des bielles comprimées

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

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

$\sigma_x, \sigma_y$  : représentent les contraintes normales au niveau de G ;  $\sigma_x = P/B_n$

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle ultime,  $\tau_u = \frac{V_{u-red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$

Tableau VII-22 Détermination de l'angle  $\beta_u$

Bn	$\sigma_x$	$\tau_u$	Vult	Vred	Sn	In	Bn	$\beta_u$
m <sup>2</sup>	MPA	MPA	MPA	MPA	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	m	
1.35	4.13	1.49	1.29	0.82	0.40	0.43	0.52	17.92°

### ➤ Vérification de la résistance des armatures transversales

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[ \tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u$$

- $A_t$  : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
- $S_t$  : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
- $f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.
- $\gamma_s = 1,15$  : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
- $b_n$  : Largeur nette de la section d'appui.
  - $\frac{A_t}{S_t} > 4,124 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Nous retiendrons donc un cadre HA 10 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 20 m à mi-travée.

## VII.6 ARMATURES PASSIVES DES POUTRES

### VII.6.1.1 Armatures passives des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale  $A_s$

$$M_R \gg M_{d,MAX}$$

$$M_{R \text{ poutre}} + M_{R S} \gg M_{d,MAX}$$

$$A_p \cdot f_{yp} \cdot Z_p + A_s \cdot f_{ys} \cdot Z_s \gg M_{d,MAX}$$

$$A_p = 140 \text{ mm}^2$$

$$f_{yp} = 0.75 \cdot 1770 = 1327.5 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{M_{d,MAX} - A_p \cdot f_{yp} \cdot Z_p}{f_{ys} \cdot Z_s}$$

$$\checkmark A_s = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark 4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

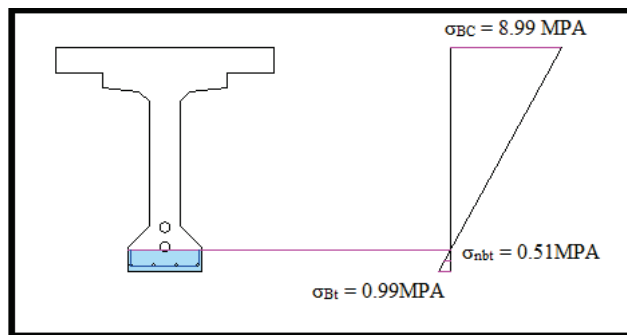


Figure VII-6 Diagramme des contraintes à mi-travée.

## VII.6.1.2 Les armatures de peau

**Transversales :** 2 cm<sup>2</sup> / ml placé sur le pourtour.

**Longitudinale :** Pour les armatures de peau on prend 3 cm<sup>2</sup> / ml de périmètre de section

→  $A_{pl} \geq 3 \times 5.1620 = 15.486 \text{ cm}^2$ .

$A / B > 0,1\%$

→  $A / B = 15.486 / 3850 = 0.40\% > 0.1 \%$ . On prend : **20HA12**.

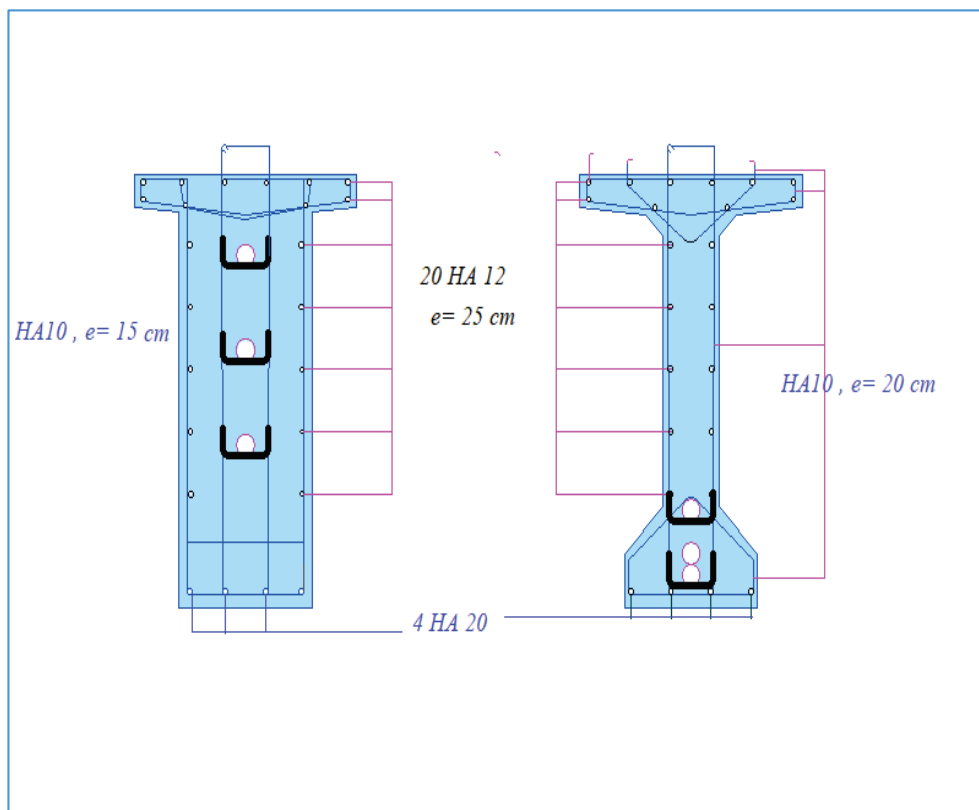


Figure VII-7 Ferrailage des sections de la poutre.

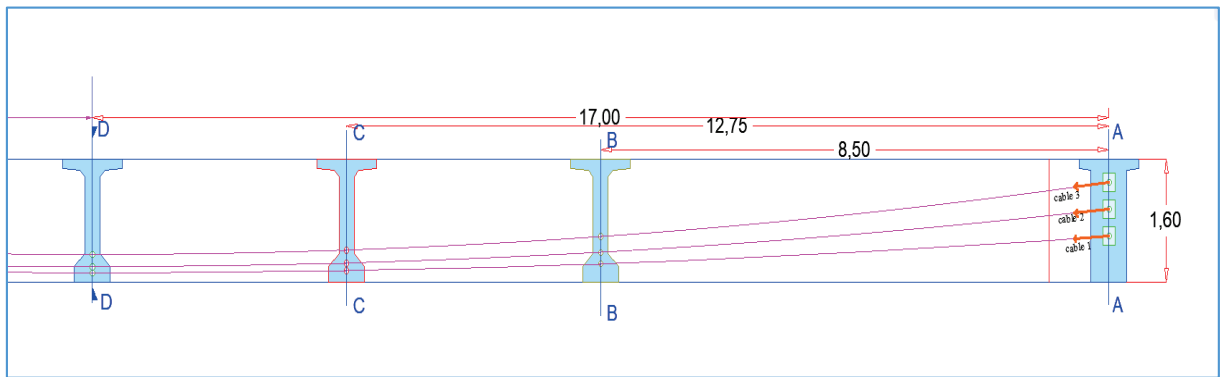


Figure VII-8 Tracé de la précontrainte - coupe longitudinale-

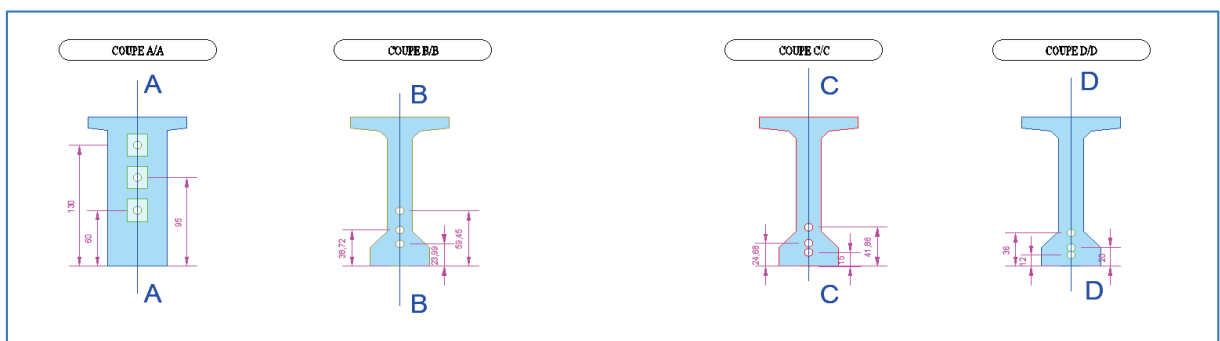


Figure VII-9 Les différentes coupes de la précontrainte.

## CONCLUSION

L'étude de la précontrainte, nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante.



# CHAPITRE VIII

ETUDE DE TABLIER



### CHAPITRE VIII : ETUDE DE TABLIER

#### VIII.1 INTRODUCTION

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la Précontrainte. Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaître sur certaines sections.

#### VIII.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES

On utilise Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 pour la détermination des différentes flèches.

##### VIII.2.1 Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche). Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie.

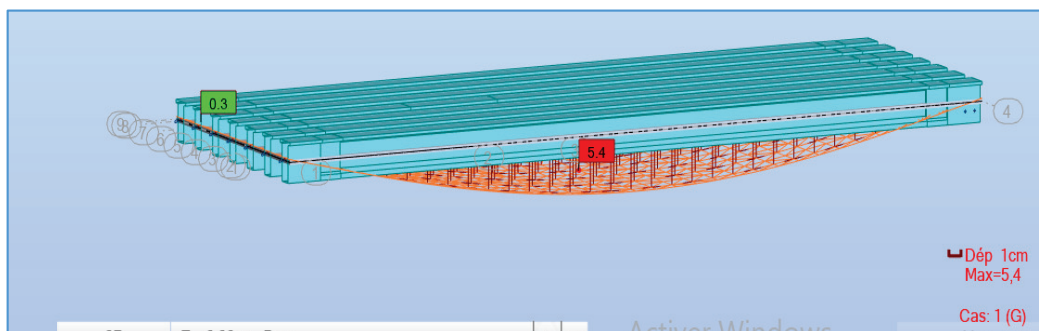


Figure VIII-1 Flèche max de la poutre due à poids propre (G).

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 5.4 cm.

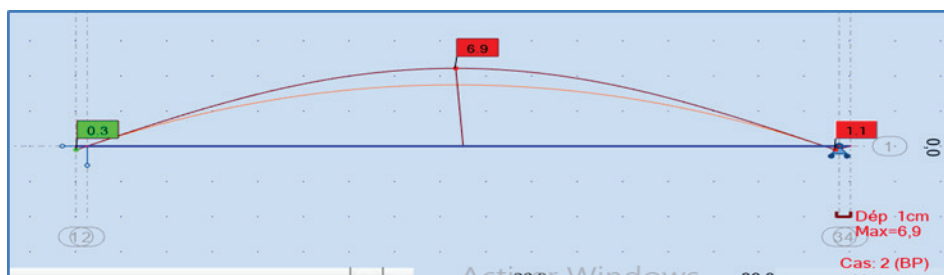
$$f_G = 5.4\text{cm}$$

##### VIII.2.2 Contre flèche de précontrainte

**Données de calcul :**

$$P_{\text{Câble moy}} = 6.74 \text{ MN (mise en tension à 100 \%)}$$

$$e_0 = -7 \text{ cm et } e_1 = 61 \text{ cm}$$



**Figure VIII-2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.**

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension a 100 % pour les quatre câbles) est égale à 6.9 cm.

$$f_p = - 6.9 \text{ cm.}$$

### VIII.2.3 Flèche due à la construction

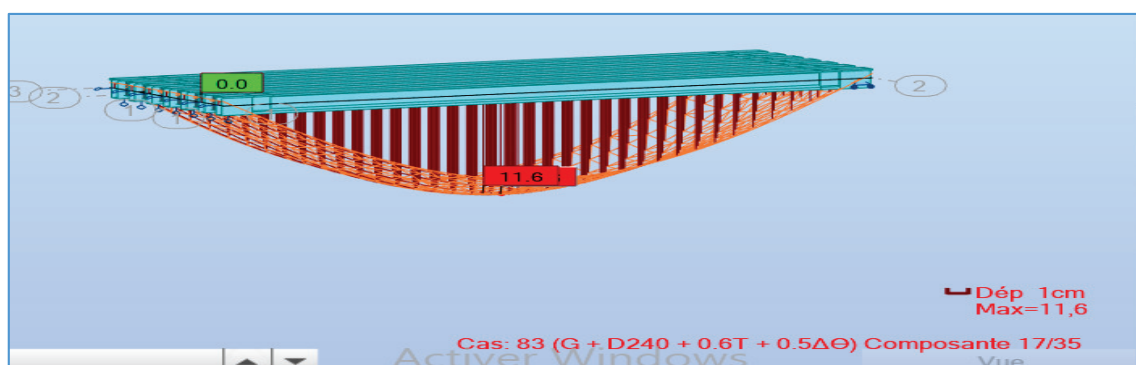
La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(|f_p| - f_G) = 3/4 (|-6.9|-5.4) = 1.125 \text{ cm}$$

$$f_c = 1.125 \text{ cm}$$

### VIII.2.4 Flèche maximale à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul :



**Figure VIII-3 Flèche max de la poutre à l'ELS.**

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est égale à 11.6cm.

$$f_{ELS} = 11.60 \text{ cm}$$

### VIII.2.5 Flèche totale

La flèche réelle maximale du tablier en service est égale à :

$$f_{tot} = f_{ELS} + f_p + f_c = ((1.125) + (-6.9) + 11.60) =$$

$$f_{tto} = 5.825 \text{ cm}$$

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges :  $f_t = 5.825 \text{ cm}$  est inférieur à la flèche admissible :  $(f_{adm} = L/500 = 34/500 = 6.8 \text{ cm}) \rightarrow f_t < f_{adm}$

Donc on conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

### VIII.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE

#### VIII.3.1 Principe de ferrailage :

Les entretoises ont pour rôle d'encasturer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier. Leur ferrailage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un véringage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

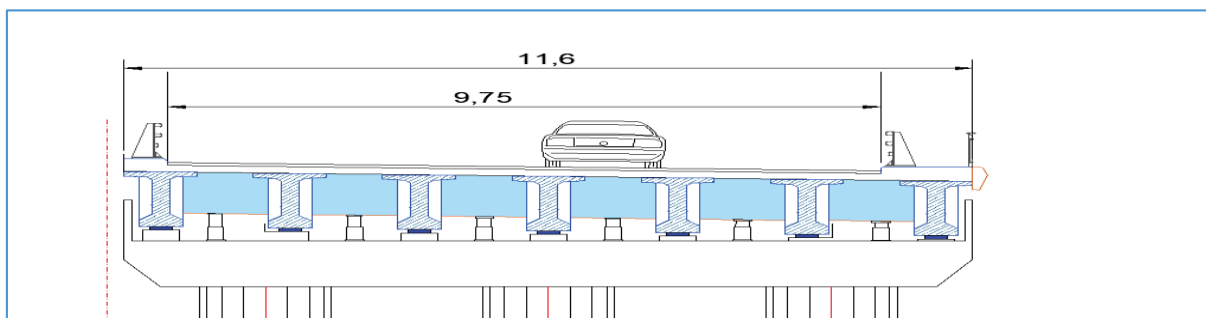


Figure VIII-4 Position des vérins.

#### VIII.3.2 Évaluation des efforts :

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue de 11.60 m de longueur, reposant sur six appuis, et supportant son poids propre (charge uniformément répartie) et le poids des poutres, de la dalle et de complément de charges permanentes (charges concentrées, obtenues à partir des réactions sous charges permanentes sans prendre en compte le poids des entretoises).

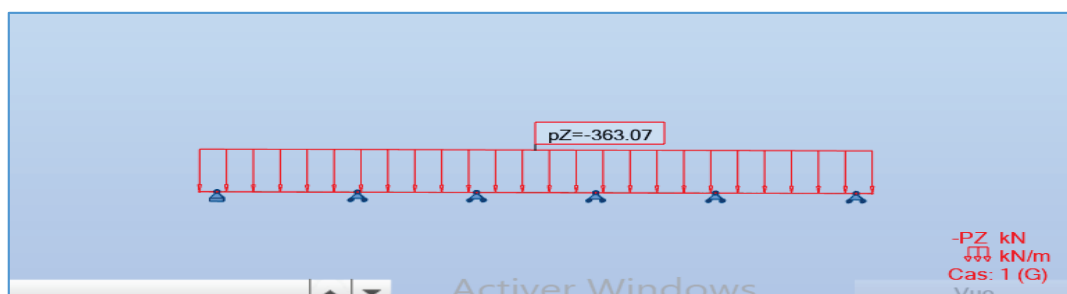


Figure VIII-5 Modèle de calcul.

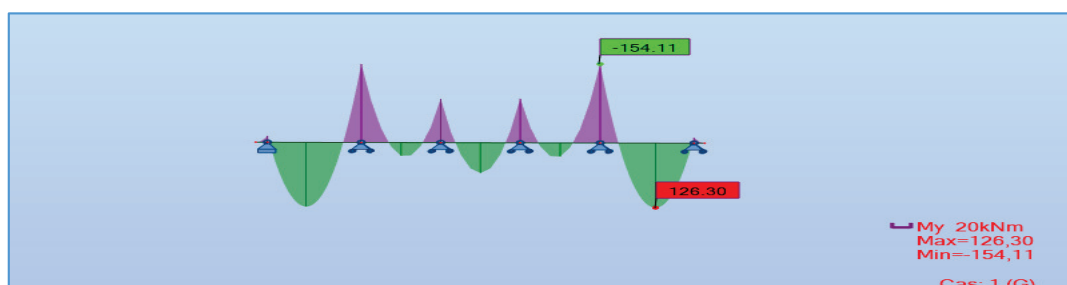


Figure VIII-6 Moment du poids propre à l'ELS.

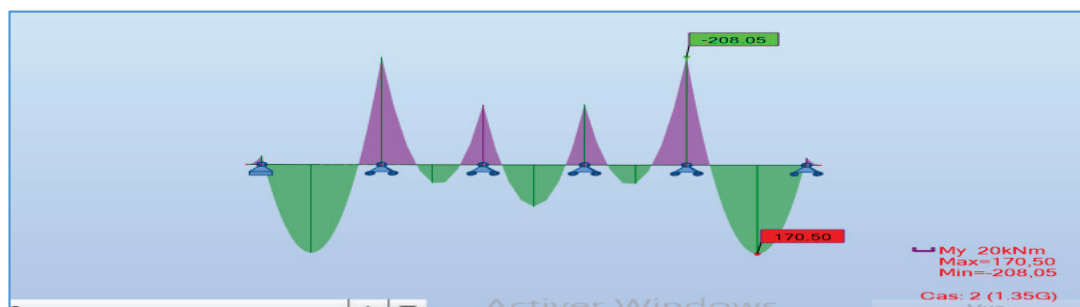


Figure VIII-7 Moment du poids propre à l'ELU.

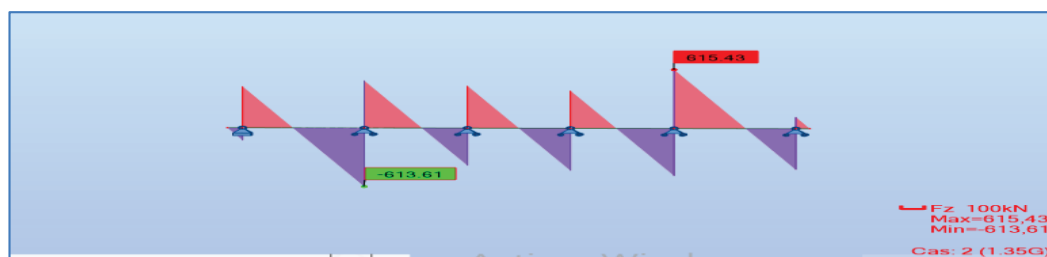


Figure VIII-8 L'effort tranchant du poids propre à l'ELU.

### VIII.3.3 Ferrailage

D'après les diagrammes ci-dessus on a les moments max à ELS sont :

- Fibre supérieure :  $M_{max} = 154.11 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieure :  $M_{max} = 126.30 \text{ KN.m}$

La section de ferrailage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

- **Ferrailage nappe supérieure** (Sur appui) :

Armatures principales  $A_s = 6.30 \text{ cm}^2$  **Voir Annexe**

On opte pour (6HA12) =  $6.78 \text{ cm}^2$

- Armatures de peau (sens des poutres) : Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$ . On opte pour HA12, avec un espacement de 15 cm.

- **Ferrailage nappe inférieure** :

- Armatures principales  $A_s = 5.10 \text{ cm}^2$  **Voir Annexe**

On opte pour 3HA16 ( $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 15 cm.

### Cadres transversales (Effort tranchant) :

On opte pour des cadres de HA8, avec un espacement de 15 cm. **Voir Annexe**

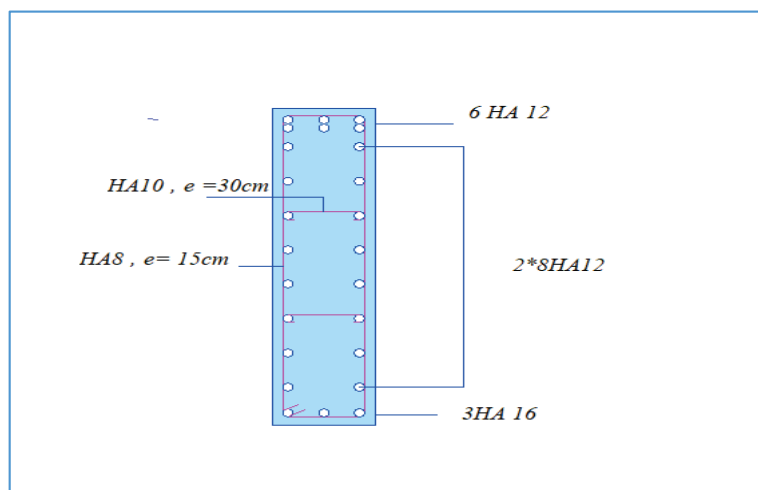


Figure VIII-9 Ferrailage de l'entretoise.

### • ETUDE DE L'HOURLDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier. Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprendre ces efforts. Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

### VIII.3.4 Ferrailage sous la flexion transversale

#### VIII.3.4.1 La modélisation de la dalle

La dalle est modélisée comme un élément de barre de section ( $0.20 \times 11.6 \text{ m}^2$ ) sur 1 mètre linéaire repose sur 7 appuis.

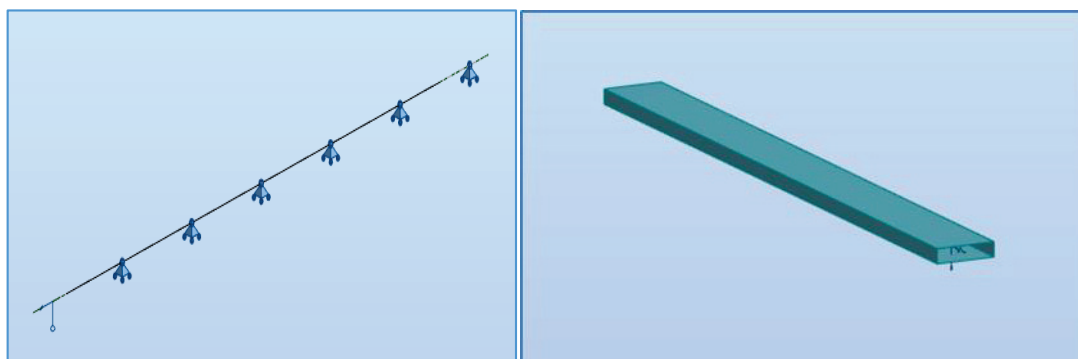


Figure VIII-10 Modélisation de l'hourdis.

### I.1.1 Evaluation des efforts

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

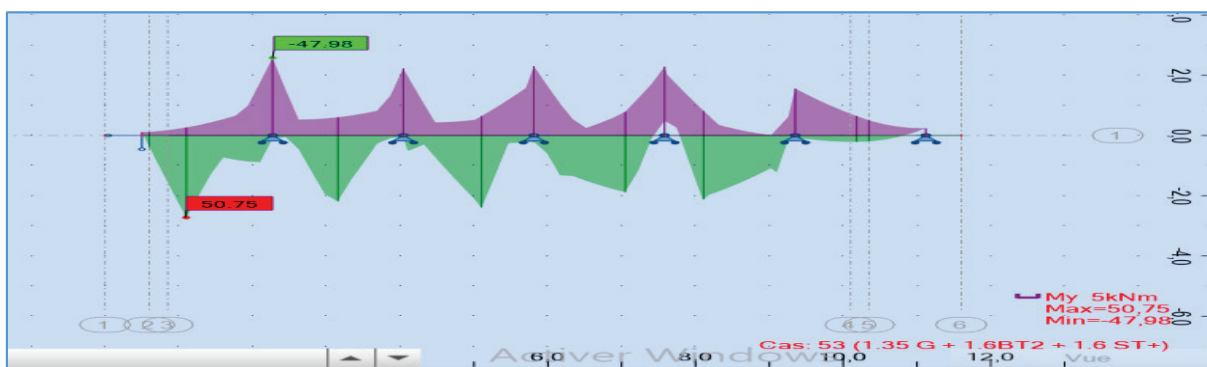


Figure VIII-11 Moment max à l'ELU

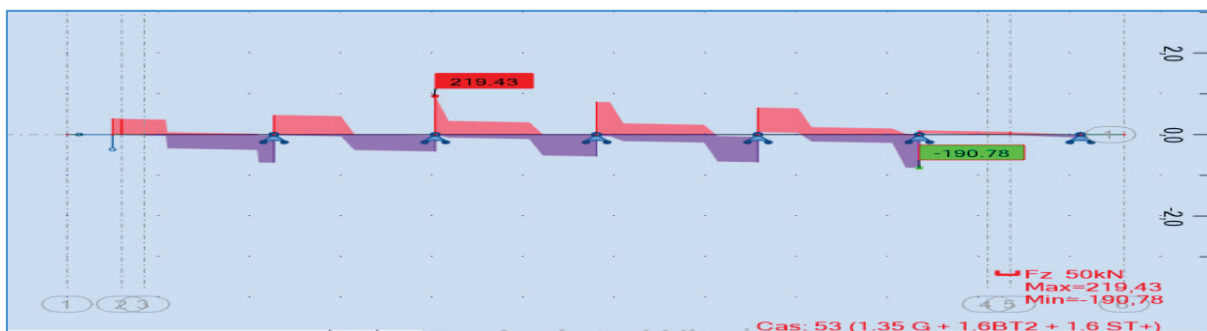


Figure VIII-12 Effort tranchant max à l'ELU.

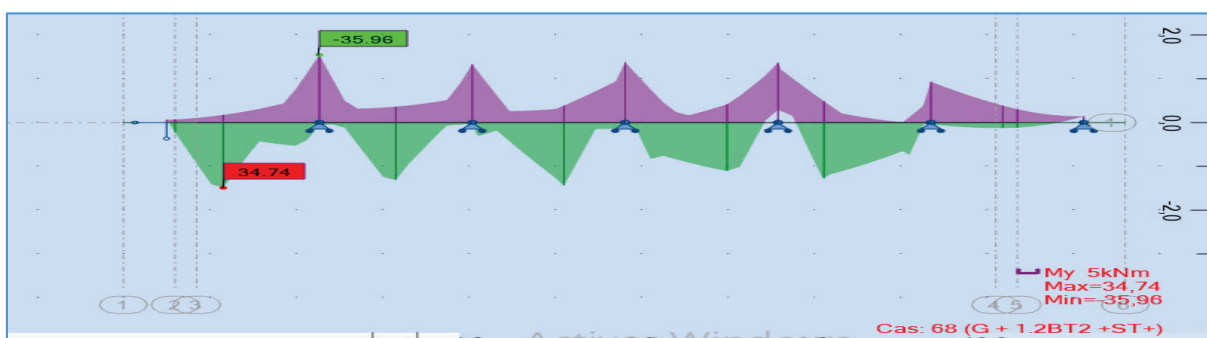


Figure VIII-13 Moment max à l'ELS.

D'après les diagrammes ci-dessus on a les moments max à l'ELU sont :

- Fibre supérieure :  $M_{ELU} = 47.98 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieure :  $M_{ELU} = 50.75 \text{ KN.m}$

Les moments max à l'ELS sont :

- Fibre supérieure :  $M_{ELS} = 35.96 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieure :  $M_{ELS} = 34.74 \text{ KN.m}$

### VIII.3.4.2 Ferrailage de la dalle

La section de ferrailage de dalle est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

#### Ferrailage nappe supérieure (Sur appui) :

- **Armatures transversale**  $A_s = 6.8 \text{ cm}^2$  **Voir Annexe**

On opte pour **2 HA14** ( $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$ ) + **4 HA12** ( $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ ) = **7.6 cm<sup>2</sup>**

avec un espacement de 20 cm ; enrobage = 3 cm.

- **Armatures longitudinale de construction (sens des poutres) :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$ . On opte pour HA10 ; avec un espacement de 20 cm. Un enrobage minimal :  $C = 3\text{cm}$ .

#### Ferrailage nappe inférieure :

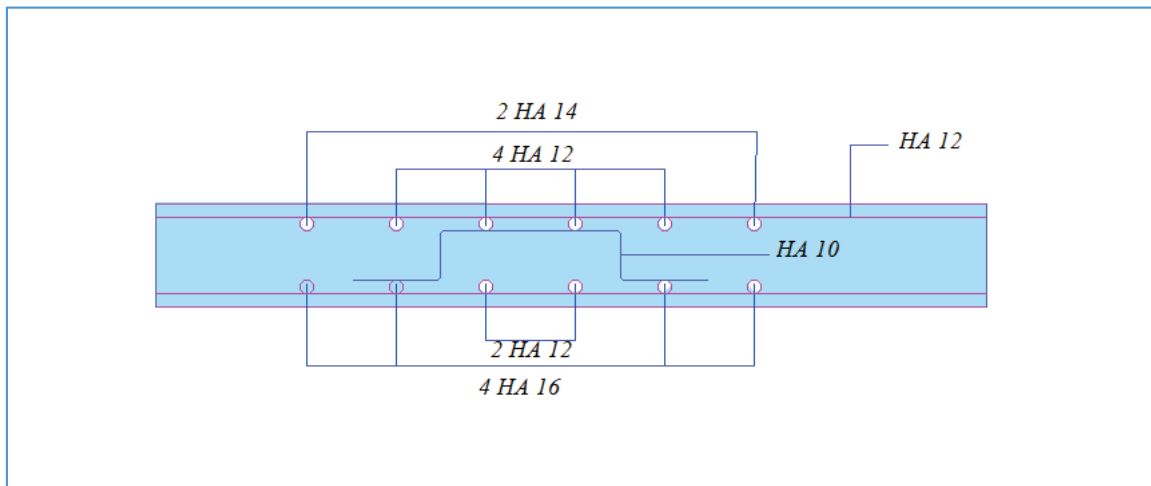
- **Armatures transversale**  $A_s = 7.2\text{cm}^2$  **Voir Annexe**

On opte pour **4HA16** ( $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$ ) + **2HA12** ( $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$ ) = **10.3 cm<sup>2</sup>**

; avec un espacement de 20 cm. ; enrobage = 3cm

- **Armatures longitudinale de construction (sens des poutres) :**

On opte pour des cades de HA12 ; avec un espacement de 20 cm. Un enrobage minimal  $C = 3\text{cm}$ . **Voir Annexe**



**Figure VIII-14 Ferrailage de la dalle (coupe transversale).**

### VIII.4 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu dimensionner et vérifier l'hourdis du pont, comme on a déjà dit dans l'introduction. Dans la suite de ce mémoire nous entamerons l'étude sismique et de l'infrastructure et les différentes vérifications ont effectué.



# CHAPITRE IX

## ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT



### CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

#### IX.1 INTRODUCTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Au présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme). Ce chapitre est consacré à l'étude sismique qui sera appliquée en détails afin de comprendre le comportement réel de ce type de pont.

#### IX.2 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON « RPOA »

Pour la prise en compte du risque sismique, le RPOA classe les ponts selon plusieurs critères.

Dans notre cas, nous avons les caractéristiques suivantes :

Classification du pont	Groupe 2
Classification de la zone sismique	Wilaya de Chlef : III
Coefficient d'accélération de zone	A = 0,3
Classification du site	Catégorie S3 (meuble)

#### IX.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle, soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

Cette méthode s'applique aux ponts remplissant simultanément les critères suivants :

- **Critère n°01 : « Masse modale »**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevrete). Autrement dit, la masse des piles **M<sub>p</sub>** doit être inférieure à 43% de la masse totale

$MT = G + \alpha Q$  ( $Q = 0$  car notre ouvrage n'est pas un pont urbain) :

$$M_p = M_{\text{Chevêtre}} + M_{\text{pile}} < 0,43 M_T = 0,43 (G \times \text{Nombres de travées})$$

$$M_p = 5010,89 \text{ KN} < 0,43 \times 35\ 302,5 = 15\ 171,97 \text{ KN (Condition vérifiée).}$$

- **Critère n°02 : « Angle de biais »**

L'ouvrage étudié n'est pas en biais, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

- **Critère n°03 : « Angle de courbure »**

L'ouvrage étudié ne présente pas de courbure, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

### IX.3.1 EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis.

- $K_{A\text{-app}} = G \times \frac{a \times b}{T}$
- $K_{\text{pile}} = n \times \frac{3EI_l}{h^3} \rightarrow \text{Sens longitudinal} \quad / \quad K_{\text{pile}} = \frac{3EI_t}{h^3} \rightarrow \text{Sens transversal}$
- $K_{\text{app}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{pile}}} + \frac{1}{k_{A\text{-app}}}}$

Avec :

**G** : Module de cisaillement de l'appareil d'appui,  $G = 0.9 \text{ MPA}$  en cas statique, et  $1.2 \text{ MPA}$  en cas dynamique.

**a, b, T** : Sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur de l'élastomère.

$$a \times b = (500 \times 300) \text{ mm}^2 / T = 60 \text{ MM.}$$

**n** : Nombre de fûts composant la pile ;  $n = 3$ .

**E** : Module de déformation instantanée du béton ; **E = 30 000 MPA.**

**I<sub>l</sub>** : Moment d'inertie longitudinale d'un seul fût ;  $I_l = \frac{\pi D^4}{64}$ .

**I<sub>t</sub>** : Moment d'inertie transversale de la pile (**Théorème de Huygens**).

**h** : hauteur des fûts.

**NB** : En ce qui concerne la culée, qui est considérée comme infiniment rigide, la rigidité totale sera égale directement à la rigidité des appareils d'appuis (**K<sub>A-app</sub>**).

Tableau IX-1 Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.

Appui	H (m)	$K_{Pile}$ (MN/m)	$K_{A-appui}$ (MN/m)	$n_{A-app}$	$K_{app}$ (MN/m)
C1/C2	/	INF	3	7	21,00
P1	11,4	157,37	3	14	33,15
P2	20,4	27,46	3	14	16,60
P3	13,5	94,76	3	14	29,10
P4	9.75	251,57	3	14	35,99

Tableau IX-2 Raideurs dynamiques transversales des appuis.

Appui	H (m)	$K_{Pile}$ (MN/m)	$K_{A-appui}$ (MN/m)	$n_{A-app}$	$K_{App}$ (MN/m)
C1/C2	/	INF	3	7	21,00
P1	11,4	6874,67	3	14	41,75
P2	20,4	1199,71	3	14	40,58
P3	13,5	4139,66	3	14	41,57
P4	9.75	10988,85	3	14	41,84

IX.3.2 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE

IX.3.2.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal

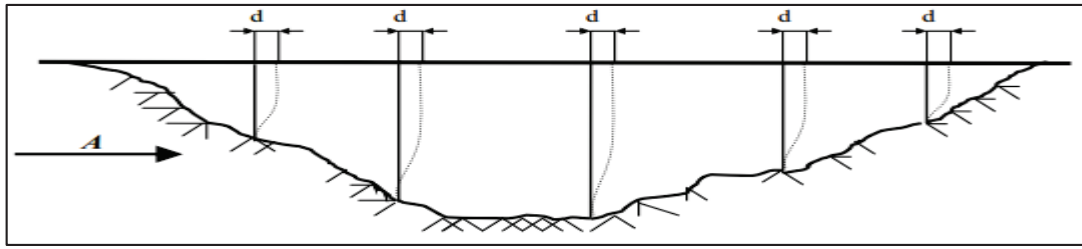


Figure IX-1 Séism logitudinale.

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée :

$$F = M \cdot Sa (T)$$

Où :

**M** : la masse effective totale de la structure ; **M = 6518.59 t**

**S(T)**: l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T

$$Sae(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} A \cdot g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5 \cdot \eta - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \cdot \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

**g** : Accélération de la pesanteur (**g=9.81m/s<sup>2</sup>**).

**T** : Période fondamentale de l'ouvrage ; **T = 2π √(K/M) = 1.23 S**

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. **T<sub>1</sub>= 0.2 s** et **T<sub>2</sub>= 0.5 s**

**S** : Coefficient de site. **S=1.20**

**A** : coefficient d'accélération de zone (**A=0.3**).

$\eta$  : facteur de correction de l'amortissement.  $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)}$  avec  $\xi$  : taux d'amortissement (en %). Béton armé : 5%.

### Application numérique :

Nous avons :  $T_2 = 0,50 \text{ s} \leq T = 1,23 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s}$

Donc :  $Sae(T) = 2,5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S\left(\frac{T_2}{T}\right) = 4,61 \text{ m/s}^2$

Et :  $F = M \times Sae(T) = 16532,70 \text{ kN}$

### Déplacement du tablier par rapport au sol :

Le déplacement a pour expression:  $d_{L-\text{Tablier}} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times Sae(T) = 10,7 \text{ cm}$

La force horizontale F se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K} \times F$$

**Tableau IX-3 Distribution des forces sismiques longitudinales pour chaque appui.**

Piles	$K_{\text{appui}}$	$K_T$	F	$F_{\text{appui}}$
	(MN/m)	(MN/m)	(kN)	(kN)
C1 / C2	21.00	156.85	16532.7	2213.5
P1	33.15	156.85	16532.7	3494.4
P2	16.60	156.85	16532.7	1750.2
P3	29.10	156.85	16532.7	3067.4
P4	35.99	156.85	16532.7	3793.6

### IX.3.2.2 Evaluation de l'effort sismique transversale

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode de calcul monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

Nous avons :

$$\frac{L}{B} = \frac{170.4}{11.6} = 14.69 > 5 \rightarrow \text{On applique le modèle à tablier flexible.}$$

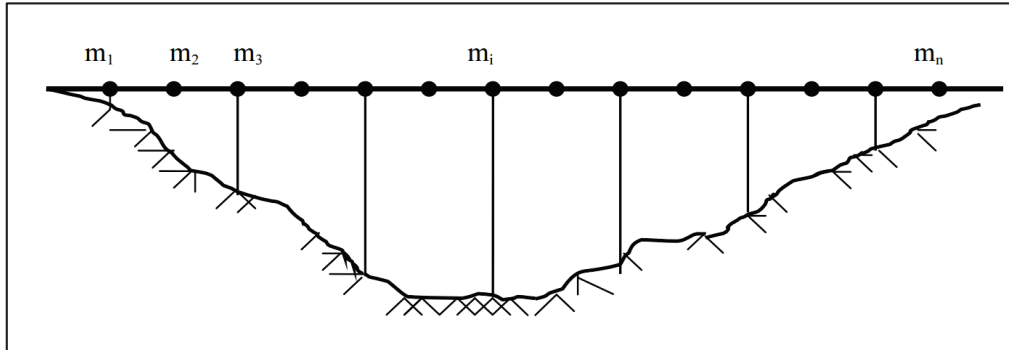


Figure IX-2 Sisme transversale.

Dans certains cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y pas d'interaction importante entre des piles adjacentes, dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la  $i^{\text{ème}}$  pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times Sa(T_i)$$

$M_i$  :est la masse effective attribuée à la pile (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

$T_i$  : est la période fondamentale de la même pile.  $T = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau IX-4 Distribution des forces sismiques transversales pour chaque appui.

Appui	$M_i$ (Kg)	$T_i$ (s)	$S_a$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_i$ (kN)
C1/C2	877 298	0,91	2.42	2125,92
P1	947 984	0,96	2.30	2178,84
P2	893 791	0,92	2.39	2139,76
P3	864 339	0,90	2.44	2112,56
P4	864 339	0,81	2.71	955,37

### I.1.2 Composante verticale du séisme

Pour les tabliers de ponts en béton précontraint, seuls les ponts se situant en zone de forte sismicité (**zones IIb et III**) doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme (**RPOA 5.4**).

- **COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE**

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E_{\text{long}} = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_{\text{trans}} = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_{\text{vert}} = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

**Tableau IX-5 Effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.**

Appui	$E_{\text{long}}$ (KN)	$E_{\text{trans}}$ (KN)	$E_{\text{vert}}$ (KN)
C1/C2	3398,5	3868,58	2597,59
P1	4865,42	3630,30	4407,39
P2	3465,9	3448,21	5036,44
P3	4784,4	3847,66	5432,89
P4	5164,7	3720,146	4497,28

- **APPAREIL D'APPUIS**

Le tablier repose sur les appuis par l'intermédiaire de l'appareil d'appuis conçus pour transmettre les efforts de tablier verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appuis métalliques.

Notre choix s'est porté sur appareils d'appuis élastomère frette de types B. Ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 m.

Il est précisé que les valeurs données sont en fonction de  $\sigma_p$ . Pour une descente de charge donnée, le coefficient de frottement est calculé à partir de la contrainte à l'ELU.

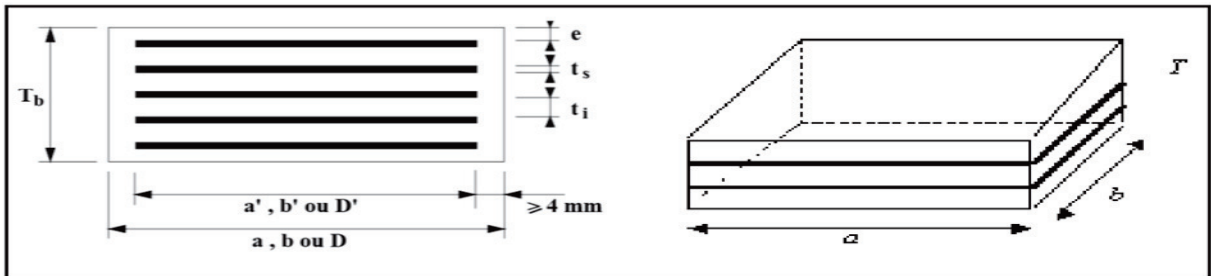


Figure IX-3 Les dimensions de l'appareil d'appui.

➤ Aire l'appareil d'appui

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

$$\frac{R_{max}}{(a \times b)} \leq \sigma_m = 20MPa$$

a : coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

$R_{max}$  : réaction d'appuis maximale à L'ELU ( $R_{max} = 1.29$  MN).

$\sigma_m$  : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis varie entre 20-25 MPa, On prend  $\sigma_m = 20$  MPa

D'où :  $a \times b \geq 645 \text{ cm}^2$

On prendra : **a = 300 mm et b = 500 mm**

IX.3.3 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

$$\frac{\max(a,b)}{10} \leq T \leq \frac{\max(a,b)}{5} \rightarrow 50 \text{ mm} \leq T \leq 100\text{mm.}$$

➤ Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \end{array} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 10.42 \end{array} \right.$$

$$t_s \geq 2\text{mm}$$

$$\sigma_m = \frac{R_{\max}}{a \times b} = 8.60 \text{ MPa}$$

$\sigma_e$  : contrainte limite de traction des frettes ( $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$ ).

$G = 0.90 \text{ MPa}$  (cas statique).

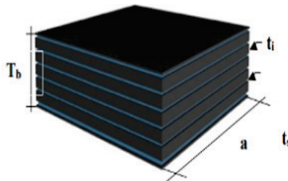
D'où :  $t_s = 3 \text{ mm}$

On prendra :

Les dimensions de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après

**Tableau IX-6 Dimension de l'appareil d'appui.**

Dimensions	Valeurs (mm)	Dimensions	Valeurs (mm)
a	300	n	4
b	500	e	6
t <sub>i</sub>	12	T <sub>b</sub>	75
t <sub>s</sub>	3	T	60



$t_i$  : Feuilles d'élastomère  
 $t_s$  : Frettes métalliques  
 $n$  : Enrobage des chants  
 $e$  : Enrobage extérieur  
 $T$  : épaisseur totale de l'élastomère.  
 $n$  : nombre de feuilles élémentaires.

### IX.3.4 Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par

$$G + P + E + 0.4 \Delta T + D + \Psi Q$$

$\Psi$  : est un coefficient de combinaison pris égale à 0 (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

#### IX.3.4.1 Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité en résistance en compression du matériau est pris égal à 1.5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduit par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

$$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa} ; \text{ avec } \sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \frac{1.29}{0.3 \times 0.5} = 8.60 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition vérifie.}$$

#### IX.3.4.2 Stabilité au flambement

$$\gamma_s \times P_u < P_c$$

Avec :

$\gamma_s = 3$  coefficient partielle de sécurité.

$P_u$  : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons à l'ELU.

$P_c$  : la charge critique de l'appareil d'appui donne par la formule suivant :  $P_c=4.G.B.S^2.d/h$

$B$  : l'aire nominale de l'appui ( $a \times b$ ).

$d$  : somme d'une épaisseur de la frette et d'une épaisseur d'élastomère.

$h$  : hauteur total de l'appareil d'appui.

$S$  : facteur de forme ;  $s = \frac{a \times b}{2 \times l_i(a+b)}$

$$S=7.81 ; h=0.075m ; B=0.15m^2 ; d=0.015m.$$

$$P_c=8.79 \text{ MN} ; P_u=1.29 \text{ MN} \rightarrow 3.87\text{MN} \leq 8.79\text{MN} \rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

### IX.3.4.3 Limitation de la distorsion

La distorsion  $\delta = \tan(\gamma)$ , rapport du déplacement horizontal à la hauteur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$\bullet \quad \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) \times (0.27 - P) \quad \text{si } P = P_u / P_c \leq 0.25$$

$$\bullet \quad \delta_c = 1.4(1-2P) \quad \text{si } P = P_u / P_c \geq 0.25$$

Avec :

$$\delta = d/T_b$$

$\delta$  : la distorsion de l'appareil d'appui.

$d$  : déplacement horizontal.

$$T_b = 75\text{mm}$$

$$P=0.147 \leq 0.25 \rightarrow \delta_c = 0.85$$

$$d = d_{\text{seisme}} + d_{\text{flu}} + 0.4 d_T + 0.2 \times d_{\text{def}} = 0.092 + 0.0091 + 0.0041 \times 0.4 + 0.2 \times 0.0066 = 0.104\text{m}$$

$$\delta = 1.39 < \delta_c = 0.99 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

→ On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

### IX.3.4.4 Condition de non-glissement

Condition de non-glissement se vérifie par la formule suivante :

$$H \leq f \times N$$

Avec :

$H$  : l'effort horizontal.

$f$  : coefficient de frottement.  $f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$

$N$  : l'effort de compression verticale.

### Pile:

$$N = 0.96 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 6.40 \text{ MPa. D'où : } f = 0.10 + 0.6 / 6.40 = 0.19$$

$$H = E_{\text{long}} + H_{\text{flv}} + 0.4 H_T = 0.43 \text{ MN.}$$

$$0.43 < 0.19 \times 0.96 = 0.19 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition non-vérifiée.}$$

### Culée:

$$N = 0.83 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 5.55 \text{ MPa. D'où : } f = 0.10 + 0.6 / 5.55 = 0.21$$

$$H = E_{\text{long}} + H_{\text{flv}} + 0.4 H_T = 0.035 \text{ MN.}$$

$$0.46 < 0.21 \times 0.83 = 0.17 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition non-vérifiée.}$$

→ Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement (tiges fixées dans plaques d'ancrage sur les 4 coins).

### IX.4 DES D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armé posé sur le sommier d'appui où se posent les appareils d'appuis, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

#### IX.4.1 Dimensionnement des dés d'appuis

D'après le document SETRA, appuis du tablier (P.P.73) les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis.

- Pour un déplacement pour les deux cotés on prend :

$$A = a + 100 + 50 = 300 + 100 + 50 \rightarrow \mathbf{A = 450 \text{ mm.}}$$

$$B = b + 100 + 50 = 500 + 100 + 50 \rightarrow \mathbf{B = 650 \text{ mm.}}$$

- La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

$$H \geq \frac{a \times b}{(a+b)} \quad \text{Avec : } a \text{ et } b \text{ sont des dimensions en plan de l'appareil d'appui.}$$

$$H \geq 187,5 \text{ mm on prendra } \mathbf{H = 200 \text{ mm.}}$$

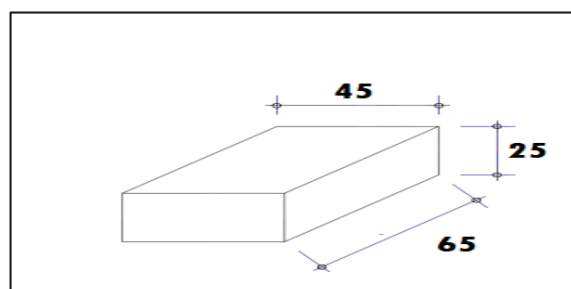


Figure IX-4 Dimension du dé d'appui.

### IX.4.2 Ferrailage des dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

- **Armatures de chainage**

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

La section calculée doit reprendre un effort  $N = 25\% N_{\max}$  :

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.29}{434.78} = 7.42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 6 HA14. (As = 9.24 cm}^2\text{)}$$

- **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.29}{434.78} = 3.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 4 HA12. (As = 4.52 cm}^2\text{)}$$

- **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.29}{434.78} = 1.18 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 2 HA10. (As = 1.57 cm}^2\text{)}$$

- **Frette inférieure**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre  $h/3$  et  $h$  à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 1.39}{434.78} = 2.97 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 3 HA12. (As = 3.39 cm}^2\text{)}$$

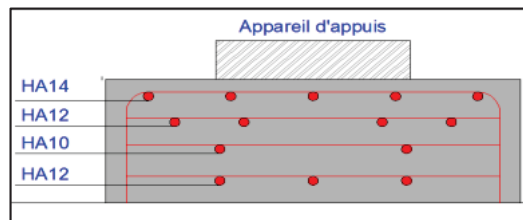


Figure IX-5 Ferrailage du dé d'appui.

### IX.4.3 Les plaques de fixation

Ils sont en acier pour assurer les positions des appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher son glissement.

Ils ont une épaisseur de 25 mm avec une section supérieure à 5 cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.

## IX.5 JOINT DE CHAUSSEE

Un joint de chaussée, ou joint de dilatation, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment,

à la structure de se dilater en fonction de la température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau.

Un joint doit avoir les propriétés suivantes :

- Assurer la liberté de mouvement du pont ;
- Donner une continuité de la surface de roulement ;
- Ne pas être une source de bruit et de vibration ;
- Avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.

### IX.5.1 Calcul de souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0,3W_T + W_S/3$$

$W$  : souffle total du joint.

$W_S$  : le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques avec la méthode monomodale.

$$W_S = d_{\text{siesme long}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_a = \frac{0,9 \times 0,9}{4 \times \pi^2} \times 4,68 = \mathbf{0.105m.}$$

$W_D$  : souffle des déformations différées (retrait + fluage)  $W_D = L \times (\epsilon_f + \epsilon_r)$ .

$W_T$  : souffle thermique  $W_T = L \times \epsilon_T$ .

$L$  : longueur de dilatation (entre les joints de chaussé 36 m).

$\epsilon_T$  : coefficient de la température.  $\xi_T = 0.0002$ .

$\epsilon_f$  : coefficient de fluage  $\epsilon_f = 3 \times 10^{-4}$ .

$\epsilon_r$  : coefficient de retrait,  $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$ .

$$W_D = 0.0091m.$$

$$W_T = 0.0041m.$$

$$W_S = 0.105m.$$

$$\text{Donc : } W = \mathbf{0.045 m = 4.50 cm}$$

### IX.5.2 Type de joint

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide d'un catalogue de joints de chaussée, on constate que pour un souffle de 4.50 cm il faut considérer la famille des joints, qui sont appelés  $W_d$  (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console, qui sont conçus pour une circulation lourde et intense.

Tableau IX-7 Modèle des joints Wd.

Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P (kN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	175	190	5

Dimensions en mm. \* P(kN) = efforts de mise en tension par fixation. \*\* Nb = Nombre de fixations par élément.

Dans mon cas l'ouvrage n'est pas biais → **Droite (100gr).**

Suivant le souffle total, on a choisi le joint **Wd60.**

### IX.6 CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme.



# CHAPITRE X

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



## **CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

### **X.1 INTRODUCTION**

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure du pont.

### **X.2 ETUDE DE LA PILE**

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : elles reprennent les efforts exercés par le tablier. Celui-ci peut-être simplement appuyé sur elles, partiellement ou totalement encastré. Les piles reçoivent donc des efforts verticaux dans le premier cas, verticaux et horizontaux dans d'autres cas où les efforts de séismiques et de freinage sont pris en considération.

#### **X.2.1 Conception de la pile/documents SETRA**

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, de la nature du site.

Nous avons opté pour la solution d'un modèle de base B, piles composées des colonnes (fûts) avec section circulaire, qui permet d'économie de la matière.

Tableau X-1 Implantation et hauteurs des piles

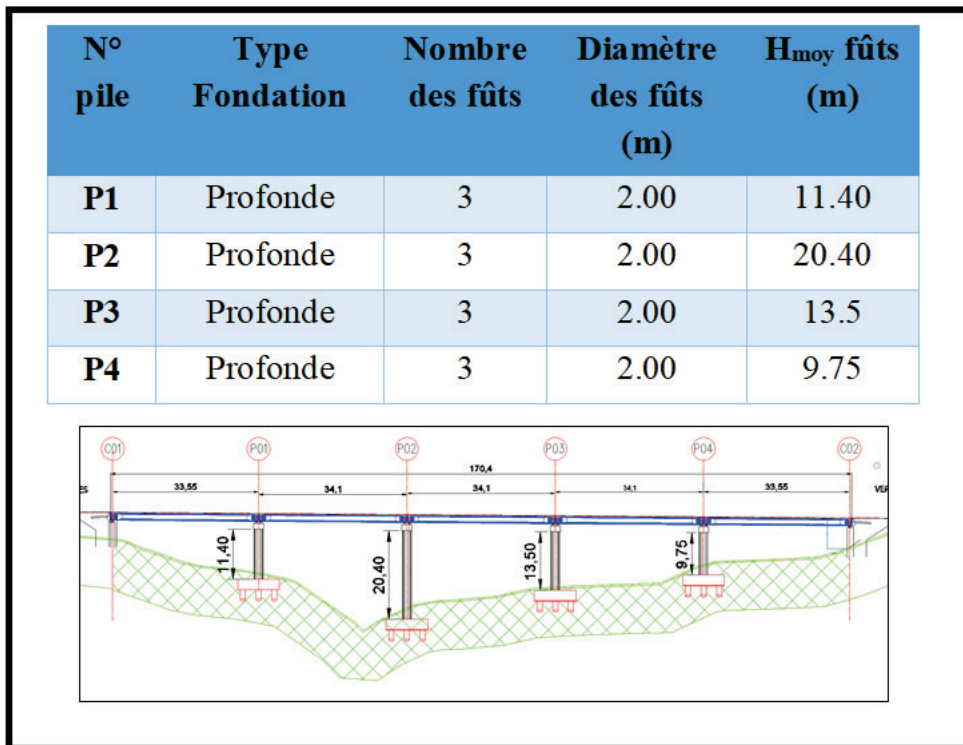


Tableau X-2 Dimension de la pile la plus haute.

Les éléments	de la pile	La condition	Les dimensions
Chevêtre	Longueur	$L=8 \times d + 2 \times (b_0/2) + 2 \times 0.30$	11.60 m
	Largeur	/	2.30 m
	Hauteur	$1\text{ m} \leq h \leq L/6$ ; $1\text{ m} \leq h \leq 2.2\text{ m}$	1.35 m
Les fûts	Diamètre	$\Phi \geq 0.60\text{ m}$ ; $\Phi \geq \frac{H_f}{10}$	2.0m
La fondation	Epaisseur	/	2.50m
	longueur	$B=a+2c$	11.60m
	Largeur	$L=3a+2(e_{\text{fut}}-a)+2 \times 1.5$	9.60m

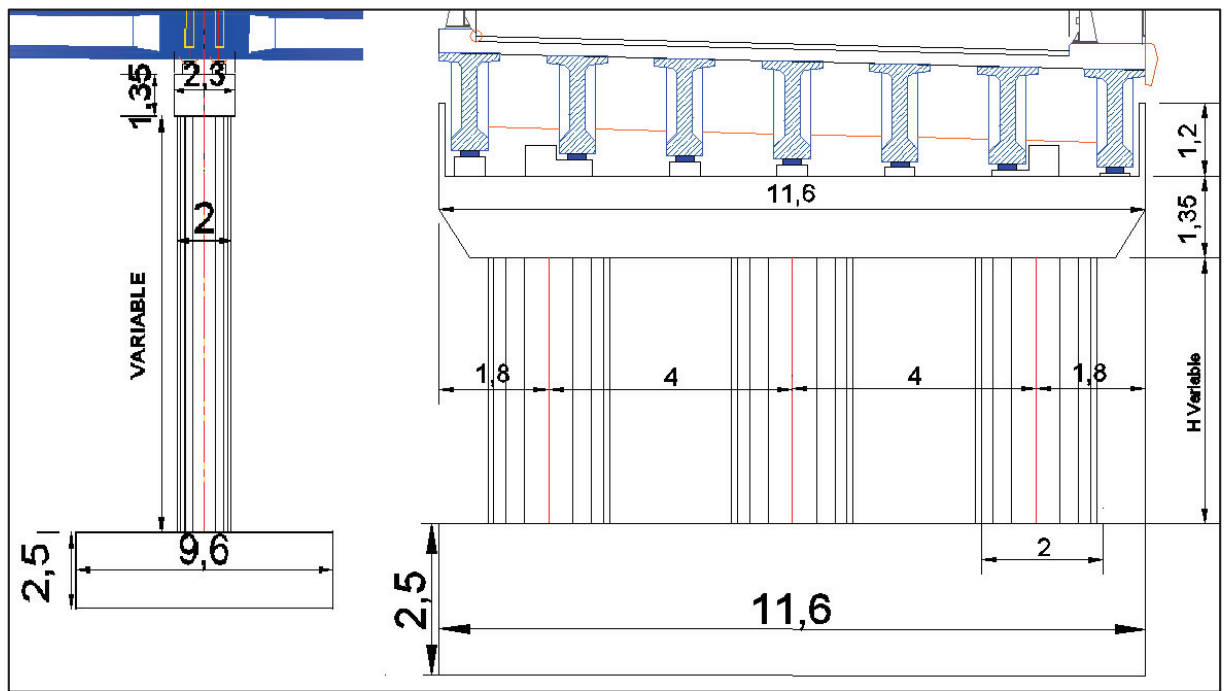


Figure X-1 Forme et dimension des piles.

### X.2.2 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élancement  $\lambda$  doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

$l_f$  : longueur du flambement de la pile la plus haute :

$l_f = 0.7 \times l_0$  : pour la partie poutre ( $l_0=20.4$ m est la hauteur du fût).

$i$  : rayon de giration de la section :  $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}}$  (transversal) et  $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}}$  (longitudinal).

Tableau X-3 Vérification de flambement de la pile la plus haute

Appuis	$l_f$ (m)	$i_y$ (m)	$i_x$ (m)	$\lambda_y$	$\lambda_x$	observation
Pile 03	6.748	0.5	0.5	13.496	13.496	C.V

→ Pas de risque de flambement

### X.2.3 Etude des éléments de la pile

#### X.2.3.1 Etude de chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges.

##### ➤ Flexion longitudinale :

Le chevêtre est reposé sur des colonnes peut présenter par le schéma statique suivant :

##### La modélisation :

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est les résultats de calcul sont illustrés dans les figures suivantes :

Les charges prises en considération :

- $G_{\max}$  de tablier
- $Q_{\max}(A(l))$ .

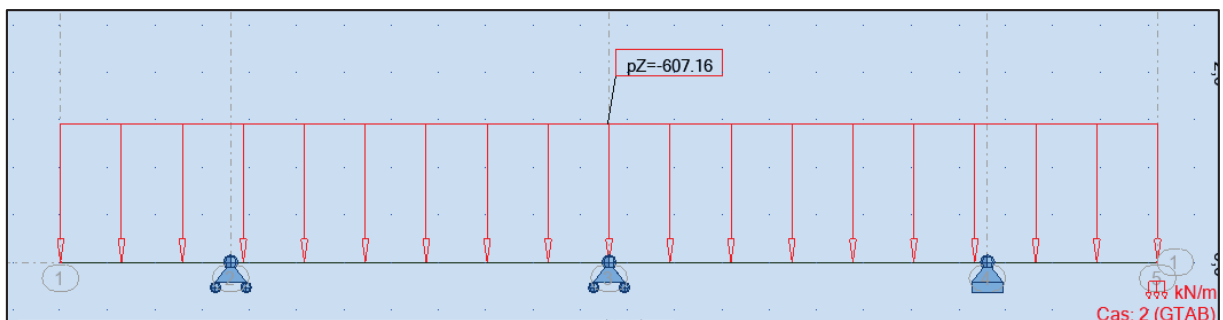


Figure X-2 Modèle de calcul.

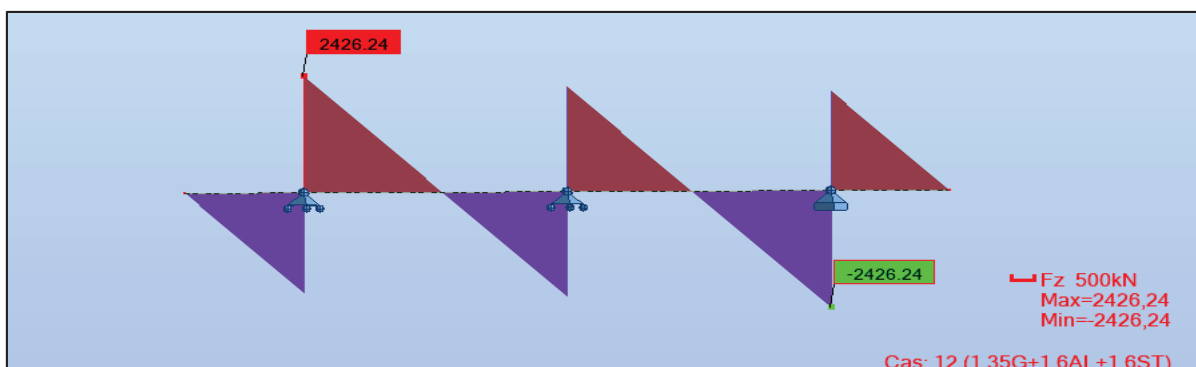


Figure X-3 Effort tranchant maximale à l'ELU

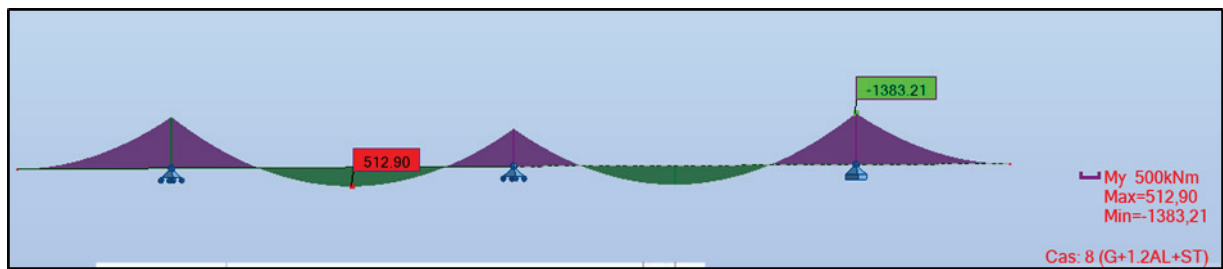


Figure X-4 Moment maximale à l'ELS

Fibre supérieure :  $M_{ELS} = -1383.21 \text{ KN.m}$  ;

Fibre inférieure :  $M_{ELS} = 512.90 \text{ KN.m}$  ;

Et :  $T_{ELU} = 2426.24 \text{ KN}$ .

➤ **Ferraillages :**

La nappe supérieure :

Les armatures longitudinales :

Le moment maximal est négatif :  $M_{sup} = -1383.421 \text{ KN.m}$  ;

Par robot expert : on a trouvé que :  $A_s \geq 29.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 715\text{HA}16 \rightarrow A_s = 30.16 \text{ cm}^2$  ;

Avec un espacement de 11 cm et enrobage de 5cm.

La nappe inférieure :

Les armatures longitudinales :

Le moment maximal est positif :  $M_{sup} = 512.9 \text{ KN.m}$

Par robot expert : on a trouvé que :  $A_s \geq 29.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 15\text{HA}16 \rightarrow A_s = 30,16 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 11cm et enrobage de 5cm.

Les armatures transversales :

Par robot expert :

1 cadre de HA14 espacement = 10 cm zone critique et 17cm zone courant.

➤ **Dimensionnement à la torsion :**

Détermination du ferraillage nécessaire peu résisté à l'effort de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevêtre et de largeur  $l_t$ .

$$l_t = l_c \quad \text{si } l_c \leq \Phi + h_c$$

$$l_t = l_c + \Phi \quad \text{si } l_c \geq \Phi + h_c$$

$$h_c = 1.35\text{m}, \Phi = 2.00\text{m}, l_c = 2.3\text{m} \text{ donc : } l_t = 2.3\text{m}$$

La contrainte tangente de torsion donne par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \times \Omega \times b_n}$$

$b_n$  : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalent,  $b_n = \frac{h_c}{6} = 0.23\text{m}$

$\Omega$  : L'aire de torsion,  $\Omega = (h_c - b_n) \times (l_t - b_n) = (1.35 - 0.23) \times (2.3 - 0.23) = 2.33\text{m}^2$

➤ **Evaluation de moment de torsion :**

Phase de construction :

$$C_1 = P_G \times e$$

$$P_G = 169.10 \text{ KN/ml}, e = 0.55\text{m} \rightarrow C_1 = \mathbf{93.00 \text{ KN.m/ml}}$$

Phase de service :

$$C_2 = P_{A(l)} \times e$$

$$P_{A(l)} = 148.59 \text{ KN/ml}, e = 0.55\text{m} \rightarrow C_2 = \mathbf{81.72 \text{ KN.m/ml}}$$

Donc :  $C = \text{Max}(C_1, C_2) = \mathbf{93.00 \text{ KN.m/ml}}$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles :**

La condition a vérifié est :

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$\tau_b = \frac{93}{2 \times 2.33 \times 0.23} = 0.087 \text{ MPa}$$

$$\tau_v = \frac{v_u}{b_0 \times d}, b_0 = 2.3\text{m}, d = 0.9 \times h_c = 1.215\text{m} \rightarrow \tau_v = \frac{2426.24}{2.3 \times 1.215} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = \min\{0.2 \times f_{c28} / \gamma_b = 3.6 \text{ MPa} ; 5\text{MPa}\} = 3.6\text{MPa}$$

$$0.764\text{MPa} < \mathbf{12.96\text{MPa}} \rightarrow \text{vérifie}$$

➤ **Ferrailage longitudinal :**

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{c \times p}{2 \times \Omega}$$

$P$  : périmètre du chevron,  $P = 6.85 \text{ m}$ .

$\sigma_{st}$ : Contrainte admissible d l'acier  $\sigma_{st} = 333.333\text{MPa}$ .

$$A_s = \frac{1}{333.333} \times \frac{93 \times 6.85}{2 \times 2.33} = \mathbf{4.09\text{cm}^2}$$

Les armatures : **4HA12** →  $A_s = \mathbf{4.52 \text{ cm}}$  avec espacement de 25cm.

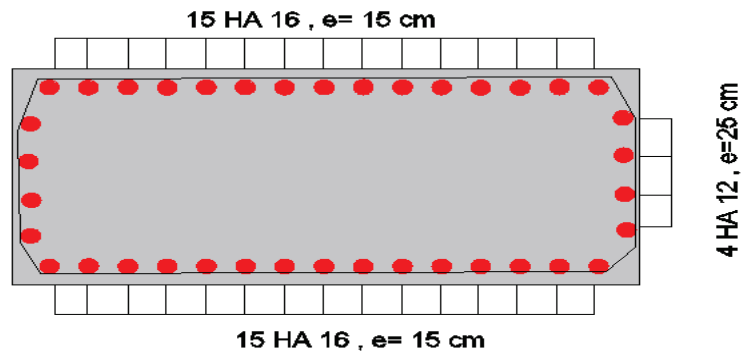


Figure X-5 Ferrailage du chevêtre.

### X.2.3.2 Etude des futs de la pile

- Evaluation des efforts agissant sur les futs de la pile

Tableau X-4 Evaluation des efforts de la pile la plus sollicitées

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
<b>Désignations</b>			
<b>G (fut)</b>	4806,64	/	/
<b>G Tablier</b>	7043,02	/	/
<b>chevetre</b>	900,45	/	/
<b>A(l)</b>	1597,20	/	/
<b>Bc</b>	1217,02	/	/
<b>Mc120</b>	1233,83	/	/
<b>D240</b>	2101,82	/	/
<b>ST</b>	61,20	/	/
<b>Freinage a(l)</b>	/	83,26	1810,87
<b>Freinage Bc</b>	/	150,00	3262,50
<b>Ht</b>	/	64,32	1398,94
<b>H<sub>fv</sub> (ret + flu)</b>	/	142,93	3108,75

- **Combinaison des efforts :**

Les sollicitations les plus défavorables sur les futs :

Tableau X-5 Combinaison des efforts.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	$G+1.2Bc+ 0,6H_T + H_{flv}$	14271,73	361,52	10036,16
ELU	$1.35G+1.6Bc+ 0,9 H_T + H_{flv}$	19257,79	490,84	10675,86

➤ **Ferraillage**

Section d'acier :

Avec Robot expert  $A_s = 314,2 \text{ cm}^2$

Donc : on prend **40T32** ( $A_s = 321,72 \text{ cm}^2$ ).

Cercle transversale :

Avec robot expert :

1 cercle de **HA16**, espacement de 12,5 cm zone critique et 25 cm zone courante.

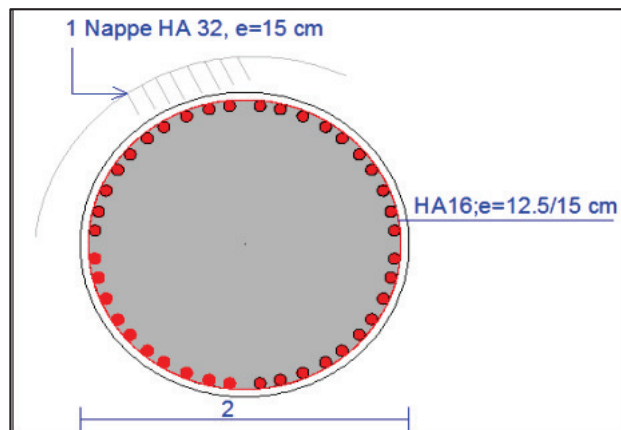


Figure X-6 Ferraillage des futs.

**X.2.3.3 Etude de fondation**

➤ **Ferraillage**

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{B}{4}, h = H - 0.1 \end{array} \right.$$

$$\text{tag } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{B}{4} = 2.4 < 1.3, \alpha_1 = \alpha_2 = 61.59^\circ \geq 45^\circ$$

### Armatures transversale inférieure

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{Max}}{\sigma_a} \times \frac{L}{2} - \frac{B}{4}$$

$N_{Max-ELS} = 2.21 \text{ MN}$	$N_{Max-ELA} = 7.34 \text{ KN}$
$\sigma_{a-ELS} = 333,33 \text{ MPa}$	$\sigma_{a-ELA} = 500 \text{ MPa}$
$A_{s-ELS} = 35.89 \text{ cm}^2$	$A_{s-ELA} = 79.50 \text{ cm}^2$

**Donc :  $A_s = 79.50 \text{ cm}^2$**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 2.5 + 1.2 = 3.7 \text{ m}$ .

Qui donne les sections suivantes :

$A_{s-ELA} = 21,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$
--

D'après RPOA (article 7.6.1) l'armature sollicité aux tractions doit avoir un pourcentage minimum de  $0.25\% < \rho_g < 1.5\%$  pour la zone III qui nous donne :

$$0.25\% \times h \times 1\text{ml} = 5,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte :

$$A_s = 21,48 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad \text{Soit : } 5\text{HA}25, \text{ avec un espacement de } 17 \text{ cm}.$$

### Armatures longitudinales inférieure

$$A_{s1} = A_s/2 = 10.74 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad \text{Soit : } 6\text{HA}16, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm}.$$

### Armatures transversales supérieure

$$A_{s2} = A_s/3 = 7.16 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad \text{Soit : } 7\text{HA}12, \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}.$$

### Armatures longitudinales supérieure

$$A_{s3} = A_s/4 = 5.37 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad \text{Soit : } 5\text{HA}12, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm}.$$

### Armatures latérales

$$A_{s4} = A_s/10 = 2.15 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad \text{Soit : } 2\text{HA}12, \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm}.$$

## X.2.3.4 Etude des pieux

### ➤ Nombre des pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée. On prend **12 pieux**.

➤ **Actions sur les pieux**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u \times b \times y = 0$$

**b** : diamètre du pieu.

**C<sub>u</sub>** : module de réaction du sol.

**Y** : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{b \times C_u}}$$

**α** : longueur élastique du pieu ;

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times C_u}{4EI}}$$

**E** : module d'élasticité du béton ;

**I** : moment d'inertie du pieu ;

**b** : longueur du pieu.

$$C_u = 30 \text{ MN/m}^3$$

$$E = 33\,000 \text{ MPa}$$

$$b = 1,20 \text{ m}$$

$$I = 0,101 \text{ m}^4$$

$$\lambda = 0.228 \quad \text{D'où : } \lambda \times L = 4,559$$

D'où, en tire les valeurs de  $(X_\phi^H, X_\phi^M)$  pour  $\lambda \times L = 4,559$  à partir du tableau WERNER.

**Tableau X-6 Valeur de WARNER.**

$\lambda \times L$	1	1.5	2	3	4	6	7	8	9	10
$X_{\theta p}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45	1.55	1.64	1.74	1.83

$X_{\theta m}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65	1.71	1.76	1.82	1.87
----------------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Effort tranchant en tête de pieu :

ELS:  $H_{\max} = 30.17 \text{ KN}$

ELU:  $H_{\max} = 40.90 \text{ KN}$

Moment fléchissant :

**Tableau X-7 Valeurs des moments fléchissants à l'ELU et l'ELS.**

	$M_{\max} \text{ (KN.m)}$	$T_{\max} \text{ (KN)}$	$N_{\text{cor}} \text{ (KN)}$
ELS	110,48	30.17	1330,07
ELU	150,01	40.90	1906,91

➤ **Ferraillage des pieux**

Section d'acier :

Avec Robot expert  $A_s = 113.1 \text{ cm}^2$  → on prend **24 HA 25** ( $A_s = 117.81 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 15 cm.

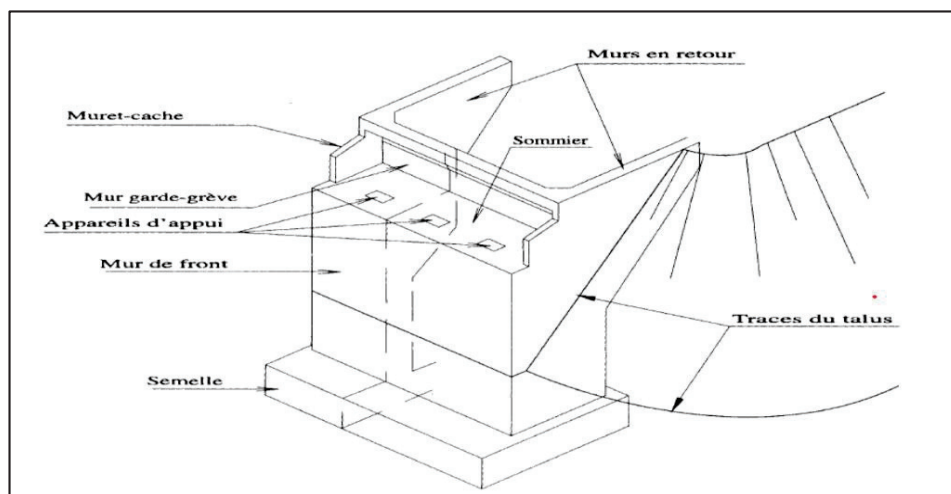
Cerces transversales :

Avec Robot expert : 1 cerces HA14, esp = 15 cm dans la zone critique et 30 cm dans la zone courante.

Donc : on opte pour 5HA12 ( $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement de 20 cm.

**X.3 ETUDE DE LA CULEE**

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant. A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.



**Figure X-7 Les éléments de la culée.**

### X.3.1 Conception des culées

#### ➤ Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

#### ➤ Pré-dimensionnement de la culée

Les différentes dimensions des éléments constituant notre culée sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau X-8 Récapitulatif rôles et dimensions des éléments de la culée.**

Eléments de la culée	Rôle	dimensions
<b>Mur de garde grève</b>	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m\text{gg}} = 2.26 \text{ m}$ $e_{m\text{gg}} = \max (0.30 \text{ m. } h/8) = 0.3 \text{ m}$ $l_{m\text{gg}} = l_{\text{tablier}} - 2 e_M \text{ en retour} = 10.4\text{m}$
<b>Mur de front</b>	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$e_{m\text{r}} = 1.5 \text{ m}$ $h_{m\text{r-culée}} = 6.65 \text{ m}$ $l_{m\text{r-culée}} = 11.6 \text{ m}$

<b>Mur en retour</b>	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{mr} = 0.6 \text{ m}$ $h_{mr-culée} = 8.91 \text{ m}$
<b>Dalle de transition</b>	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	$l_{dt} = \text{Min} [6\text{m. Max} (3\text{m} \cdot 0.6 h_{remblai})]$ $l_{dt} = 4 \text{ m}$ $e_{dt} = 0.3 \text{ m}$
<b>Mur corbeau</b>	Elément sur lequel repose l'about du tablier	$L_{mc} = 11 \text{ m}$
<b>Semelle</b>	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$e_s = 2,5 \text{ m}$ $L_s = 11,6 \text{ m}$ $l_s = 6 \text{ m}$

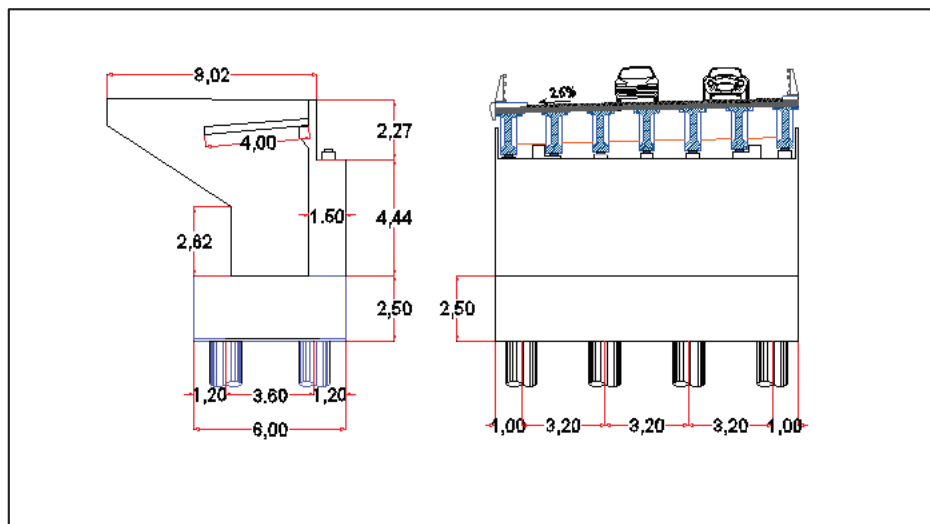


Figure X-8 Dimensions de la culée.

### X.3.2 Evaluation des efforts agissants sur les culées

Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids et poussée des terres, effet du séisme, du freinage et des déformations différées, qu'on va les traiter en détail.

On se limitera à l'étude de la culée C02, qui est la culée la plus sollicitée.

#### X.3.2.1 Evaluation des efforts issus de la culée

- Efforts dus au poids propre des éléments de la culée

Ils sont calculés tout simplement en multipliant le volume de chaque élément par le poids volumique de béton armé  $\gamma_{BA} = 25 \text{ KN/ m}^3$ , et en considérant leurs excentremets par rapport au point situé en bas de la semelle.

**Tableau X-9 Evaluation des efforts statiques de la culée.**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
<b>Semelle</b>	4350,00	/	0,00	1,25	0,00	/
<b>Mur F</b>	2892,75	/	-0,14	5,83	-404,99	/
<b>DDT</b>	164,25	/	1,91	10,42	313,72	/
<b>Mur en R</b>	264,90	/	2,96	8,02	784,10	/
<b>Corbeau</b>	82,50	/	-0,25	10,28	-20,63	/
<b>MGG</b>	244,40	/	0,07	10,10	17,11	/
<b>Poids des Terres Amot</b>	1906,74	/	2,05	10,90	3908,82	/
<b>Poussée des terres</b>	/	1785,99	/	2,40	/	- 4286,38
<b>Poussée Sur 10kN/m<sup>2</sup></b>	/	275,62	/	3,60	/	- 992,22

### X.3.2.2 Evaluation des efforts issus du tablier

Les charges statiques et dynamiques issues du tablier sont :

**Tableau X-10 Evaluation des efforts issus du tablier.**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
<b>Rg</b>	3521,50	/	0,90	/	3169,35	/
<b>Al</b>	1189,65	/	0,90	/	1070,69	/
<b>Bc</b>	11179,93	/	0,90	/	10061,94	/
<b>Mc120</b>	1011,88	/	0,90	/	910,69	/
<b>D240</b>	1723,63	/	0,90	/	1551,27	/
<b>Rst</b>	30,60	/	0,90	/	27,54	/
<b>Hf+r</b>	/	142,93	/	9,15	/	1307,82
<b>HT°</b>	/	64,32	/	9,15	/	588,52

X.3.2.3 Combinaison des efforts

Tableau X-11 Combinaison des efforts.

		N(K N)	H(K N)	MH (KN. m)	MV (KN. m)	ΔM (KN.m)
EL S	G+0.6T	13427,0 4	1967,51	-3617,67	7767,49	4149,82
	G++0.6T+1.2Q	13427,0 4	2298,25	-4808,33	7767,49	2959,16
	G+0.6T+1.2A(I)+ST	14885,2 2	2037,42	-2978,06	9085,36	6107,30
	G+0.6T+1.2Bc+ST	26873,5 6	2147,51	-1970,67	19874,86	17904,1 9
	G+0.6T+Mc120	14438,9 2	1967,51	-3617,67	8678,18	5060,51
	G+0.6T+D240	15150,6 7	1967,51	-3617,67	9318,75	5701,09
EL U	1.35G+0.9T	18126,5 0	2661,93	-3491,39	10486,11	6994,72
	1.35G+0.9T+1.6Q	18126,5 0	3102,92	-5078,94	10486,11	5407,17
	1.35G+0.9T+1.6(A(I) +ST)	20078,9 0	2755,14	-2638,57	12243,27	9604,69
	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ ST)	36063,3 5	2901,93	-1295,39	26629,27	25333,8
	1.35G+0.9T+1.35Mc 120	19492,5 4	2661,93	-3491,39	11715,54	8224,15
	1.35G+0.9T+1.35D24 0	20453,4 0	2661,93	-3491,39	12580,32	9088,9

X.3.3 Ferrailage des éléments de la culée

X.3.3.1 Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encasté dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitatio

**Tableau X-12 Evaluation des efforts statiques sur mur frontal.**

<b>Evaluation des efforts dus au poids propre</b>						
<b>Désig</b>	<b>N (KN)</b>	<b>H (KN)</b>	<b>IFV(x/o)</b>	<b>IFH(y/o)</b>	<b>M<sub>FV</sub>/o</b>	<b>M<sub>FH</sub>/o</b>
<b>Mur F</b>	<b>2892,75</b>	<b>0</b>	<b>0,00</b>	<b>3,32</b>	<b>0,00</b>	<b>0</b>
<b>DDT</b>	<b>164,25</b>	<b>0</b>	<b>0,90</b>	<b>7,91</b>	<b>147,83</b>	<b>0</b>
<b>Corbeau</b>	<b>82,5</b>	<b>0</b>	<b>0,88</b>	<b>7,60</b>	<b>72,60</b>	<b>0</b>
<b>MGG</b>	<b>244,4</b>	<b>0</b>	<b>0,55</b>	<b>7,78</b>	<b>134,42</b>	<b>0</b>
<b>Poids des Terres Amot</b>	<b>326,7</b>	<b>0</b>	<b>2,85</b>	<b>8,47</b>	<b>931,095</b>	<b>0</b>
<b>Poussée des terres</b>	<b>/</b>	<b>2886,84</b>	<b>0</b>	<b>1,80</b>	<b>0</b>	<b>- 5196,312</b>
<b>Poussée Sur 10kN/m<sup>2</sup></b>	<b>/</b>	<b>196,02</b>	<b>0</b>	<b>2,70</b>	<b>0</b>	<b>- 529,254</b>
<b>Efforts dus au tablier</b>						
<b>Rg</b>	<b>3521,50</b>	<b>/</b>	<b>0,90</b>	<b>/</b>	<b>- 3169,35</b>	<b>/</b>
<b>Al</b>	<b>1189,65</b>	<b>/</b>	<b>0,90</b>	<b>/</b>	<b>- 1070,69</b>	<b>/</b>
<b>Bc</b>	<b>11179,93</b>	<b>/</b>	<b>0,90</b>	<b>/</b>	<b>- 10061,94</b>	<b>/</b>
<b>Mc120</b>	<b>1011,88</b>	<b>/</b>	<b>0,90</b>	<b>/</b>	<b>-910,69</b>	<b>/</b>
<b>D240</b>	<b>1723,63</b>	<b>/</b>	<b>0,90</b>	<b>/</b>	<b>- 1551,27</b>	<b>/</b>
<b>Rst</b>	<b>30,60</b>	<b>/</b>	<b>0,90</b>	<b>/</b>	<b>-27,54</b>	<b>/</b>
<b>Hf+r</b>	<b>/</b>	<b>142,93</b>	<b>/</b>	<b>6,65</b>	<b>/</b>	<b>- 950,49</b>
<b>HT°</b>	<b>/</b>	<b>64,32</b>	<b>/</b>	<b>6,65</b>	<b>/</b>	<b>- 427,72</b>
<b>Frein Al</b>	<b>/</b>	<b>58,25</b>	<b>/</b>	<b>6,65</b>	<b>/</b>	<b>- 387,38</b>
<b>Frein Bc</b>	<b>/</b>	<b>150,00</b>	<b>/</b>	<b>6,65</b>	<b>/</b>	<b>- 997,50</b>

Le ferrailage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

**Sollicitations les plus défavorable :**

Cas	Combinaison	N(kN/ml)	H(kN/ml)	M(kN. m/ml)
<b>ELS</b>	G+0.6T+1.2B <sub>c</sub>	1782,64	248.79	-174,38
<b>ELU</b>	1.35G+0.9T+1.6B <sub>c</sub>	2349,93	503,44	-967,74

### X.3.3.2 Evaluation des charges Sismiques dues à la poussée dynamique des terres

La valeur de la poussée dynamique globale sous séisme, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, et appliquée à mi-hauteur de mur, est donnée par la formule suivante :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad}$$

**Tableau X-13 calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres.**

Cas	K <sub>ad</sub>	F <sub>ah</sub> (KN)	d <sub>h</sub> (m)	M <sub>h</sub> (KN.m)
<b>Séisme Horizontal + Vertical descendant</b>	0.54	3204,71	2,40	7691,31
<b>Séisme Horizontal + Vertical ascendant</b>	0,6	2696,92	2,430	7127,82

**Tableau X-14 Efforts sismiques longitudinales horizontales avec moments horizontales et effort (max, min)**

	N <sub>c</sub> (kN)	V <sub>c</sub> (kN)	Mc (Kn.m)
<b>CAS 1</b>	<b>0,00</b>	<b>6176,37</b>	<b>22760,17</b>
<b>CAS 2</b>	<b>0,00</b>	<b>5941,58</b>	<b>22196,68</b>
<b>CAS 3</b>	<b>891,5</b>	<b>0,00</b>	<b>413,83</b>

**Tableau X-15 Charge sismique au tablier.**

	Nt (kN)	Vt (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
<b>Seisme Tablier</b>	0	2213,51	0	20253,61

### X.3.3.3 Cumul des efforts sismiques

La sommation des efforts sismique de la culée et de la poussée dynamique avec l'effet sismique du tablier sur la culée(voir tableau .....).

$$E = \sqrt{E_{appui}^2 + E_{tablier}^2}$$

On s'intéresse aux cas défavorables suivants :

Cas 01 : Séisme horizontal avec séisme vertical descendant.

Cas 02 : Séisme horizontal avec séisme vertical ascendant.

Cas 03 : Séisme vertical.

Les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau X-16 Effort sismique totale**

CAS	N (kN)	H (kN)	M (kN. m)
CAS 1	0,00	6561,04	30466,94
CAS 2	0,00	6340,51	30048,31
CAS 3	891,50	0,00	413,83

### X.3.4 Combinaison des efforts

On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

P max - H + 0,3V

P min - H - 0,3V

P max + V - 0,3H

P min - V - 0,3H

**Tableau X-17 Combinaisons de charges sismiques**

N	V	M
---	---	---

<b>P max - H + 0,3V</b>	13694,49	6729,70	- 27287,88
<b>P min - H - 0,3V</b>	13159,59	6509,17	- 27117,56
<b>P max + V - 0,3H</b>	14318,54	2136,97	- 5671,34
<b>P min - V - 0,3H</b>	12535,54	2070,81	- 6373,42

➤ **Ferraillage du mur frontal**

**Section d'acier :**

Avec robot expert :  $A_s = 14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Donc : on prend 5HA20 ( $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement de 20 cm.

**Armature de constructions**

$A_s' = A_s/3 = 4.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;

Donc : on opte pour 5HA14 ( $A_s' = 7.70 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement de 20 cm.

**Armatures transversales**

$A_t = A_s/4 = 3.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;

Donc : on opte pour 5HA12 ( $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement de 20 cm.

**X.3.4.1 Mur garde grève**

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge Bc.

➤ **Evaluation des efforts**

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

Moment des poussées des terres

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression:

$$M_r = \frac{H \times P}{3} \quad P = \frac{1}{2} k_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

**H** : hauteur des remblais,  $H = 2.26 \text{ m}$

**Ka** : coefficient de poussée des terres,  $Ka = 0.33$ .

**L** : longueur des remblais,  $L = 1$  m.

$$P = 15.17 \text{ KN/ml}$$

$$M_p = 11.43 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{p-ELU} = 15.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{p-ELS} = 11.43 \text{ KN.m}$$

### Moment dû à la force de freinage $M_{fBc}$

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times H \times P}{0.25 \times 2h}$$

$\mu$  : coefficient de pondération,  $\mu = 1.6$  à l'E.L.U et  $\mu = 1.2$  à l'ELS.

$$P = 60 \text{ kN.}$$

$$M_{f-ELU} = 90.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{f-ELS} = 68.23 \text{ KN.m}$$

### Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève

D'après les documents "SETRA", L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camions accolées, placées de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les rectangles ont des dimensions **(0.25×0.75) m<sup>2</sup>**.

La pression sur le rectangle d'impact ainsi défini sera répartie à 45° latéralement et derrière le mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx$$

Avec :

$$K = Ka \times bc \times \delta \times \gamma$$

$\gamma$  : Coefficient de pondération ;  $\gamma = 1,6$  à l'ELU et  $\gamma = 1,2$  à l'ELS

**bc** : Coefficient de pondération du système BC

**$\delta$**  : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

**h** : hauteur du mur garde-grève.

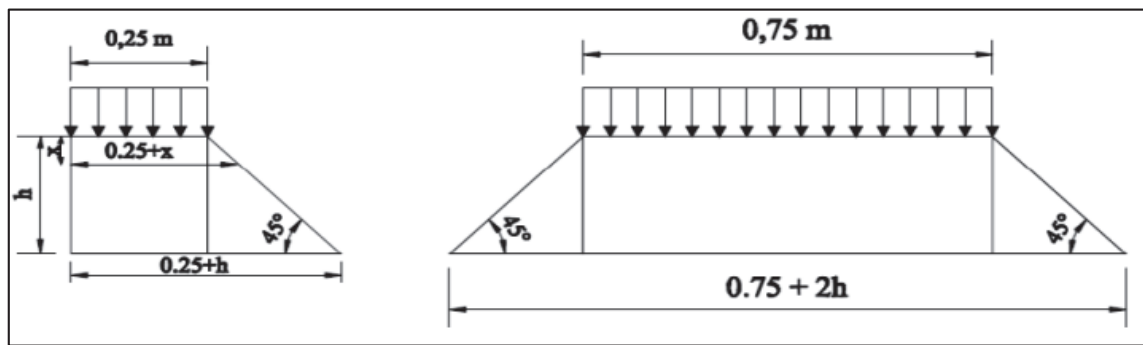


Figure X-9 Pousse de la charge locale située en arrière du mur garde grève.

Pour :  $K = 0,51$  à l'ELS

$K = 0,67$  à l'ELU

Les valeurs de  $M_p/K$  sont mentionnées dans le tableau ci-dessous pour différentes valeurs de  $h$  :

Tableau X-18 Valeur de  $M_p/k$  en fonction de  $h$ .

$h(m)$	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
$M_p$	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49
$/k (t,m/ml)$							

Avec interpolation  $2.00\text{ m} < h = 2.26\text{ m} < 2.50\text{ m}$  on aura :  $M_p/K = 8.03\text{ KN.m/ml}$

D'où :

$$\begin{cases} M_{f-ELU} = 54.17\text{ KN.m} \\ M_{f-ELS} = 40.62\text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc les moments maximaux sollicitant le mur garde-grève à l'ELU et à l'ELS sont :

$$\begin{cases} M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 120.28\text{ kN.m/ml.} \\ M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 160.56\text{ kN.m/ml.} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage de mur garde-grève**

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve

$$A_s = 16.3\text{ cm}^2/ml.$$

On prend : **5HA25** ( $A_s = 24.54\text{cm}^2$ ), avec un espacement de 20 cm.

Armatures de construction :

$$A's = A_s/3 = 5.43\text{ cm}^2/ml.$$

On prend : **5HA12** ( $A_s = 5.65\text{ cm}^2$ ), avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversale :

$$A_{st} = A_s/4 = 4.075\text{ cm}^2/ml.$$

On prend: **5HA12** ( $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement de 20 cm.

### X.3.4.2 Dalle de transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids de remblais au-dessus de la dalle.

#### ➤ Evaluation des efforts :

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bonde de 1 m.

Remblais : $G_{\text{remblais}} = 18 \times 0.81$	$\rightarrow G_{\text{remblais}} = 14.58 \text{ kN/ml}$
Poids propre de la dalle : $GP_{\text{Dalle}} = 25 \times 0.3$	$\rightarrow GP_{\text{dalle}} = 7.5 \text{ kN/ml}$
Revêtement : $G_{\text{Revêtement}} = 25 \times 0.08$	$\rightarrow G_{\text{Revêtement}} = 2 \text{ kN/ml}$
Surcharge d'exploitation :	$\rightarrow Q = 10 \text{ kN/ml}$

**Tableau X-19 Evaluation des efforts de la dalle de transition.**

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml )	V (kN )
<b>Poids propre</b>	7,5	15	15
<b>Revêtement</b>	2	4	4
<b>Remblai</b>	14,58	29,16	29,16
<b>Surcharges</b>	10	20	20

#### ➤ Combinaison d'actions sur la dalle de transition

ELS:  $M_{\text{ELS}} = MG + 1.2MQ = 72.16 \text{ kN.m/ml}$ .

$V_{\text{ELS}} = VG + 1.2VQ = 72.16 \text{ kN/ml}$ .

ELU:  $M_{\text{ELU}} = 1.35MG + 1.6MQ = 95.02 \text{ kN.m/ml}$ .

$V_{\text{ELU}} = 1.35VG + 1.6VQ = 95.02 \text{ kN/ml}$ .

#### ➤ Ferrailage de la dalle de transition

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve

$$A_s = 9.2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5 **HA16** ; ( $A_s = 10.05 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement de 20 cm.

### Armatures de construction :

$$A's = A_s/3 = 3.06 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5**HA14** ( $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement de 20 cm.

### Armatures transversale :

$$A_{st} = A_s/4 = 2.3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend: 5**HA12** ( $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement de 20 cm.

### **X.3.4.3 Corbeau d'appui**

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

#### ➤ **Evaluation des efforts**

#### Réaction due au poids des remblais :

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante:

$$R_{Rem} = \frac{q \times L}{2} = 48.16 \text{ KN/ml}$$

**q**: charges des remblais,  $q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_p \text{ dalle}$ .

**L**: longueur de la dalle de transition.

#### Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{Rem-sur} = \frac{q_{sur} \times L}{2} = 20.0 \text{ KN/ml}$$

**q<sub>sur</sub>** : surcharges sur remblais.

#### ➤ **Combinaison d'actions sur le corbeau :**

$$RELU = 1.35RG + 1.6RQ = 95.02 \text{ kN/ml.}$$

$$RELS = RG + 1.2RQ = 68.16 \text{ kN/ml.}$$

#### ➤ **Ferraillage du corbeau**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

#### Section d'acier :

$$A_s = 10.4 \text{ cm}^2/\text{ml,}$$

On prend : HA20, ( $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement de 20 cm.

### Armatures de construction :

$$A's = A_s/3 = 3.46 \text{ xm}^2/\text{ml},$$

On prend : HA14, avec un espacement de 20 ccm

### **X.1 RESUME**

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferrailage de ses éléments qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat. D'où l'ouvrage peut-être exploité en toute sécurité.



# CHAPITRE XI

Désordres et dégradations des  
joints de chaussée et des  
dispositifs



### CHAPITRE XI : Désordres et dégradations des joints de chaussée et des dispositifs de retenue

#### XI.1 Introduction :

Tous les équipements sont caractérisés par une durée de vie nettement plus courte que la structure porteuse, non seulement parce qu'ils sont sujets à usure ou vieillissement, mais aussi parce qu'un surdimensionnement n'offrirait pas une meilleure garantie de durabilité dans certaines conditions environnementales défavorables.

Dans ce présent chapitre, On va s'intéresser aux différents désordres dans les joints, ainsi que dans les dispositifs de retenue.

#### XI.2 Les joints de chaussées :

Les joints de chaussée sont fortement exposés aux risques d'endommagement en raison du choc directement transmis par la charge des véhicules. Il est donc primordial d'utiliser le type de joint ayant la résistance élevée au choc et la bonne durabilité. Lors du choix du joint de chaussée, il y a lieu de prendre en compte les diverses conditions, notamment le confort des usagers, la pose simple du joint, l'adaptation facile à la variation de la température et à la déflexion de l'ouvrage, la bonne liaison à la structure, la résistance à la fatigue et la robustesse, la fonction étanchéité, et la facilité d'entretien et de remplacement.

##### XI.2.1 Les différents types de joints :

Le type de joint doit être soigneusement sélectionné dès le stade de l'avant-projet ou au début des études d'exécution.

##### ➤ Les joints non apparents :

Ils sont réservés aux petits ouvrages situés sur des routes secondaires, des conceptions rustiques, pour des souffles inférieurs à 10mm. Ils peuvent être à revêtement amélioré, quand le vide entre les lèvres du joint est rempli de matériaux spéciaux, puis de recevoir un revêtement résultant d'un mélange de granulats et de liant bitume modifié par des polymères.

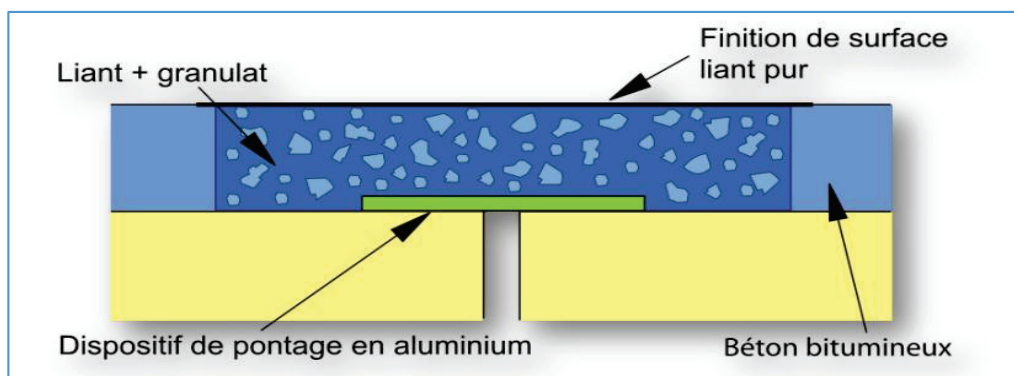


Figure XI-1 Schéma descriptif d'un joint non apparent.

##### ➤ Les joints à hiatus :

## Chapitre XI : Désordres et dégradations des joints de chaussée et des dispositifs de retenue

Pour des souffles de l'ordre de 50mm, on prévoit des joints à hiatus, ils sont constitués de deux profilés en acier, ou en alliage d'aluminium, espacé d'un vide occupé par profilé en élastomère ou en mousse d'élastomère à fin d'assurer l'étanchéité du joint.

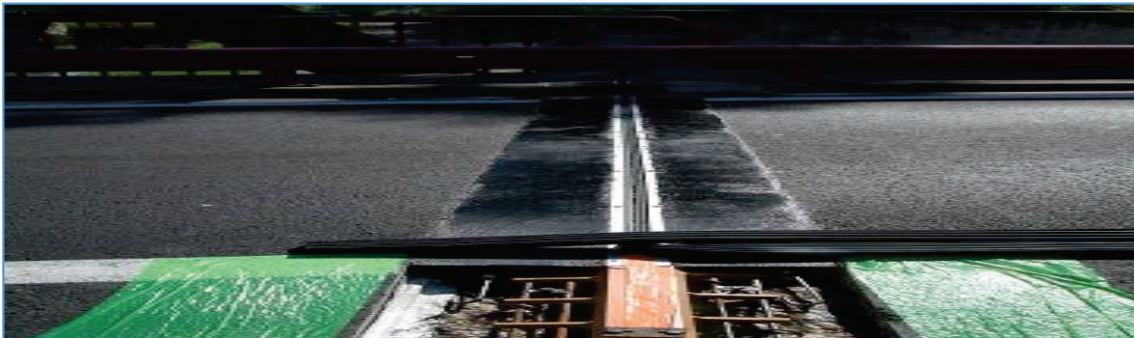


Figure XI-2 Joint d'Hiatus.

### ➤ Les joints à bande

Les joints à bande Appelés aussi joints à pont en bande, fixé à la structure par boulonnage, c'est des joints ayant des propriétés élastiques permettant les différents mouvements de la structure.

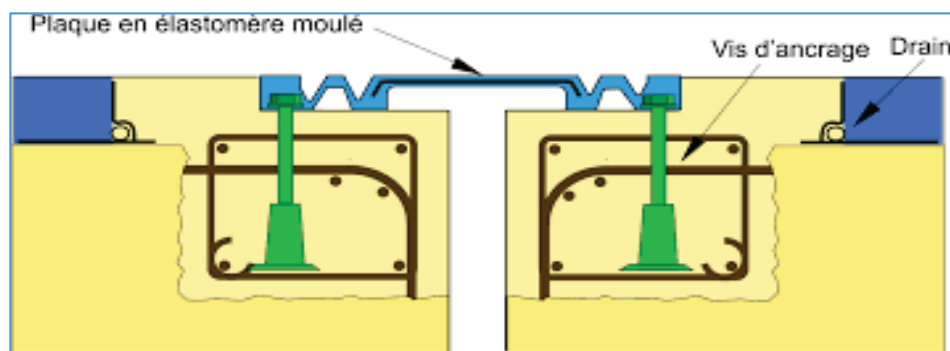


Figure XI-3 Schéma descriptif d'un joint à bande.

### ➤ Les joints à plaques appuyées

Ils comportent des éléments à peigne, ancrés d'un côté de la structure. Ces éléments sont appuyés sur des contre-éléments à peigne fixés du côté opposé.

### XI.3 Désordres dans les joints de chaussées :

En réalité, il est extrêmement difficile, pour ce type d'équipement, de séparer le type, la nature, voire l'origine du désordre de la décision d'intervention ou du choix de la technique de remise en état. D'autre part, ce type d'équipement, de par sa variété de conception, présente une diversité importante de types de désordres. Par ailleurs, certains désordres peuvent être le signe avant-coureur ou avertisseur d'une grave pathologie de la structure, qu'il convient donc de détecter et de signaler pour agir, non pas sur la remise en état du joint, mais sur la réparation de la structure.



Figure XI-4 Désordre des joints.

### 1. Dans les joints à revêtement amélioré :

Les différents désordres dans ce type de joints sont :

- Fissuration du revêtement au droit d'un joint sous tapis ou à revêtement amélioré, elle est provoquée par la rupture consécutive à un souffle trop important ou au vieillissement du matériau de remplissage ou à une qualité médiocre du revêtement adjacent.
- Défauts d'uni de surface : fluage, départ de la couche superficielle, orniérage (déformation longitudinale permanente de la chaussée caractérisée par un tassement de celle-ci qui se crée sous le passage répété des roues).

### 2. Dans les joints mécaniques :

- Désordres sur les solins et les bétons d'ancrage à proximité du joint, quand le solin ne fait pas partie du joint : épaufrures, fissurations, et défaut de tenue aux sels de déverglaçage.
- Détérioration due au passage des véhicules.
- Défaut de nivellement : décalage vertical d'éléments en regard.
- Problème au niveau de la jonction avec l'étanchéité de l'ouvrage et du drain.
- Tassement du mortier de calage
- Chocs, rupture d'éléments, usures, cassure, ...

### 3. Dans les joints de chaussée métalliques :

- Tassements du revêtement de part et d'autre du joint : Ces tassements sont dus aux chocs provenant du ressaut des roues de véhicules au passage du joint.
  - Desserrage de la visserie : écrous desserrés sous l'action du trafic.
  - Détérioration de solins.
- Détérioration des dispositifs d'étanchéité et des collectes d'eau.

### 4. Dans les joints à profilé élastomère :

- sortie du profilé élastomère de son logement

### 1) Les dispositifs de retenue

Les dispositifs de retenue sont les équipements placés sur les bords latéraux des ponts, destinés à retenir des piétons ou de véhicules en perdition.

#### - Les garde-corps

Ce sont des dispositifs assurant la sécurité des piétons. Ils sont mis en place en bord libre des tabliers, en limite extérieure des trottoirs. La nature de ces dispositifs les distingue nettement des dispositifs de retenue de véhicules, notamment par les principes de dimensionnement et d'évaluation de leur performance.



Figure XI-5 Exemple de garde-corps

#### - Les barrières de sécurité

Les barrières sont destinées à empêcher des véhicules lourds de tomber du pont, et à essayer de les remettre, si possible, dans la bonne direction. On distingue :

- Les barrières normales, dimensionnées pour retenir un car de 12 t lancé à 70 km/h sous une incidence de 20°.
- Les barrières lourdes, qui doivent retenir un camion de 38 t également lancé à 70 km/h sous une incidence de 20°.



Figure XI-6 Barrière de sécurité.

### XI.4 Les désordres dans les dispositifs de retenue

#### 1. Les défauts de géométrie :

Ils sont résultants soit par erreur d'implantation donc on observera des défauts d'alignement, comme ils peuvent être les traces de chocs des véhicules heurtant.

#### 2. La corrosion :

Observer dans les dispositifs de retenue métalliques en acier même après une « galvanisation à chaud » protection conformément à la NORME NF EN ISO 1461 [7] car cette dernière a une durée de vie limitée. L'état de cette protection doit être vérifié avant que l'acier ne soit corrodé et que les propriétés de retenue du dispositif, telle la résistance, diminuent par la suite.



Figure XI-7 Exemple de corrosion.

#### 4. Déformations locales de certaines parties du dispositif de retenue

Observées principalement sur les profils en acier formés à froid. Ces déformations apparaissent sous forme de fissures dans les angles par écrouissage de l'acier.

#### 5. Désordres sur les liaisons à la structure

Dans les barrières de sécurité la zone de liaison avec la structure conditionne le bon comportement de ce dispositif, en effet si cette liaison est trop résistante sa engendre une rupture de la zone d'ancrage de la structure, et si elle est trop faible, on aura une flèche trop grande, diminuant ainsi la capacité de retenue. Cette zone est notamment sensible aux actions de corrosion et aux modifications intempestives lors des interventions sur les ponts.

Cependant la zone d'ancrage de la structure est en béton armé, elle doit transmettre les efforts à la structure pour permettre au dispositif de remplir sa fonction de retenue. Cette partie est susceptible d'être attaqué par les effets de gel-dégel et par les sels de déverglaçage si la composition du béton n'est pas adaptée à l'environnement.

#### Défauts d'étanchéité ou de raccordement à l'étanchéité de l'ouvrage

Ces désordres-là sont dus le plus souvent aux défauts de conception du dispositif, ou à son exécution, le plus souvent diagnostiqué au pied des barrières.

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons donné les différents désordres des joints de chaussée tel que les fissurations et les détériorations dus au passage de véhicules d'une part, et d'autre part les désordres observés dans les dispositifs de retenue, qu'on cite le plus souvent la corrosion.



# CONCLUSION GENERALE



### CONCLUSION GENERALE

Le travail que nous avons effectué sous thème de conception et étude d'un pont à Poutre en béton Précontraint -Type VIPP, viens concrétiser notre formation d'ingénieur au sein de l'ENSTP de KOUBA, ce projet de fin d'étude est l'aboutissement de la formation d'un ingénieur en travaux publics.

Ce modeste travail est une excellente synthèse, pour vocation la mise en application de l'ensemble des connaissances de l'élève ingénieur, et son acclimatation progressive à son futur métier. Ce stage est la transition finale entre la formation scolaire et le métier d'ingénieur. C'est à la fois un travail en profondeur sur un sujet précis, et un test des capacités de l'élève à se monter rigoureux, efficace et productif.

Ce projet nous a permis de bien visualiser les différentes phases de conception d'un ouvrage d'art, aussi comment appliquer tous les règlements, notamment l'Eurocode, B.P.E.L, B.A.E.L, documents SETRA et aussi le règlement parasismique algérien RPOA. Ce projet nous a également permis d'acquérir des connaissances sur les outils informatiques (AutoCAD, ROBOT ...etc.), qui nous permettent d'aboutir à des résultats précis avec un temps optimal.

Enfin, la bonne réalisation de l'ouvrage selon les règles conforme à l'étude théorique et la prise en compte des détails et de la précision est très importante pour le bon comportement de ce dernier. Pour cela, une surveillance serrée et rigoureuse est indispensable lors de la réalisation.

### BIBLIOGRAPHIE

- Jean -Armand CALGARO, Michel VIROLGEUX, Projet et construction des ponts, « Analyse structurale des tabliers de ponts ». Ecole Nationale des ponts chaussées, 1994, 349p.
- RST, SETRA «Joint de chaussée des ponts routes». Série ouvrages d'art n0 36 ,2013.
- NORME-NF-EN ISO 1461.
- JFAEQ 1 GUIDE STRRES, Entretien et réparation des gardes corps. Edition du syndicat national des entrepreneurs spécialistes des travaux de renforcement de structures, 2009.
- Jean -Armand CALGARO, Anne BERNARD-GÉLY, « Conception des ponts ». Ecole Nationale des ponts chaussés, 1995,
- Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.
- Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, garde-corps
- Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP).