

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

—o0o—

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option: Voies et Ouvrages d'Art (V.O.A)

ÉTUDE D'UN VIADUC EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF



Proposé par : La SAETI

(Société Algérienne d'étude d'infrastructure)
ALGER

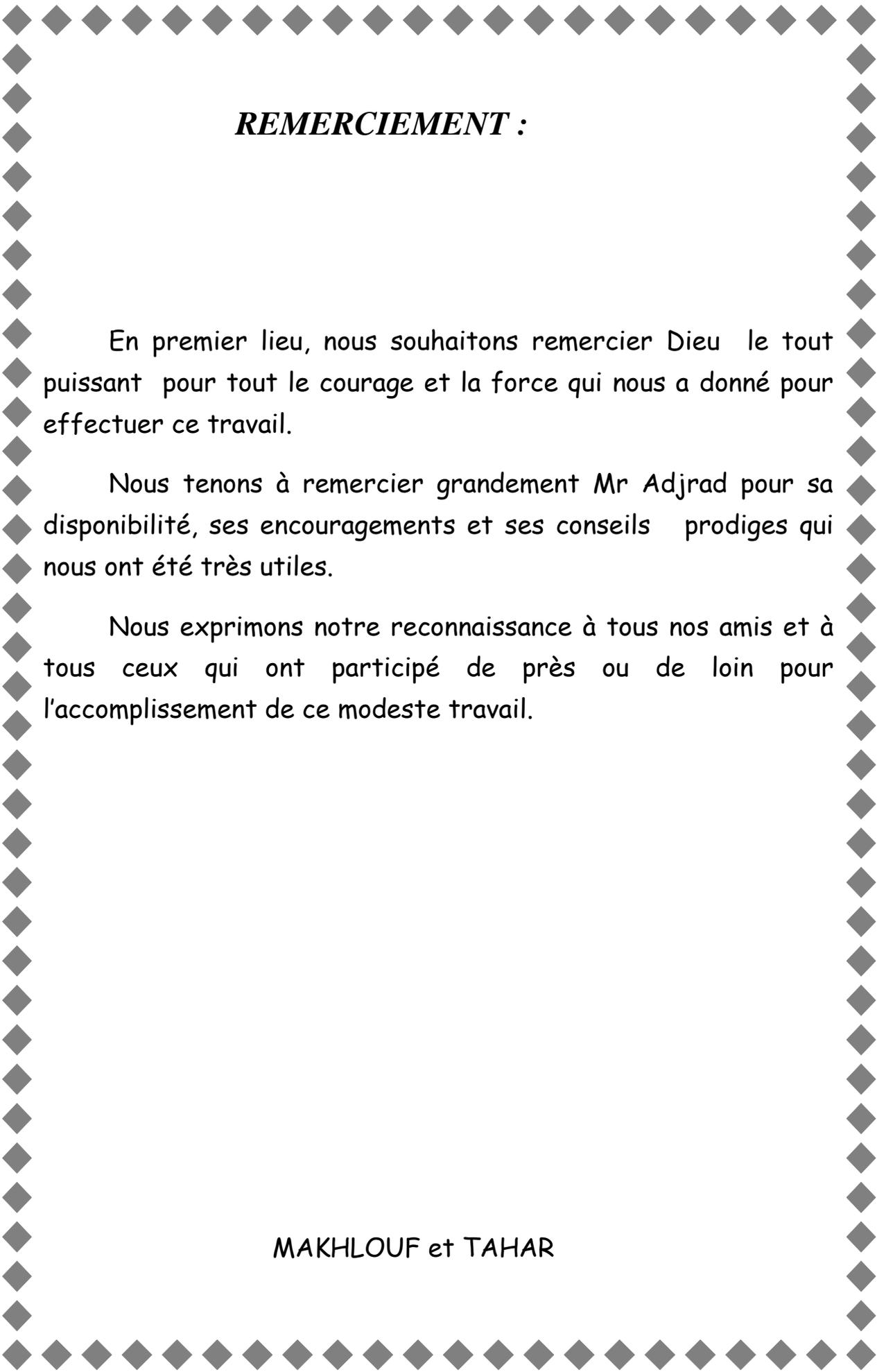
Réalisé par :

- CHEREF Makhlouf.
- CHIKHAOUI Tahar.

Encadré par :

M^r : ADJRAD Arezki.

PROMOTION 2017



REMERCIEMENT :

En premier lieu, nous souhaitons remercier Dieu le tout puissant pour tout le courage et la force qui nous a donné pour effectuer ce travail.

Nous tenons à remercier grandement Mr Adjrad pour sa disponibilité, ses encouragements et ses conseils prodiges qui nous ont été très utiles.

Nous exprimons notre reconnaissance à tous nos amis et à tous ceux qui ont participé de près ou de loin pour l'accomplissement de ce modeste travail.

MAKHLOUF et TAHAR

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

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

A mon cher frère ghilas

A mes chères sœurs méllissa , tassadit et ouahiba

A tous mes Amis et toute la promotion VOA particulièrement SALIM, BILAL ,Ali, Yacine, Arezki, Massinissa, Rezki et Jugurtha

En fin, je remercie mon ami et binôme makhlouf pour tous les efforts Fournis à la réalisation de ce modeste travail.

TAHAR

Sommaire

Introduction générale	
Chapitre I : présentation de projet	
I.1- Présentation de l'ouvrage	02
I.1.1- Données géométriques	02
a- Tracé en plan	02
b- Profil en long.....	02
c- Profil en travers.....	0.3
I.1.2- Données géotechniques.....	03
I.1.3- Données topographiques.....	04
I.1.4- Données sismologiques.....	04
I.1.5- Données climatiques.....	04
a. La température.....	04
b. la neige.....	04
c. Le vent.....	04
Chapitre II : caractéristique des matériaux	
II.1- Béton.....	05
II.1.1- Densité	05
II.1.2- Dosage.....	05
II.1.3- La résistance à la compression	05
II.1.4- La résistance à la traction.....	05
II.1.5- Contrainte de calcul pour l'E.L.U.R	06
II.1.6- Contrainte limite de service	06
II.1.7- Déformation longitudinale du béton E	06
II.1.8- Déformation transversale du béton	06
II.2 .Aciers de précontrainte « actifs »	06
II.3.Caractéristiques des câbles : Selon FREYSSINET.....	07
II.3.1.La valeur max de la tension à l'origine σ_0	07
II.3.2.Gaines.....	07
II.3.3.Frottements	07
II.4. Les aciers passifs.....	07

Chapitre III : conception et choix des variantes

Introduction	08
III.1. Objectif d'études des variantes	08
III.2. Choix du type d'ouvrage	08
III.3. Comment procéder au choix.....	08
III.4. Proposition des variantes.....	09
III.4.1. Variante N01 : pont mixte à poutre.....	09
III.4.2. Variante N02 : Pont à poutre multiples en béton précontraint par Post-tension....	10
III.4.3. Variante N03 : pont en encorbellement successif	11
III.5. Analyse multicritère	12
III.6. Conclusion.....	12

Chapitre IV : pré-dimensionnement

IV.1. pré-dimensionnement de la structure longitudinale.....	13
IV.1.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage	13
IV.1.2. Répartition des travées	13
IV.1.3. Hauteur des voussoirs	13
a. Hauteur constante.....	13
b. Hauteur variable.....	14
IV-1-4 Les caractéristiques géométriques de la section retenue.....	14
IV.1.5. Découpage en voussoirs	17
IV. 1.5.1. Voussoirs courant	17
IV.1.5.2. Voussoirs sur pile.....	17
IV.1.5.3. Voussoirs de clavage	17
IV.1.6. Loi de variation des différents paramètres	18
IV.1.6.1-.loi de variation de l'épaisseur de l'hourdis inferieur	18
IV.1.6.2.loi de variation de la section	18
IV.1.6.3.Loi de variation du centre de gravité de la section	18
IV.1.6.4.loi de variation de l'inertie.....	18

Chapitre V : charge est surcharge

Introduction	20
--------------------	----

V.1. Caractéristiques du pont	20
V.1.1- La largeur roulable LR	20
V.1.2- La largeur chargeable LC	20
V.1.3- Largeur totale LT	20
V.1.4. nombres de voies de circulation	20
V.1.5- Largeur de la voie.....	20
V.1.6. Classe du pont	20
V.2. Evaluation des charges et surcharges.....	21
V.2.1. Les charges hors trafic.....	21
V-2.1.1.Charges permanentes	21
V-2-1-Les charges permanentes (CP)	21
V-2-2 -Les charges complémentaires permanentes(CCP)	21
a)- poids de revêtement	21
b)- Poids du dispositif de sécurité	21
c)- Poids de la corniche et trottoirs	22
V.2.2. Les charges dues au trafic	23
V.2.2.1. Charges routières	23
a)Système de charges A (L)	23
b) Système de charge B	24
c) surcharges militaire Mc120	39
d) Charges exceptionnels D 240	31
e) Effort de freinage	31
V.2.3.Charges sur les trottoirs	33
V.2.4. Effet du vent	32
V .2.5. Le séisme	32
V.2.6. Effet du gradient thermique.....	33
V.3. Combinaisons des charges	33
V.3.1. Les coefficients de majoration.....	33
V.2.2. Les combinaisons.....	34

Chapitre VI : étude longitudinale

Introduction	35
VI.1. Différentes phases de construction d'un fléau.....	35
VI.2) charge applique au fléau en phase de construction	35
VI.2.1. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique.....	36
VI.3-Actions générales sur le tablier: calcul des sollicitations	37
VI.3.1-Efforts dus au poids propre dans un fléau (isostatique)	37
VI. 3.1.1-Effort dus au poids propre	38
a -L'expression de l'effort tranchant	38
b -L'expression du moment fléchissant.....	38
VI.3.2. Effet des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau	38
VI.3.3. Effet des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique	38
V.3.4. le vent.....	40
VI.4 : étude de la stabilité des fléaux	41
VI.5. les combinaisons des charge	42
VI.5.1 situation durable.....	42
VI.5.2 Situation accidentelle.....	43
VI-6- phase de service.....	45
VI. 6-1- Présentation du logiciel	45
VI-6-2- Modélisation	46
VI-6-3- Combinaisons de calcul.....	46

Chapitre VII : étude de la précontrainte

I- Généralités.....	48
VII-1-Etude de la précontrainte de la console.....	48
VII-1-1-disposition des câbles	48
VII-1-2-Câblage	48
VII-1-3-Détermination du nombre de câbles de fléau	49
VII-1-4-Répartition des câbles dans chaque voussoir	50
VII-1-5-Espacement des armatures de la précontrainte	51
VII-1-6-Etude du tracé des câbles	51

a) Etude du tracé des câbles en élévation.....	52
b)-Etude du tracé des câbles en plan	54
VII-2-Calcul des pertes de tension de précontrainte.....	55
VII-2-1-les pertes de tension instantanée	55
a) Perte par frottement	55
b) Pertes de tensions dues au recule des ancrages.....	56
c)Pertes par raccourcissement du béton	57
VII-2-2- Pertes de tension différées	58
a)Pertes dus au retrait du béton	58
b) pertes de tension dues au fluage du béton	58
c) précontrainte de pertes de tension dues à la relaxation des armatures	59
VII-2-4- Vérification des contraintes.....	60
VII-3-les câbles de continuité	61
VII-3-1-Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée.....	61
a)Travée intermédiaire	62
b)Travée de rive	62
VII-3-2-Les pertes de tension.....	63
VII.3.3 Vérification des contraintes en phase de service.....	65

Chapitre VIII : étude transversale

Introduction.....	68
VIII. 1. Modélisation.....	68
VIII. 2. Définition des charges.....	68
VIII. 2. 1. Charges permanentes	68
VIII. 2. 1. 1. Poids propre (Pp)	68
VIII. 2. 2. Les charges complémentaires permanentes (CCP)	69
VIII. 2. 2. 1. Poids du revêtement.....	69
VIII. 2. 2. 2. Poids du dispositif de sécurité.....	69
VIII. 2. 2. 3. Poids du trottoir + poids de la corniche.....	69
VIII. 2. 3. Surcharges d'exploitation.....	69
VIII. 2 .3. 1. Chargement A(L)	69

VIII. 2. 3. 2. Sous système Bc.....	69
VIII. 2. 3. 2. Sous système Bt.....	69
VIII. 2. 3. 4. Système Mc120.....	69
VIII. 2. 3. 5. Convoi exceptionnel D240.....	70
VIII. 2. 3. 6. Charges sur les trottoirs.....	70
VIII. 3. Les combinaisons d'actions.....	70
VII. 4. Les résultats après calculs.....	70
VIII.5. Vérification de l'effort tranchant.....	71
VIII-6- Vérification au poinçonnement.....	72
VIII.7. Vérification des âmes au flambement.....	73
VIII.8. Ferrailage.....	73
VIII.8.1. Ferrailage en flexion simple pour les dalles.....	74
VIII.8.2. Ferrailage en flexion composé pour les âmes.....	74
VIII.8.3. Condition de non fragilité.....	75
VIII-8-2- Ferrailage des voussoirs.....	75
VIII.8.2-1 Ferrailage de voussoir près de la pile.....	75
VIII-8-2-2- Ferrailage de voussoir près de la culée.....	76

Chapitre IX : efforts tranchants

Introduction.....	79
IX.1. Détermination des efforts tranchant :.....	79
IX.1.1. Effort tranchant dû aux charges extérieures.....	79
IX.1.2. Effort tranchant dû à la précontrainte.....	79
IX.1.3. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement: (BPEL 91, [Réf.13]).....	79

Chapitre X : équipements du pont

Introduction.....	82
X.1 - Calcul du joint de chaussée.....	82
X.1.1.définition.....	82

X.1.2. Calcul du souffle des joints.....	82
a. Dilatation thermique.....	83
b. Retrait.....	83
c. Fluage.....	84
d. Souffle sismique.....	84
X.1.2. Type de joint choisi.....	84
X.2 - Appareil d'appui	85
X.2.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté.....	86
X.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	86
a) Réactions verticales dues aux combinaisons d'action.....	86
X.3. Les dés d'appui.....	90
X.3.1. Les dimensions de dés d'appuis.....	90
X.3.2.Ferraillage des dés d'appuis.....	91
a. Armatures de chaînage.....	91
b.Armatures de profondeur.....	91
c.Armature de diffusion.....	91
d.Ferraillage de surface (frette sup).....	91
e. Ferraillage inférieur ou d'éclatement (frette inf.).....	92
X.4. Le revêtement du tablier.....	92
X.4.1. Couche d'étanchéité.....	92
X.4.2. Couche de roulement.....	92
X.5. Dispositifs retenue.....	92
X.5.1. Les glissières de sécurité.....	92
X.5.2. Le garde-corps.....	93
X.5.3. Corniches.....	93
X.6. Evacuation des eaux.....	93

Chapitre XI : étude de la pile

Introduction.....	95
XI.1. Choix du type de pile.....	95

XI.2 : Dimensionnement et ferrailage de la pile.....	96
XI. 2.1. Le pré-dimensionnement de la pile.....	96
XI.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	96
XI.2.3. Armatures longitudinales.....	97
XI.2.4. Armatures transversales	99
XI.2.5. Vérification de la stabilité au flambement de la pile.....	100
XI-3- Les Fondations.....	101
XI-3-1- Choix du type de fondation.....	101
XI-3-2- La semelle	101
XI-3-2-1- La largeur	101
XI-3-2-2- La longueur	102
XI-3-2-3- La hauteur	102
XI-3-3- Nombre de files de pieux	102
XI-3-4- Étude et ferrailage de la semelle	103
XI-3-4-1- Caractéristiques de la semelle	103
XI-3-4-2- Effort revenant à chaque pieu	103
XI-3-4-3- Ferrailage de la semelle (méthode des consoles).....	104
a. Armatures transversales inférieures	104
b. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle	105
c. Armatures de construction.....	105
XI-3-5- Étude et ferrailage des pieux	106
XI-3-5-1- Calcul des moments par la formule de WARNE.....	107
a. Ferrailage longitudinal	107
b. Armatures transversales	107
c. Détermination des coefficients « χ_0 » et « χ_{00} ».....	108
d. Calcul de :.....	108
XI-3-5-2- Ferrailage des pieux :.....	108
a. Ferrailage longitudinal :.....	108
b. Données d'entrée de l'abaque.....	109
c. Armatures transversales.....	109

Chapitre XII : étude de la culée

XII.1. Introduction	111
XII.2. Choix de la morphologie	111
XII.3. Pré-dimensionnement de la culée	111
XII.3.1- Mur de garde grève	112
XII.3.2- Dalle de transition	112
XII.3.3- Le mur frontal	113
XII.3.4. Les murs en retour	113
XII.3.5. La semelle	113
XII.3.6. Sommier d'appui	113
XII.3.7. Les corbeaux	113
XII-4- Évaluation des efforts sollicitant la culée	114
XII.4.1- Calcul du coefficient de poussée.....	114
a. Poussée des surcharges de remblai	115
XII.4.3- Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais).....	118

Chapitre XIII : étude sismique

. Introduction.....	119
XIII.1 Méthodes d'analyse dynamique	119
XIII.1.1 Analyse spectrale monomodale (mode fondamentale)	119
XIII.1.2 Analyse dynamique linéaire — Méthode du spectre de réponse.....	119
XIII.1.3 Autres méthodes linéaires.....	120
XIII.1.4. Analyse temporelle non linéaire.....	120
XIII.2. Analyse de la structure.....	120
XIII.2.1 Classification du pont.....	120
XIII.2.2. Vérification des conditions de la méthode.....	120
XIII .3. Calcul de la période fondamentale de l'ouvrage (T).....	121
XIII.3.1 Calcul de la raideur de la structure.....	121
a. Raideur d'une pile.....	121
b. Raideur des appareils d'appuis.....	122

c. Raideur total par appui.....	122
XIII.4.Spectre de réponse élastique.....	122
XIII.4.1.Composante horizontale.....	122
XIII.4.2.Composante vertical.....	123
XIII.4.3.Spectre de dimensionnement.....	123
XIII.5. Effet sismique dans le sens longitudinal.....	124
XIII.5.1Calcul élastique ($q=1$).....	124
a. Effort longitudinal global.....	124
b. Répartition des efforts longitudinaux.....	124
c. Déplacement du tablier par rapport au sol.....	124
d. Déplacement de la tête de pile par rapport au sol.....	124
XIII.5.2 Calcul inélastique (dimensionnement $q > 1$	125
a. Effort longitudinal global.....	125
b. Répartition des efforts longitudinaux.....	125
c. Déplacement du tablier par rapport au sol.....	125
d. Déplacement de la tête de pile par rapport au sol.....	125
XIII.6. Effet sismique dans le sens transversal.....	125
XIII 6.1. Calcul des efforts sismiques transversaux.....	126
a. Calcul élastique ($q=1$)	126
b. Calcul inélastique (dimensionnement $q > 1$)	127
XIII.7.Effet sismique dans le sens vertical.....	128
XIII.7.1.Calcul de la période dans le sens vertical.....	128
XIII.7.2.Calcul des forces correspondantes pour chaque point nodal.....	128
XIII.7.3.Calcul des déplacements vertical.....	129
X.8.Récapitulatif des résultats.....	129
XIII.9. Combinaison des composantes de l'action sismique.....	130
XIII.9.1.Calcul des composantes	130

Liste des figures

<u>Figure.I.1</u> : Tracé en plan	2
<u>Figure.I.2</u> : Profil en long	3
<u>Figure.III.1</u> : Éléments constitutifs d'un pont à poutres sous chaussée.....	9
<u>Figure.III.2</u> : Pont à poutre multiple en béton précontraint	10
<u>Figure.III.3</u> : Coupe transversal.....	10
<u>Figure.III.4</u> : Voussoirs coulés sur place.....	11
<u>Figure. IV.1</u> : Coupe longitudinale schématique de l'ouvrage.....	13
<u>Figure.IV.2</u> : La section transversale.....	14
<u>Figure.IV.3</u> : gousset supérieur.....	16
<u>Figure.IV.4</u> : gousset inférieur.....	16
<u>Figure IV.5</u> : coupe transversale de voussoir sur pile.....	17
<u>Figure IV.6</u> : coupe transversale de voussoir à la clé.....	17
<u>Figure.V.1</u> : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont.....	20
<u>Figure.V.2</u> : Glissière de sécurité.....	21
<u>Figure.V.3</u> : Schéma d'un garde-corps.....	22
<u>Figure .V.4</u> : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.....	22
<u>Figure.V.5</u> : Les différents cas de placement de la charge A(l) sur le tablier.....	24
<u>Figure.V.6</u> : Dimensions du système Bc.....	25
<u>Fig. V.7</u> : Les dimensions du système Bt.....	27
<u>Figure.V.8</u> : Dimensions du système Br.....	29
<u>Figure.V.9</u> : Les dimensions du système Mc120	30
<u>Figure. V.10</u> : Dimensions de système D240.....	31
<u>Figure.VI.1</u> : Cheminement de la réalisation d'un demi-fléau.....	35
<u>Figure VI.2</u> : schéma statique de demi-fléau.....	36
<u>Figure.VI.3</u> : Efforts dus au poids propre.....	37
<u>Figure.VI.4</u> : schéma statique de la surcharge répartie de chantier.....	38
<u>Figure.VI.5</u> : schéma statique de la surcharge d'équipage mobile.....	39
<u>Figure.VI.6</u> : schéma statique de la surcharge concentré de chantier.....	39
<u>Figure.VI.7</u> : schéma statique de la surcharge répartie du vent.....	40
<u>Figure.VI.8</u> : schéma statique de la surcharge dans le cas accidentelle.....	41
<u>Figure VI.9</u> : Vue en 3D du modèle de calcul.....	46
<u>Figure.VI.10</u> : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison 1,35G + 1,35AL [t.m].....	47
<u>Figure.VI.11</u> : diagramme des moments fléchissant sous G + AL[t.m].....	47
<u>Figure.VII.1</u> : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.....	50
<u>Figure.VII.2</u> : La disposition des ancrages au niveau des âmes.....	52
<u>Figure.VII.3</u> : Tracé d'un câble en élévation.....	52

<u>Figure. VII.4</u> : Tracé des câbles en élévation.....	53
<u>Figure.VII.5</u> : Tracé en plan d'un câble du fléau.....	54
<u>Figure.VII.6</u> : Diagramme des tensions avant et après recul d'encrage.....	57
<u>FigureVII.7</u> : Disposition des câbles de continuité pour la travée intermédiaire.....	62
<u>Figure VII.8</u> : Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive.....	63
<u>Figure.VIII.1et2</u> :Vue en 3D du caisson prêt de la pile et de la de la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural.....	68
<u>Figure.VIII.3</u> : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile.....	77
<u>Figure.VIII.4</u> : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la culée.....	78
<u>Figure.X.1</u> : Rotation d'extrémité sous chargement.....	83
<u>Figure.X.2</u> : Joint du type Wd (souffle moyen).....	84
<u>Figure.X.3</u> : Dimensions en plan du dé d'appui	90
<u>Figure.X.4</u> : Corniches préfabriquées sur chantier.....	93
<u>Figure.X.5</u> : Les équipements du pont.....	94
<u>Figure. XI.1</u> : vue en plans de la pile.....	95
<u>Figure. XI.2</u> : schéma de répartition des armatures de la pile.....	97
<u>Figure. XI.3</u> : Abaque de Walther pour la flexion composée.....	98
<u>Figure XI.4</u> : ferrailage de la pile.....	100
<u>Figure.XI.5</u> : Coupe transversale (pile + semelle de liaison + pieux).....	102
<u>Figure .XI.6</u> : Ferrailage de la semelle.....	106
<u>Figure.XI.7</u> : abaques de Walther	108
<u>Figure. XI.8</u> : Ferrailage des pieux.....	110
<u>Figure. XI.9</u> : Ferrailage des pieux (3D).....	110
<u>Figure.XII.1</u> : Les éléments constitutifs d'une culée.....	112
<u>Figure.XII.2</u> : Dalle de transition.....	112
<u>Figure.XII.3</u> : Les dimensions de la culée.....	114

Liste des tableaux

<u>Tab.III.1</u> : Evaluation des critères de choix d'un pont.....	12
<u>Tab.IV.1</u> : Caractéristiques des voussoirs.....	19
<u>Tab.V.1</u> : Tableau de classification des ponts.....	23
<u>Tab.V.2</u> : Valeurs de A(L) pour chaque cas de charge.....	24
<u>Tab.V.3</u> : Valeurs des coefficients Bc.....	26
<u>Tab.V.4</u> : Valeurs de S et δ pour les différents cas de charge Bc.....	26
<u>Tab.V.5</u> : Valeurs des coefficients Bt.....	27
<u>Tab.V.6</u> : Valeurs de S et δ pour les différents cas de charge Bt.....	28
<u>Tab.V.7</u> : Valeurs de S et δ pour les différents cas de charge Br.....	29
<u>Tab.V.8</u> : Valeurs de S et δ pour les différents cas de charge Mc120.....	30
<u>Tab.V.9</u> : Les différents coefficients de majoration.....	33
<u>Tab.V.10</u> : Combinaison d'actions à l'ELU et l'ELS.....	34
<u>Tab VI.1</u> : Longueurs et poids de chaque voussoir.....	37
<u>Tab.VI.2</u> : la variation des efforts dans le demi-fléau en fonction de la portée.....	41
<u>Tab.VI.3</u> : variation des efforts dans le demi-fléau cas de la situation accidentelle.....	42
<u>Tab.VI.4</u> : Tableaux des moments dus à la combinaison d'action de la situation durable à ELU.....	43
<u>Tab.VI.5</u> : Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation durable à ELU.....	43
<u>Tab.VI.6</u> : Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU.....	44
<u>Tab.VI.7</u> : Tableaux des moments dus à la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU.....	44
<u>Tab.VI.8</u> : combinaisons les plus défavorables.....	45
<u>Tab.VII.1</u> : le nombre de câble nécessaire pour chaque voussoir.....	51
<u>Tab.VII.2</u> : Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.....	51
<u>Tab.VII.3</u> : Tracé en élévation des câbles de fléau.....	53
<u>Tab.VII.4</u> : traces des câbles en plan.....	55
<u>Tab.VII.5</u> : Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles.....	56
<u>Tab.VII.6</u> : résultat des pertes par recul d'encrage dans chaque câble.....	57
<u>Tab.VII.7</u> : Résultats des pertes par non simultanité de la mise en tension des différents câbles.....	58
<u>Tab.VII.8</u> : Résultats des pertes de tension dues au fluage.....	59
<u>Tab.VII.9</u> : Résultats des pertes de tension par relaxation des aciers.....	60
<u>Tab.VII.10</u> : Vérification des contraintes en construction.....	61
<u>Tab.VII.11</u> :Câbles de continuités de la travée intermédiaire.....	62

<u>Tab.VII.12</u> :Nombre de câbles par voussoir (travée intermédiaire).....	62
<u>Tab.VII.13</u> :Câbles de continuités de la travée de rive.....	62
<u>Tab.VII.14</u> :Nombre de câbles par voussoir (travée de rive).....	63
<u>Tab.VII.15</u> : Pertes de précontrainte dans la travée de rive.....	63
<u>Tab.VII.16</u> : Pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.....	64
<u>Tab.VII.17</u> : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{min} : (G + CCP).....	66
<u>Tab.VII.18</u> : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{max} : (G + AL).....	66
<u>Tab.VII.19</u> : Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{min} : (G + CCP).....	66
<u>Tab.VII.20</u> : Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{max} : (G + AL).....	67
<u>Tab. VIII. 1</u> : Coefficient de majoration de chaque système.....	69
<u>Tab. VIII. 2</u> : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.....	70
<u>Tab. VIII.3</u> :Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur pile.....	71
<u>Tab.VIII.4</u> : Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur culée.....	71
<u>Tab.VIII.5</u> : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).....	72
<u>Tab.VIII.6</u> : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée).....	72
<u>Tab.VIII.7</u> : ferrailage du voussoir près de la pile.....	76
<u>Tab.VII.8</u> : ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile.....	76
<u>Tab.VIII.9</u> : ferrailage du voussoir près de la culée.....	77
<u>Tab.VIII.10</u> : ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée.....	77
<u>Tab.IX.1</u> : Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire.....	80
<u>Tab.IX.2</u> : Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.....	80
<u>Tab.X.1</u> : Différents modèles des joints W_d	85
<u>Tab.X.2</u> : Caractéristiques physiques des joints W_d	85
<u>Tab.XI.1</u> : Les sollicitations maximales sur la pile.....	97
<u>Tab.XII.1</u> : récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.....	115
<u>Tab.XII.2</u> : Calcul des moments et des efforts globaux.....	116
<u>Tab.XII.3</u> : Résultats du calcul de la poussée à vide.....	118
<u>Tab XIII.1</u> : Valeur de calcul de la période.....	126



INTRODUCTION
GENERALE

Introduction :

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

Et pour cela et avec toute cette variation des types d'ouvrages, la conception des ces derniers reste la phase la plus importante pour un ingénieur.

donc il faut des reconnaissances sur le site d'implantation de l'ouvrage et les caractéristiques de l'ouvrage, et aussi le recueil des données naturelles (la topographie - l'hydrologie – la géotechnique- les actions naturelles susceptibles de solliciter le pont).

La conception d'un ouvrage est entièrement conditionnée par un certain nombre de données.

Ces données sont de deux types :

Les données naturelles : concernant le sol, les rivières à franchir, leur hydrologie, donc sont l'ensemble des éléments de son environnement.

Les données fonctionnelles de l'ouvrage : fixées par le maître de l'ouvrage, éventuellement après négociations avec d'autres décideurs donc c'est un ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement éventuellement après négociations avec d'autres décideurs donc c'est un ensemble des caractéristique permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, l'ingénieur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût. Dans ce projet de fin d'étude, notre travail consiste à faire une étude d'un pont reliant la wilaya de Rélizane à l'autoroute est-ouest.

Nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un viaduc en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière profonde.

CHAPITRE I :

Présentation du projet.

I.1.Présentation de l'ouvrage:

Notre projet a été proposé par la Société Algérienne d'Etude Infrastructure dans le cadre de projet de la pénétrante reliant la ville de Rélizane à l'autoroute est-ouest. Notre projet porte sur un viaduc construit en béton précontraint par encorbellement successifs. Il permet de rejoindre la wilaya de Rélizane à l'autoroute est-ouest. La longueur de cet ouvrage est de 134.51m, il est compris entre le PK 11+500.00 et le PK11+634,51 Il est conçu afin d'éviter les grands remblais exigés par la ligne rouge à cause du terrain vallonné de cette région. Il se compose de trois(03) travées :

- ✓ une travée centrale de 50.00 m.
- ✓ deux travées de rives de 35.00 m.

I.1.1.Données géométriques

a)Tracé en plan :

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

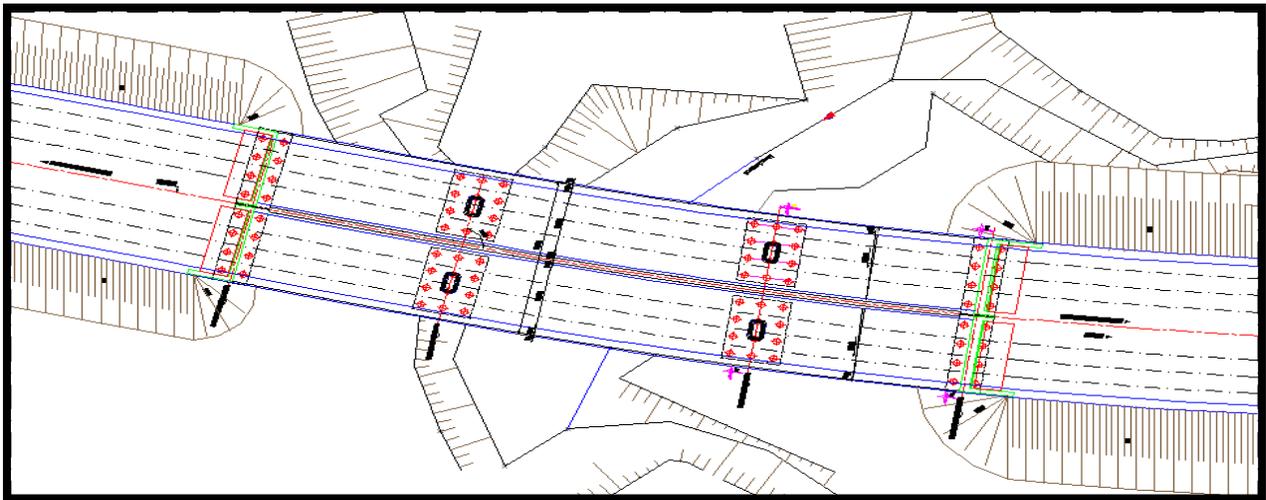


Fig I.1.Tracé en plan.

b) Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (y compris la couche de roulement) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 1%

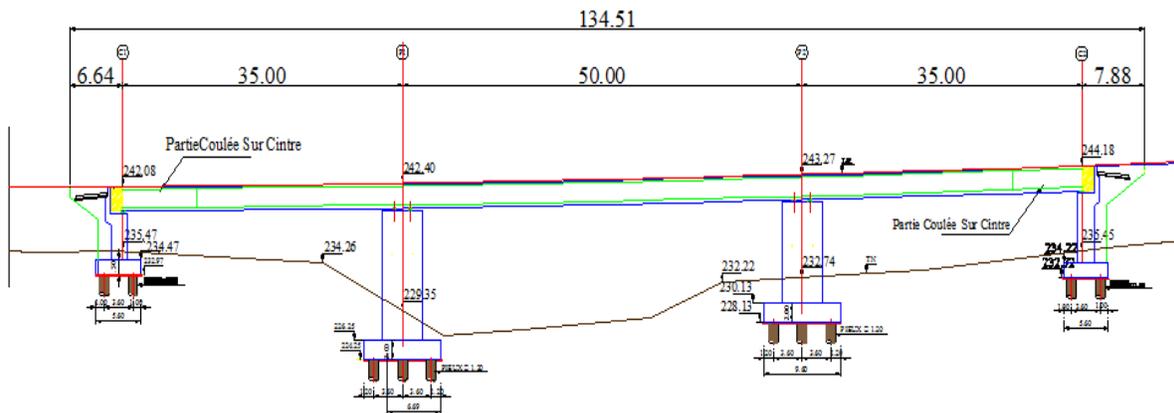


Fig I.2.Profil en long.

c) Profil en travers :

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile à modifier (par exemple ; l'élargir) ; si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- ✓ Largeur roulable : $L_r = 10.50\text{m}$
- ✓ Largeur chargeable : $L_c = 10.50\text{m}$
- ✓ Nombre de voies : trois voies de 3.5m
- ✓ La pente : $2,5\%$

On peut assurer la pente transversale en dénivellant la couche de roulement.

I.1.2. Données géotechniques :

Les données géotechniques sont, évidemment, primordiales dans l'étude d'un ouvrage.

Elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis, et constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation.

Pour notre cas ; l'étude géotechnique a révélé que le sol de surface est d'une portance insuffisante d'où la recommandation des pieux pour l'ensemble des appuis (piles et culées).

I.1.3. Données topographiques :

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages...etc.

I.1.4. Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

La région de RELISANE est classée en zone II-a selon le RPOA2008.

I.1.5. Données climatiques :

a) La température :

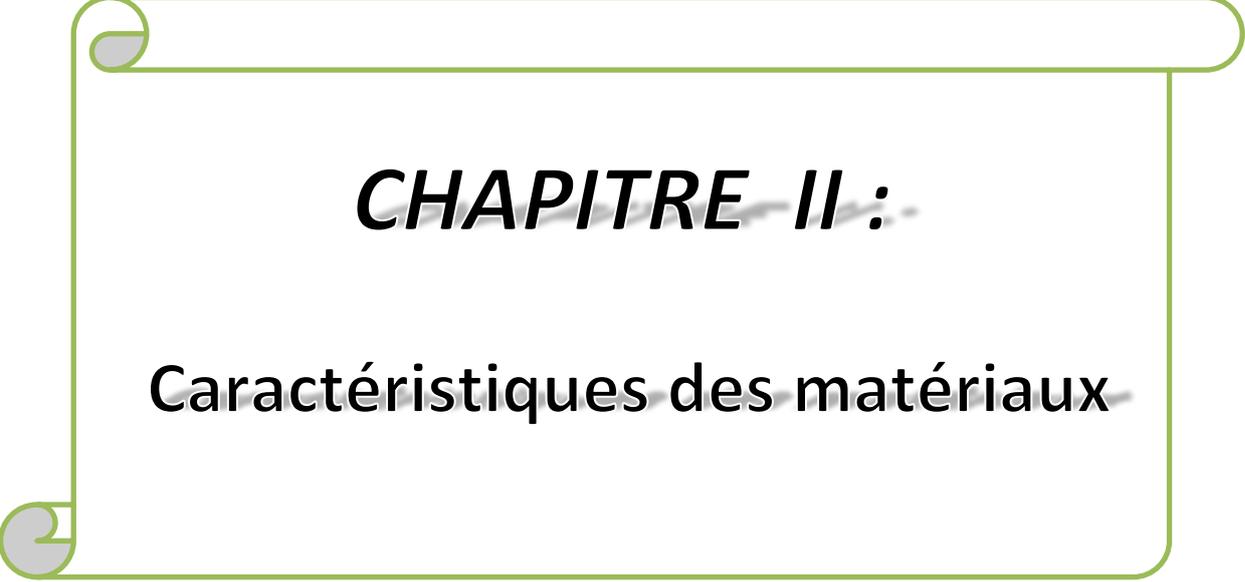
Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareilles d'appui ($\pm 10^{\circ}\text{C}$).

b) la neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction)

c) Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule 61, titre II, on prend une surcharge du vent répartie de 125Kg/m^2 .



CHAPITRE II :

Caractéristiques des matériaux

II.1. Béton :

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

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

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

II.1.1. Dosage :

Le béton est dosé à 400 Kg/m³ de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

II.1.2. Densité :

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

II.1.3. La résistance à la compression :

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

Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

- Les résistances à la compression à différents âges de **j** jours, j différent de 28.
- La résistance à la traction à différents âges.
- Le module de déformation longitudinale du béton.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa pour le béton du tablier} \\ 27 \text{ MPa pour le béton d appui et les fondations} \end{cases}$$

Pour **j** jours la résistance caractéristique à la compression

$$\begin{cases} j \geq 28 \text{ jours} \implies f_{cj} = f_{c28} \\ j < 28 \text{ jours} \implies f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

II.1.4. La résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa (pour le tablier)}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,22 \text{ MPa (pour les appuis).}$$

f_{tj} , f_{cj} sont exprimées en MPa (N / mm²).

II.1.5. Contrainte de calcul pour l'E.L.U.R :

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

Le coefficient θ est fixé à « 1 » lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable ou transitoires} \\ 1.15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

II.1.7. Contrainte limite de service :

$$\sigma = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{en service.} \\ 0.6 f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases}$$

II.1.8. Déformation longitudinale du béton E :

On considère un module de déformation « E_{ij} » défini par le BPEL comme suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

- Module de déformation différée (longue durée)

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

II.1.9. Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Où :

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

Avec :

ν : coefficient de poisson donné par : $\nu = 0.2$ pour un béton non fissuré (E.L.S)
 $\nu = 0$ pour un béton fissuré (E.L.U)

a : cote de l'élément considéré.

L : longueur de l'élément considéré.

II.2. Aciers de précontrainte « actifs » :

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. On utilise des câbles 12T15s .

II.3. Caractéristiques des câbles : Selon FREYSSINET

- ✓ Unité de précontrainte
 - ✓ Poids de 1T15s = 1,12 (kg/m)
 - ✓ Section de 12T15s = 1800 (mm²)
 - ✓ Force de rupture nominale = 252,1 (kN) 12T15s
 - ✓ Force maximale sous ancrage = 241,3 (kN)
 - ✓ $f_{peg} = 1660$ (MPa)
 - ✓ $f_{prg} = 1860$ (MPa)
- } 12 torons

f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0,1%.

f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

II.3.1. La valeur max de la tension à l'origine σ_0 :

$$\sigma_0 < \text{Min} (0,8f_{prg}, 0,9f_{peg})$$

$$\sigma_0 < \text{Min} (1488, 1494) = 1488 \text{ MPa}$$

II.3.2. Gaines :

- Fint : 75 mm.

- Fext : 82 mm.

II.3.3. Frottements :

- Coefficient de perte par frottement linéaire : $0,003 \text{ m}^{-1}$

- Coefficient de frottement de courbure : $0,2 \text{ rad}^{-1}$

II.4. Les aciers passifs :

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

$$\text{On a : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : coefficient de pondération pris égale à 1,15.

D'où :

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

CHAPITRE III:

**Conception et choix des
variantes.**

Introduction :

La conception d'un pont résulte le plus souvent d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

Au tout départ-on a jugé opportun d'envisager plusieurs solutions de pont pour notre projet et d'étudier chacune d'elle en considérant les avantages et les inconvénients. Cette analyse est renforcé par un pré dimensionnement bien que sommaire, nous à aider dans notre choix de solution final.

III.1. Objectif d'études des variantes :

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

III.2. Choix du type d'ouvrage :

Le choix d'un type d'ouvrages s'appuie essentiellement sur une vue technique et économiques, donc l'ouvrage choisi doit être capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions pour pouvoir envisager des solutions qui apparaîtront à première vue comme les meilleures et qui feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir à la meilleur solution technique et économique. Cette opération fait appel à l'expérience et aux connaissances de l'ingénieur des problèmes rencontrés et l'évolution incessante des types d'ouvrages (nouvelles méthodes, d'exécution, nouvelles formes, d'ouvrages, nouveaux matériaux).

Pour un choix préliminaire du type d'ouvrage on prendra en considération les éléments principaux suivant :

- Profil en long de la chaussée.
- Les conditions sur sites.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Rapport hydrologique .
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.
- Les conditions du maitre.

III.3. Comment procéder au choix :

Il n'existe aucun type de pont qui puisse être construit n'importe où et qui peut être parfait dans sa conception, c'est pour cela qu'il existe au monde. On choisit le type de pont selon les avantages qu'il présente par rapport à l'endroit où il doit être construit.

Plusieurs facteurs influencent le choix du type de pont qui sera construit à un endroit voulu notamment la distance sur laquelle il doit s'étendre ainsi que celle qu'il doit avoir en dessous du pont. On doit aussi prendre en compte les matériaux nécessaires et la main d'œuvre disponible. De plus on doit calculer le type de circulation qu'il doit y avoir sur ce pont, le cout lié à sa construction et finalement l'apparence du pont en relation avec son environnement.

III.4. Proposition des variantes :

Trois variantes sont envisagées :

Variante N01 : Pont mixte à poutre.

Variante N02 : Pont à poutre multiples en béton précontraint par Post-tension.

Variante N03 : Pont en encorbellement successif.

III.5.1. Variante N01 : pont mixte à poutre

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

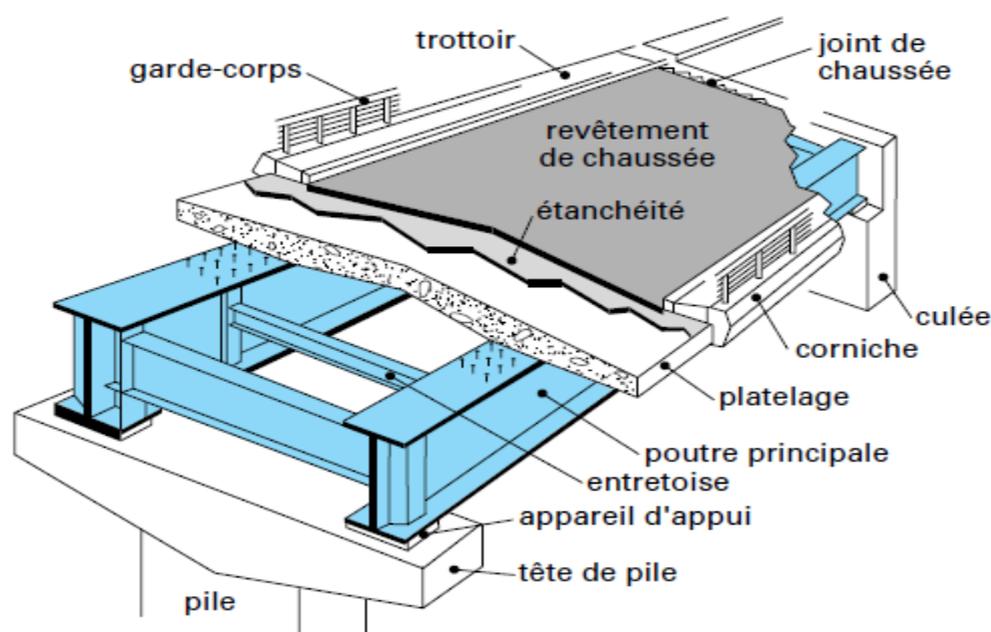


Fig.III.1 : Éléments constitutifs d'un pont à poutres sous chaussée

➤ Les avantages :

- ✓ Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus, car ils s'adaptent à diverses situations :
- ✓ milieu rural ou urbain
- ✓ portée principale de 30 à 130 m
- ✓ longueur totale d'une dizaine de mètres à plus d'un kilomètre
- ✓ largeur totale de 7-8 mètres à une vingtaine de mètres
- ✓ ouvrage standard très économique ou ouvrage plus sophistiqué
- ✓ légèreté par rapporte au tablier
- ✓ la rapidité d'exécution globale
- ✓ la précision dimensionnelle de la structure

- ✓ De plus, leur construction est facile et fiable. Ils sont constitués de deux poutres principales connectées à la dalle par des connecteurs (souvent des goujons) et reliées par des poutres secondaires de divers types.
- **Les inconvénients :**
- ✓ Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- ✓ La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- ✓ En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum.
- ✓ Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.
- ✓ Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton. Une surveillance avec visite périodique.

III.4.2. Variante N02 : Pont à poutre multiples en béton précontraint par Post-tension:

La structure du tablier est composée de plusieurs poutres posées longitudinalement.

Cette méthode consiste à préfabriquer les poutres sur une aire de préfabrication et à les mettre en place ensuite.

L'utilisation de la préfabrication est systématique car le coulage en place de telles structures seraient trop complexe et ne serait pas pertinent (non économique).

Le béton résiste bien à la compression, mais peu à la traction; on y ajoute donc une compression permanente dite « précontrainte ».

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes à celles produites par les charges qui le solliciteront après.

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension peuvent atteindre des portées déterminantes comprises entre 30 et 60m.



Fig.III.2 : Pont à poutre multiple en béton précontraint

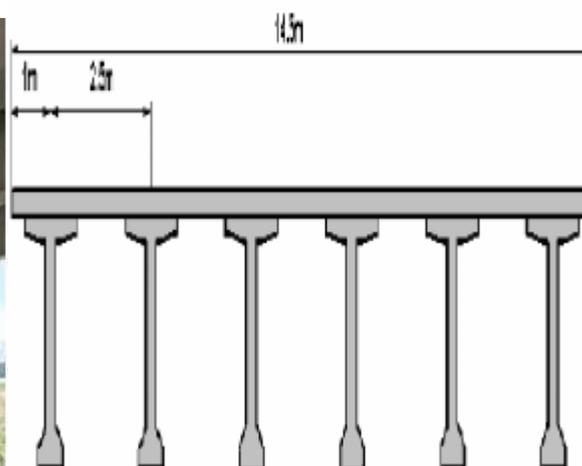


Fig.III.3 : Coupe transversale

➤ **Les avantages :**

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

➤ **Les inconvénients**

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

III.4.3. Variante N03 : pont en encorbellement successif :

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



Fig.III.4 : Voussoirs coulés sur place.

➤ **Les avantages :**

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

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

III.5. Analyse multicritère :

	Pont mixte	Pont à poutre multiples	pont en encorbellement successif
Economie	-	-	+
Entretien	-	+	+
Esthétique	-	-	+
Exécution	/	/	/
délai	+	+	-
coût	-	-	-

Tab.III.1 : Evaluation des critères de choix d'un pont

+ : Favorable.

/ : Médian.

- : Défavorable

Conclusion :

Le choix de l'une ou de l'autre des variantes n'est fait qu'après avoir eu recours à des études technico-économiques avancées, que nous ne pouvons faire.

Donc nous ne constatons que la variante N03 susceptible de répondre le mieux, techniquement et économiquement, à la problématique posée est la variante « pont construit par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place ».



CHAPITRE IV:

Pré-dimensionnement

IV.1. pré-dimensionnement de la structure longitudinale :

IV.1.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage :

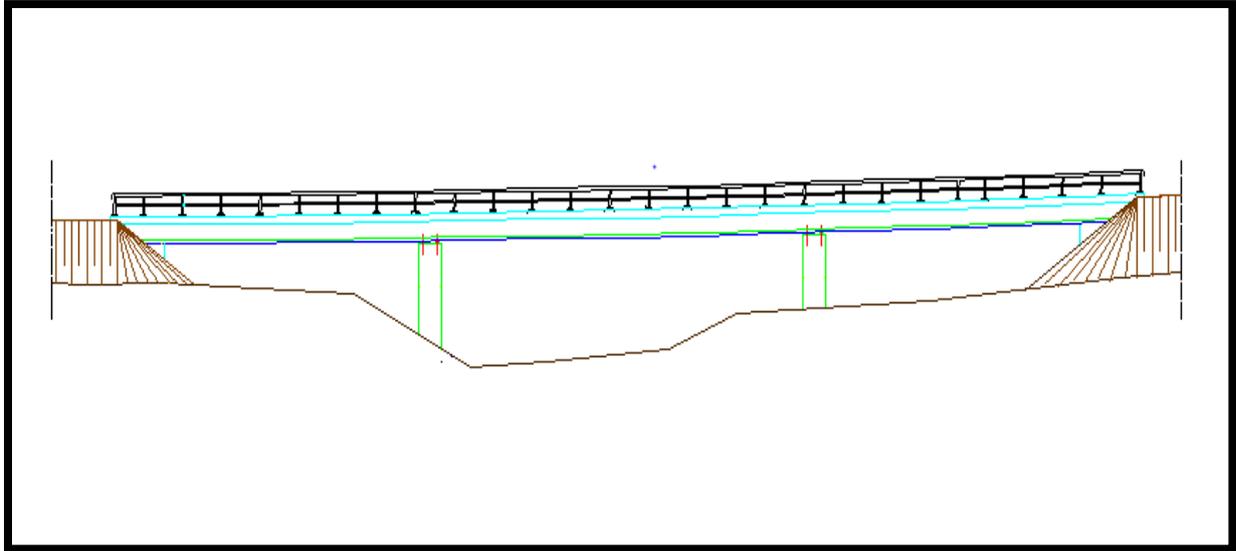


Figure. IV.1 : Coupe longitudinale schématique de l'ouvrage

IV.1.2. Répartition des travées

En ce qui concerne la répartition des travées, il est généralement préférable de choisir des travées centrales de longueur égales. Et d'adopter un rapport travée de rive/travée centrale compris entre 0.6 et 0.7.

Notre ouvrage comporte une travée intermédiaire et deux travées de rive identique ayant respectivement les portées suivantes 50m et 35m.

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

IV.1.3. Hauteur des voussoirs :

a)Hauteur constante :

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante. La hauteur constante, lorsqu'elle est envisageable, est bien adaptée aux ouvrages de géométrie complexe, notamment les ponts très courbes ; il en est de même des ouvrages situés dans des sites complexes (sites urbains, échangeurs, etc.).

b)Hauteur variable :

Au-delà de 65 m/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable (généralement parabolique, linéaire, cubique,...), la hauteur variable convient en général assez bien aux vallées profondes et aux grands cours d'eau.

Pour notre ouvrage la portée principale est de 50m, alors la hauteur est constante.

IV-1-4 Les caractéristiques géométriques de la section retenue :

La hauteur fixe de voussoir ($H=H_P=H_C$) :

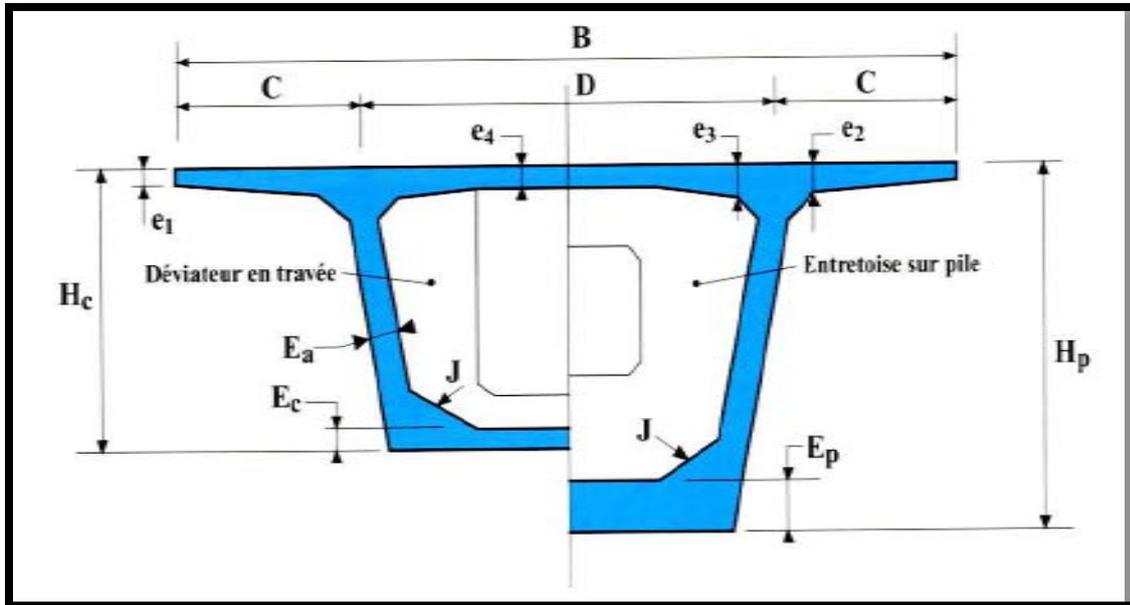


Fig.IV.2 : La section transversale

$1/25$ de la portée maximale $< H < 1/20$ de la portée maximale

$50/25 < H < 50/20$.

$2 < H < 2.5$

En prend : $H=2,30m$.

❖ Hourdis supérieur :

B : la largeur du caisson égal à 12.5m.

$C=B/4=3.125m$.

Donc : **$D=6.25m$.**

e_1 dépend du dispositif de retenue choisi.

En prend : **$e_1=25cm$.**

En première approximation, on pourra retenir pour e_2 $1/7$ à $1/8$ de la largeur de l'encorbellement mesurée au début du gousset pour un hourdis en béton armé.

En prend : **$e_2=40cm$.**

$e_4 = D/25 = 0.25m$ avec e_4 un minimum de 20 cm.

En prend :

$e_4 = 25 cm$

e_3 peut être estimée en mètre à $0,10 + D/25$.

En prend :

$e_3 = 40cm$.

❖ **Epaisseur de l'âme**

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile, L'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30 %, en prend une inclinaison de $\text{Arctng}(1/5)$.

$$Ea = L/275 + 1,25 \times B/L - 0,125.$$

L : Portée principal ; **B** : largeur du hourdis supérieur. (Ea , L et B exprimés en mètres).

$$Ea = 50/275 + 1,25 \times 12,5/50 - 0,125$$

$$Ea = 0,495\text{m}$$

En prend : **Ea = 50cm**

On a :

- **Ea = 36cm** pour des unités **12 T 13**.
- **Ea = 44cm** pour des unités **12 T 15**.
- **Ea = 59cm** pour des unités **19 T 15**.

Les câbles de précontrainte choisis dans notre ouvrage sont du type 12T15 \Rightarrow **Ea = 50cm**

❖ **Inclinaison des âmes :**

L'inclinaison adoptée est de 20 %,

Soit $\text{tga} = 0,25$ et donc **a = 14°**

❖ **Epaisseur de l'hourdi inférieur :**

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile.

Dans les parties coulées sur cintre, l'épaisseur du hourdis inférieur reste constante et égale à celle de la clef.

➤ **Épaisseur minimale :**

$$Ec > 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$$

En prend : **Ec = 25 cm**

➤ **Épaisseur maximale :**

Cette valeur dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis, varie de 35 à 80 cm voire plus.

En prend : **Ep = 50 cm**

❖ **dimensionnement des goussets :**➤ **gousset supérieur :**

L'angle d'inclinaison du gousset est compris entre **30 et 45°**

$$\text{tga} = v/h, \quad h = 50 \text{ cm}, \quad v = 50 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = 1 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 45$$

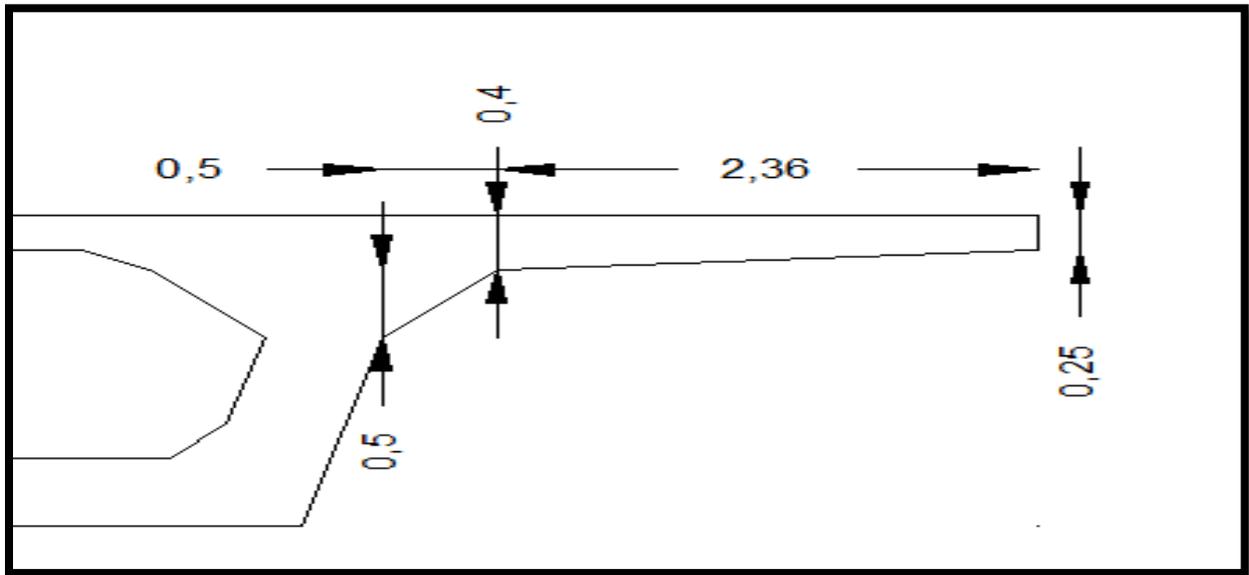


Figure IV.3 : gousset supérieur

➤ **gousset inférieur**

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

On opte pour un angle d'inclinaison de 45° , donc on aura $h = v = 25 \text{ cm}$

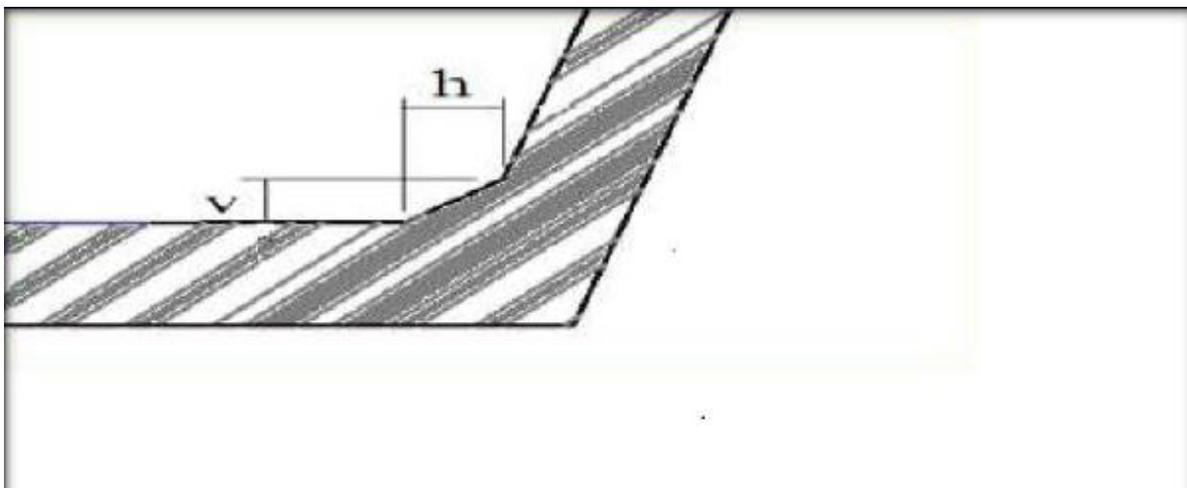


Figure IV.4 : gousset inférieur

en tension des câble des fléau des derniers voussoirs. Leur longueur minimale est ainsi environ de deux mètre.

On opte pour le découpage suivant :

- Voussoirs sur pile **8m** (2 voussoirs).
- Voussoirs courants **4 m** (20 voussoirs).
- Voussoirs de clavage **2 m** (3 voussoirs).
- Voussoirs coulée sur cintre **9 m** (2 voussoirs).

IV.1.6. Loi de variation des différents paramètres :

Déterminons les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites .

$I_y(x) = I_{yG} + A(z_G)^2$ (théorème d'Huygens).

$I_y(x)$: Moment d'inertie de la section , par rapport à la fibre supérieure.

$I_{yG}(x)$: Moment d'inertie de la section , par rapport à son centre de gravité.

A : L'aire de la section .

Z_G : La distance de G à la fibre supérieure.

IV-6-1-.loi de variation de l'épaisseur de l'hourdis inferieur :

a) Travée intermédiaire :

$$e_i(x) = e_{ic} + \frac{e_{ip} - e_{ic}}{l^2} x^2$$

b) travée de rive :

$$e_i(x) = e_{ic} + \frac{e_{ip} - e_{ic}}{(1-lc)^2} x^2$$

IV.1.6-2.loi de variation de la section :

a) travée intermédiaire :

$$s(x) = s_c + \frac{sp - sc}{l^2} x^2$$

b) travée de rive :

$$s(x) = s_c + \frac{sp - sc}{(1-lc)^2} x^2$$

IV-1.6-3.Loi de variation du centre de gravité de la section :

a. travée intermédiaire :

$$Y_G(x) = Y_{gc} + \frac{Y_{gp} - Y_{gc}}{l^2} x^2$$

b. travée de rive :

$$Y_G(x) = Y_{gc} + \frac{Y_{gp} - Y_{gc}}{(1-lc)^2} x^2$$

IV.1.6-4.loi de variation de l'inertie:

a. travée intermédiaire :

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

Avec :

$$k = \left[\left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1 \right]$$

b. travée de rive :

$$(x) = Ic \left[1 + k \left(\frac{x}{l - lc} \right)^2 \right]^{5/2}$$

Les résultats sont donnée dans le tableau suivant :

	h(m)	e(m)	B(m ²)	Volume(m ³)	Poids(T)	Iy (m ⁴)	Iz (m ⁴)	v'(m)	v (m)	ρ
VSC	2,3	0,25	7,7629	69,8661	174,66525	5,3399	72.88	1,4682	0,8318	0,5632
Clavage	2,3	0,25	7,7629	15,5258	38,8145	5,3399	72.88	1,4682	0,8318	0,5632
V1	2,3	0,26	7,8152	31,2608	78,152	5,3895	72.92	1,462	0,838	0,5629
V2	2,3	0,29	7,9721	31,8884	79,721	5,5399	72.96	1,4432	0,8568	0,562
V3	2,3	0,34	8,2337	32,9348	82,337	5,7963	73.04	1,4058	0,8942	0,560
V4	2,3	0,41	8,5998	34,3992	85,998	6,1669	73.15	1,3621	0,9379	0,5613
V5	2,3	0,5	9,0706	36,2824	90,706	6,6639	73.30	1,312	0,988	0,5668
VSP	2,3	0,5	9,0706	72,5648	181,412	6,6639	73.30	1,312	0,988	0,5668

Tableau IV.1 caractéristiques des voussoirs

G : Le centre de graviter de la section ;

V : La distance entre le centre de graviter et la fibre supérieure ;

V' : La distance entre le centre de graviter et la fibre inférieure ;

h : la hauteur totale de la section ;

B : L'aire de la section ;

Iy : Son moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par **G**) ;

Iz : Son moment d'inertie (par rapport à un axe vertical passant par **G**) ;

e: épaisseur de la table inférieur du voussoir.

ρ: le rendement géométrique de la section ; $\rho = \frac{Iy}{BVV'}$

CHAPITRE V:

Charges et surcharges.

Introduction :

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

V.1. Caractéristiques du pont :

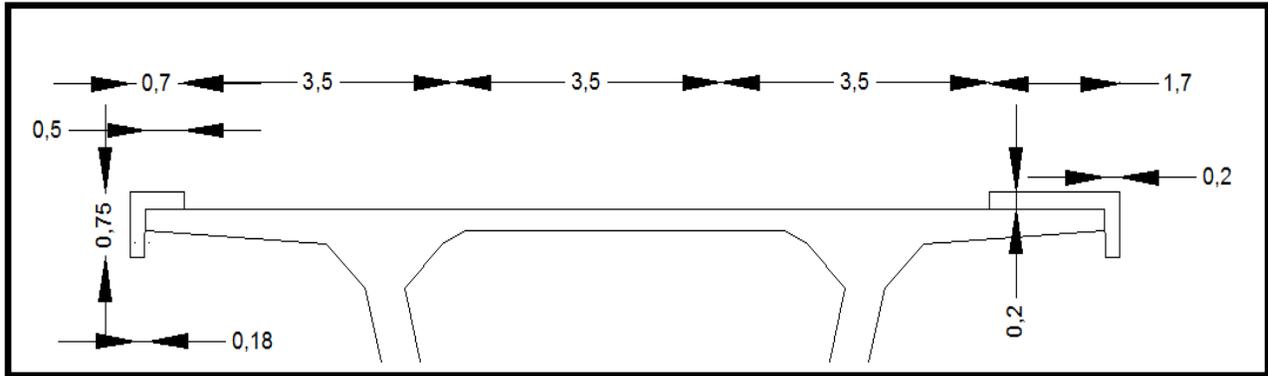


Fig.V.1 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont.

V.1.1. La largeur roulable LR :

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

Dans notre cas **LR = 10,5m** .

V.1.2. La largeur chargeable LC :

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0, 5m de deux cotés.

En général la largeur chargeable s'écrit sous la forme suivante : **LC= LR - 2 X0,5**

Si le pont ne comporte pas de bande d'arrêt d'urgence, alors : **LC = LR**

Dans notre cas **LC =LR = 10,5 m**.

V.1.3. Largeur totale LT :

Dans notre cas **LT= 12,5m**

V.1.4. nombres de voies de circulation :

$$N_v = \frac{lr}{3} = \frac{10,5}{3} = 3,5 N_v = 3 \text{ voies.}$$

V.1.5. Largeur de la voie :

On a trois voies de 3.5

V.1.6. Classe du pont :

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

- **1ère classe** : Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable (**LR ≥ 7 m**).
- **2ème classe** : tous les ponts supportent des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5.5m et 7m (**5,5 m < LR < 7 m**).

- **3^{ème} classe** : autres que ceux énumérés ci-dessus, les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable ($LR \leq 5,50$ m).

Pour notre projet ; il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable $LR= 10,5$ m, donc c'est un pont de 1^{ère} classe.

V.2. Evaluation des charges et surcharges :

V.2.1. Les charges hors trafic :

V.2.1.1. Charges permanentes :

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

✚ Les charges permanentes (CP) :

a) Poids total des voussoirs :

$$P_V = b \gamma \times (S \times N) \text{ LT}$$

$$P_V = 2,5(7,7629 \times 2 + 9,0706 \times 2 + 7,77629 \times 3 + 7,8152 \times 4 + 7,9721 \times 4 + 8,2337 \times 4 + 8,5998 \times 4 + 9,0706 \times 4) \times 120 = 2496,2541 \text{ t}$$

✚ Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

Concernent les éléments non porteurs et les installations fixes. (Revêtement, dispositif de sécurité et charges des trottoirs).

a)- poids de revêtement :

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité de **1 cm** et d'une couche de roulement de **8 cm** pour le trafic, avec les densités respectives $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ et $\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$.

$$P_{rev} = e \times L_r \times \gamma_{BB} = 0,01 \times 10,5 \times 2 + 0,08 \times 10,5 \times 2,2 = 2,058 \text{ t/ml.}$$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement.

L_r : Largeur roulable qui est égale à 10,5m.

γ_{BB} : Poids volumique (densité) du béton bitumineux.

b) Poids du dispositif de sécurité :

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

- **Poids des glissières de sécurité :**

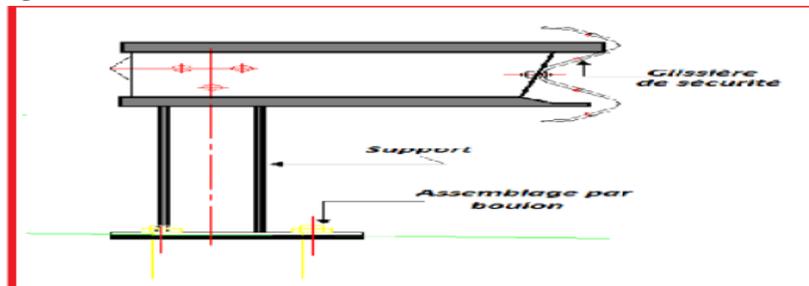


Fig. V.2 : Glissière de sécurité

Les glissières de sécurité sont en acier, leurs poids est pris égal à : $P_{gl} = 0,06 \text{ t/ml}$.

notre ouvrage se dispose uniquement d'un seul glissière de sécurité (car le trottoir à gauche ne contient pas de glissière de sécurité).

- **Poids des garde-corps :**

des barrières métalliques, disposé sur chaque trottoir leurs poids est estimé selon le **fascicule 61, titre II** à **0,1 t/ml**.

Donc **Pgc= 0,2 t/ml**.

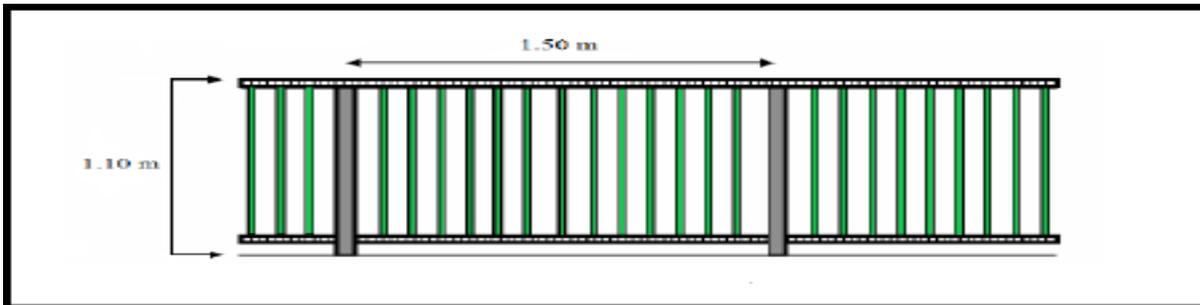


Fig. V.3 : Schéma d'un garde corps.

- **c) Poids de la corniche et trottoirs :**

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

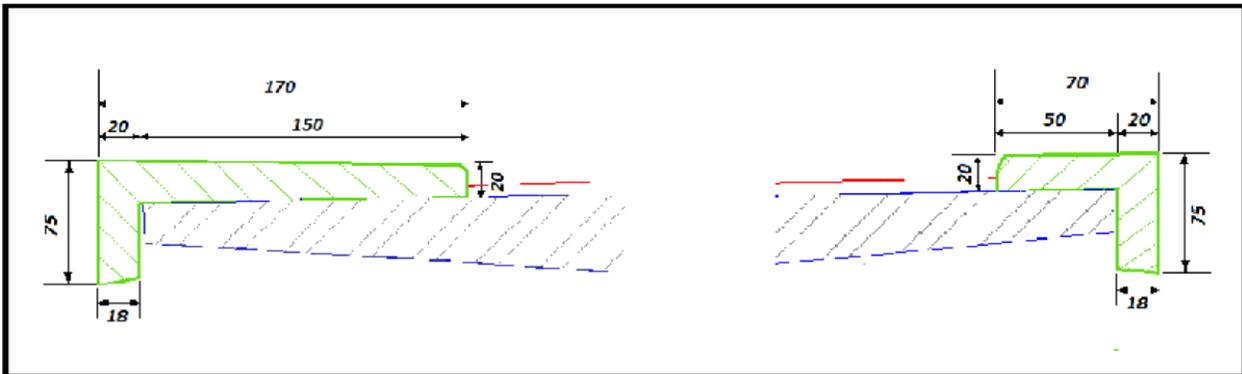


Fig. V.4 : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.

Pour le trottoir de gauche : **(tr+corniche) = 2,5 × 0,4945 = 1,2362 t / ml**

Pour le trottoir de droite : **(tr+corniche) = 2,5 × 0,2385 = 0,5962 t/ml**

D'où : **(tr+corniche) = 1,8324 t/ml**.

Donc : **CCP = Prev + Pgl+ Pgc+ p(tr+corniche)**

= 2,058 + 0,06 + 0,2 + 1,8324

⇒ **CCP = 4,1504 t / ml**.

V.2.2. Les charges dues au trafic:

V.2.2.1. Charges routières :

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

- ✓ La charge de type A (L).
- ✓ Système B (Bc, Bt, Br).

- ✓ La surcharge militaire Mc120.
- ✓ La surcharge exceptionnelle convoi D240.
- ✓ Les surcharges sur trottoirs.

a) Système de charges A (L) :

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

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

Ac : (A(L) corrigée) obtenu en majorant A(L) par les coefficients a_1 et a_2 ($Ac = a_1 a_2 A(L)$).

Le coefficient a_1 est déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre de voies, les valeurs de a_1 sont données par le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1er	1	1	0.9	0.75	0.7
	2eme	1	0.9			
	3eme	0.9	0.8			

Tab. V.1 : Tableau donnant les valeurs de a_1 .

$a_1 = 0.9$ (pont de 1ère classe, et avec 03 voies)

La valeur de (Le Coefficient a_2) est donnée par la formule suivante : $a_2 = \frac{V_0}{V}$

V_0 dépend de la classe :

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

V : largeur réel de la voie = $\frac{lr}{3} = \frac{11}{3} = 3.5$

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

Ce qui donne : $Ac = 0.9 \times 1 \times A(L) = 0,9 A(L)$

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

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

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

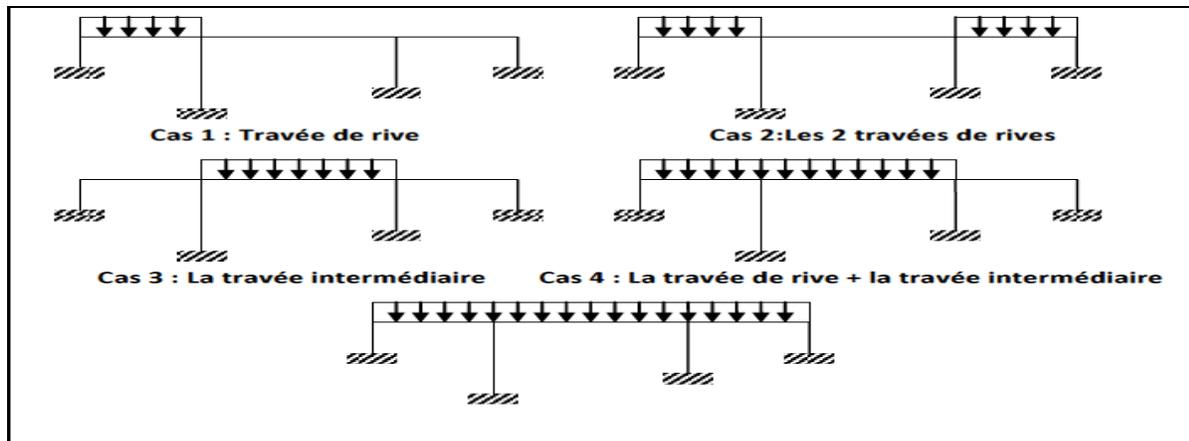


Fig. V.5 : Les différents cas de placement de la charge A(l) sur le tablier.

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

Cas Travées Chargées	L (m)	A(l) t/m ²	a ₂	a ₁ 1 ^{ère} et 2 ^{ème} Voie	a ₁ 3 ^{ème} voie	Ac t/m ² 1 ^{ère} et 2 ^{ème} voie	Ac t/m ² 3 ^{ème} voie	1 voie 3.5m t/ml	2voies 7m t/ml	3voies 10.5m t/ml
1	35	0.9959	1	1	0.9	0.9959	0.8963	3.4856	6.9713	9.4115
2	70	0.6690	1	1	0.9	0.6690	0.6021	2.3415	4.6830	6.3220
3	50	0.8106	1	1	0.9	0.8106	0.7295	2.8371	5.6742	7.6597
4	85	0.6011	1	1	0.9	0.6011	0.5409	2.1038	4.2077	5.6794
5	120	0.5027	1	1	0.9	0.5027	0.4524	1.7594	3.5189	4.7502

TAB.V.2 : les valeurs de A(l) pour chaque cas de charge.

- Le cas le plus défavorable vaut : **9.4115 t/ml**, sur la travée de rive de 35 m.

Remarque :

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

b) Système de charge B :

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

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

➤ **Système de charge Bc :**

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

- masse totale 30 t.
- Masse portée par chacun des deux essieux arrière 12 t.

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

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

✓ **Disposition dans le sens transversal :**

Le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

✓ **Disposition dans le sens longitudinal:**

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

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

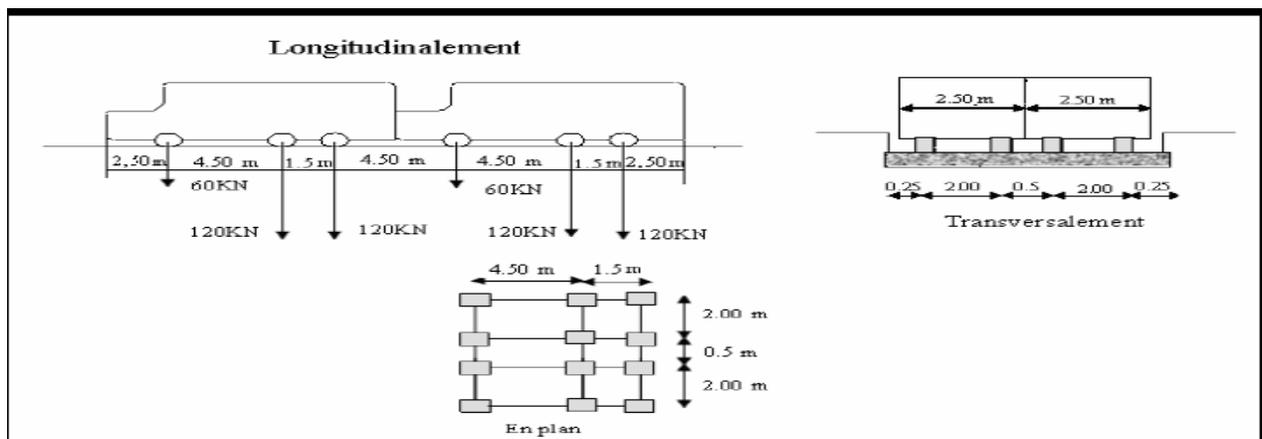


Fig. V.6 : Dimensions du système Bc.

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

Classe du pont	Nombre de files				
	1	2	3	4	≥ 5
1er	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2eme	1	1	/	/	/
3eme	1	0.8	/	/	/

TAB.V.3.Valeurs de coefficient bc .

•Coefficient de majoration dynamique δ :

Ce coefficient est déterminé par la formule : $\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2L}$

Avec :

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

G : poids propre de la travée considérée.

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

Donc : $S = n \times 30 \times bc$

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

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

cas de charge des travées	L	G(t)	bc 1 file	bc 2 files	bc 3 files	S(t) 1 file	S(t) 2 files	S(t) 3 files	δ 1 file	δ 2 files	δ 3 files
1	35	866.3637	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0622	1.0720	1.0782
2	70	1732.7275	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0328	1.0379	1.0411
3	50	1261.565	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0448	1.0517	1.0560
4	85	2127.9287	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0273	1.0314	1.0340
5	120	2994.3031	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0196	1.0224	1.0244

Tab. V.4 : Calcul des valeurs de S et pour les différents cas de charge BC.

➤ **Système de charge Bt :**

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

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée ,les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Masse totale **32 t**
- Masse portée par chaque essieu est **16 t**
- Distance des deux essieux est de..... **1,35 m**
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu est de **2 m**

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

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

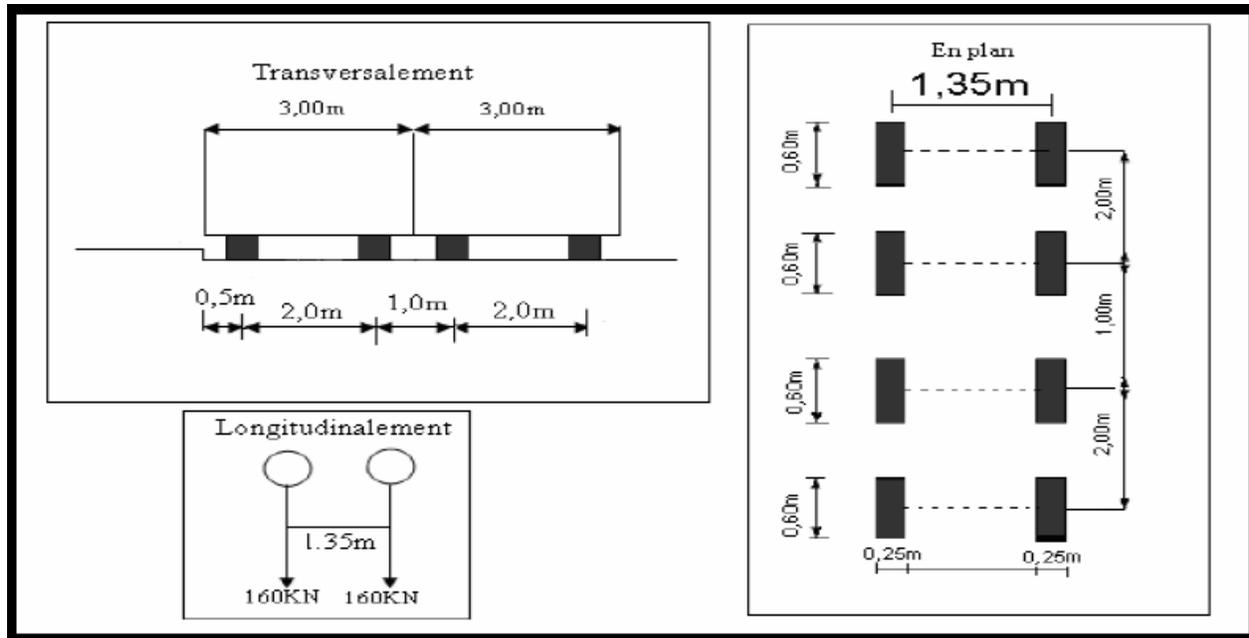


Fig. V.7: Les dimensions du système Bt.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système **Bt** prises en compte sont multipliées par le coefficient **bt** qui est donné dans le tableau suivant :

CLASSE DE PONT	1	2
Bt	1	0.9

Tab V.5 : Valeurs de coefficient bt.

•Coefficient de majoration dynamique δ :

Ce coefficient est déterminé par la formule :
$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2L}$$

Avec :

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

G : poids propre de la travée considérée.

S : La charge de Bc max prise avec pondération.

$S = n \times 32 \times bt$ avec n : nombre de camion, (camion de 32t).

Notre pont est de première classe **bt=1**

Les calculs sont dans le tableau suivant :

cas de charge des travées	L (m)	G (t)	bt	S ₁ (t)	S ₂ (t)	δ ₁ file	δ ₂ file
1	35	866.3637	1	64	128	1.0609	1.0714
2	70	1732.7275	1	64	128	1.0322	1.0375
3	50	1261.565	1	64	128	1.0439	1.0512
4	85	2127.9287	1	64	128	1.0267	1.0311
5	120	2994.3031	1	64	128	1.0192	1.0223

Tab. V.6 : valeurs de S et δ pour les différents cas de charge Bt.

➤ **Système de charges Br :**

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

Ces caractéristiques sont définies dans la figure suivante :

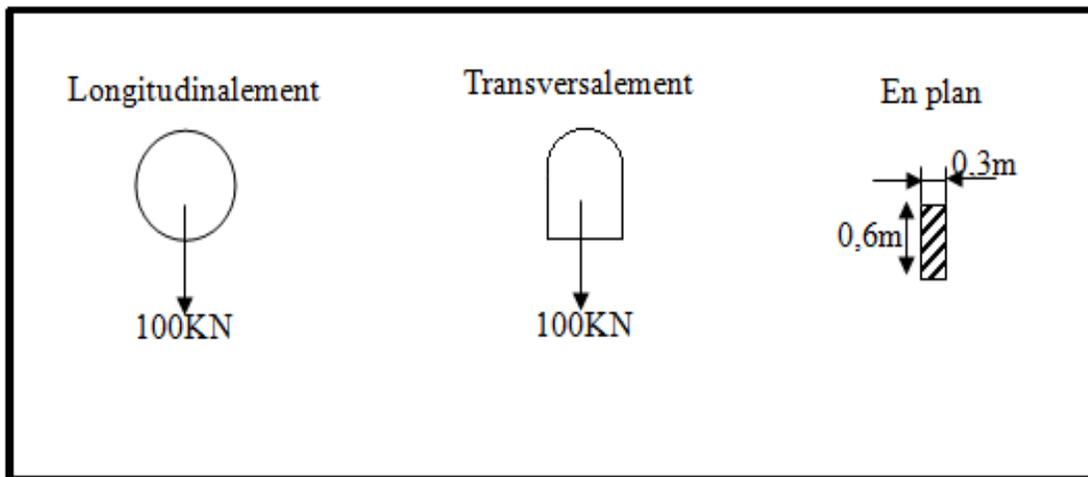


Fig.V.8: Dimensions du système Br.

• **Coefficient de majoration dynamique δ :**

Ce coefficient est déterminé par la formule :
$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2L}$$

Avec :

S= 10 t

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

Cas Travées Chargées Fig. V. 6	L (m)	G(t)	S (t)	δ
1	35	866.3637	10	1.0517
2	70	1732.7275	10	1.0275
3	50	1261.565	10	1.0375
4	85	2127.9287	10	1.0292
5	120	2994.3031	10	1.0165

Tab .V.7 : valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge br.

c) Surcharges militaire Mc120 :

Les ponts doivent être calculés d’une manière à supporter les véhicules militaires du type **Mc120** susceptibles dans certains cas d’être plus défavorables que les charges **A** et **B**, ces derniers peuvent circuler en convois.

Un véhicule type du convoi **Mc120** comporte deux chenilles et le rectangle d’impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

Dans le sens transversal : Un seul convoi est supposé en circulation.

Dans le sens longitudinal : le nombre de chars n’est pas limité, mais on doit limiter l’espace entre deux convois à environ **30,5m**. Cet écart est déterminé pour produire l’effet le plus défavorable.

- Masse totale est de**110 t**
- Longueur d’une chenille est de..... **6,10 m**
- Largeur d’une chenille est égale à.....**1,0 m**
- Distance d’axe en axe des deux chenilles est de **3,30 m**

Ces caractéristiques sont définies dans la figure suivante :

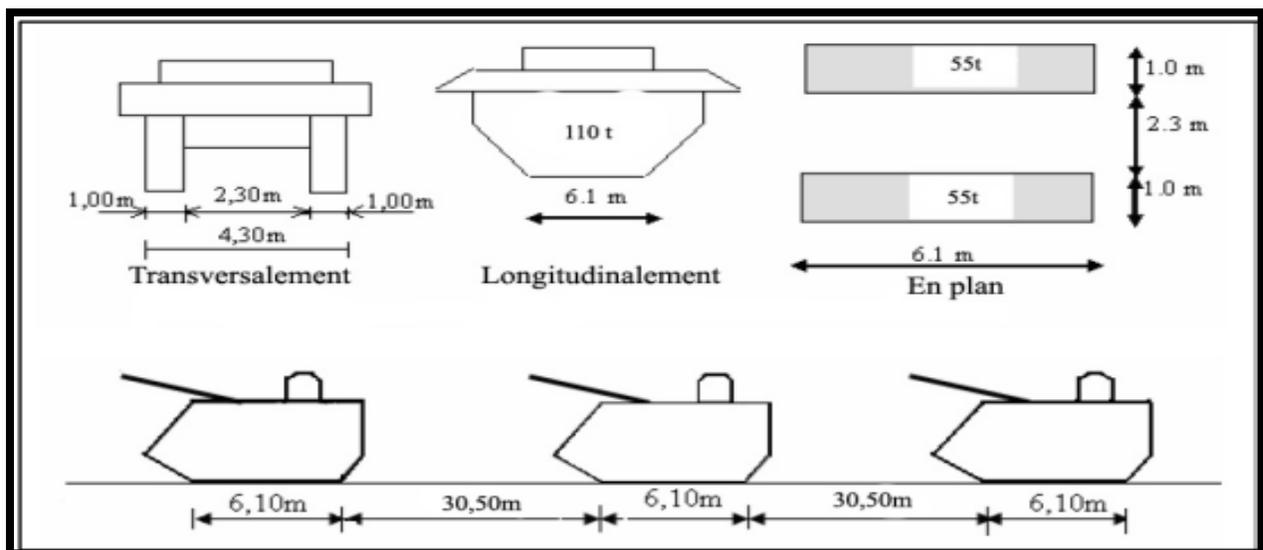


Fig. V.9. : Les dimensions du système **Mc120**.

• Coefficient de majoration dynamique δ :

Ce coefficient est déterminé par la formule : $\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2L}$

Avec :

$S = n \times 110t$

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

Cas Travées Chargées Fig. V. 6	L (m)	G (t)	n	S= n × 110 (t)	δ pour 1 file chargée
1	35	866.3637	1	110	1.0684
2	70	1732.7275	2	220	1.0451
3	50	1261.565	2	220	1.0614
4	85	2127.9287	3	330	1.0446
5	120	2994.3031	4	440	1.0372

Tab .V.8 : valeurs de S et δ pour les différents cas de surcharge MC120.

d) Charges exceptionnels D 240 :

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

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

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

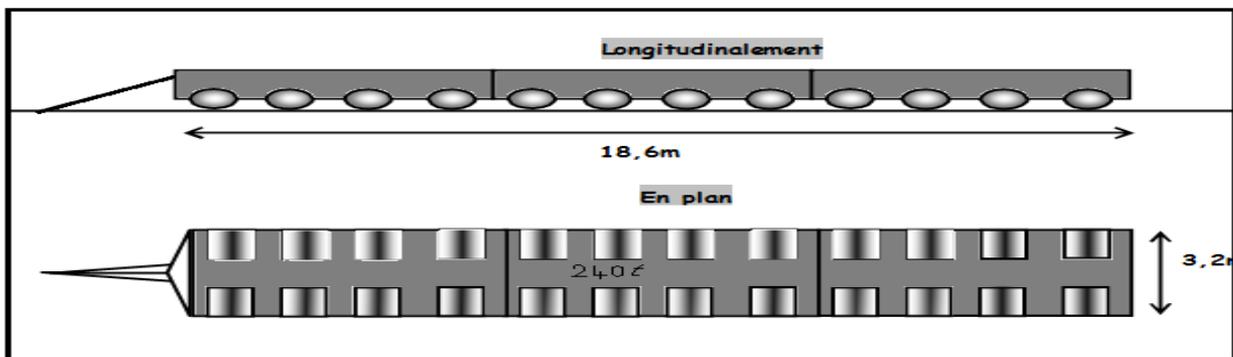


Fig. V.10. : Dimensions de système D240.

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

e) Effort de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes **A(I)** et **B** sont susceptibles de développer des réactions de freinage, **Ff** effort s'exerçant à la surface de la chaussée.

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

➤ **Effort du au système A(l) :**

L'effort de freinage dû à la charge A est égal à la fraction du poids de celle-ci :

$$FA(l) = \frac{1}{20+0,0035s} A(l) = \mathbf{0,2838t} .$$

A(l) = A(l)c = 9,4115 t/ml « cas le plus défavorable»

S : surface charge par m²

$$S = L_x L_c = 35 \times 10.5 = \mathbf{600m^2} .$$

➤ **Effort de freinage du a Bc :**

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

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

$$\mathbf{F_{bc} = bc = 30 t} .$$

V.2.3.Charges sur les trottoirs :

Les trottoirs supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou deux trottoirs, donc on va les assimiler à des charges réparties de **1,5 KN/m²** pour la justification de la flexion longitudinale et **4,5 KN/m²** pour la flexion locale.

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

Dans notre cas on charge uniquement un trottoir.

➤ **Charges locales :**

Le trottoir chargé : $St = 0.45 \times 1,50 = \mathbf{0.675 t /ml} .$

➤ **Charges générales :**

Le trottoir chargé : $St = 0.15 \times 1,50 = \mathbf{0.225 t /ml} .$

V.2.4. Effet du vent :

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

- P = 2 KN/m² lorsque l'ouvrage est en service.
- P = 1.25 KN/m² lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.
- P = 1.0 KN/m² lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée n'excède pas un mois.

Pour le cas de notre ouvrage, on prendra une pression qui vaut **1.25 KN/m²** car la durée de réalisation du projet dépasse 1 mois.

V.2.5. Le séisme :

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

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

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II-a : sismicité moyenne.

Zone II-b : sismicité élevée.

Zone III : sismicité très élevée.

«Notre ouvrage est classé en zone **IIa** »

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

V.2.6. Effet du gradient thermique :

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journellement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. Logiquement l'extrados est plus chaud que l'intrados.

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : Pour la région de Rélizane $\Delta T = \pm 10^{\circ}\text{C}$.

V.3. Combinaisons des charges :**V.3.1. Les coefficients de majoration :**

Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1.35	1
Surcharge A (L)	1.6	1.2
Système Bc	1.6	1.2
Mc120	1.5	1
D240	1.5	1
gradient thermique (ΔT)	0	0.5
Vent (W)	1.5	0
Surcharge sur les trottoirs (ST)	1.6	1.2

Tab. V.9 : Les différents coefficients de majoration.

Tel que :

G : les charges permanentes.

Q_r: charges d'exploitations des ponts routes sans caractère particulier.

W : charge du vent.

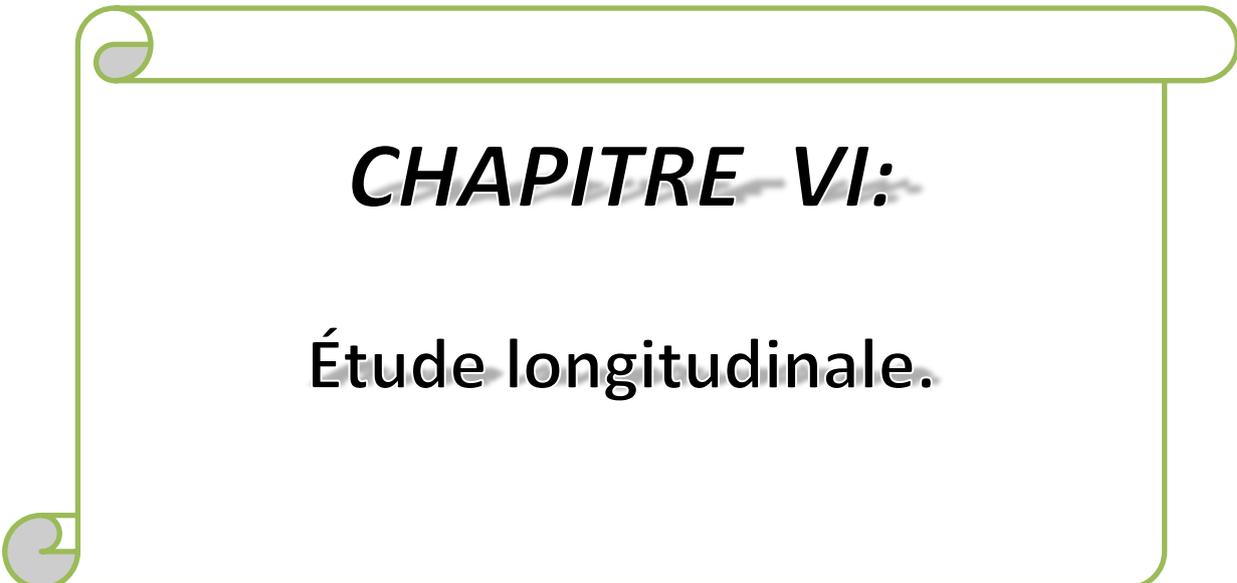
ΔT : gradient thermique.

V.3.2. Les combinaisons :

Les combinaisons motionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives.

Action prépondérante	Combinaisons
A L'ELU	1,35G + 1,6 (A (I) + St)
	1,35G + 1,6 (BC + St)
	1,35G + 1,6 (Bt+St)
	1,35G + 1.35 MC120
	1,35G + 1.35 D240
	1.35 G + 1.5 W
	G + 1,2 (A (I) + St)
A L'ELS	G + 1,2 (BC + St)
	G + 1,2 (Bt+ St)
	G + MC120
	G + D240
	G + 1,2 (A (I) + ST) + 0,5 ΔT
	G + 1,2 (BC + ST) + 0,5 ΔT
	G + Mc120 + 0,5 ΔT
	G +D240 +0,5 ΔT
G + W	

Tab. V. 10 : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS.



CHAPITRE VI:

Étude longitudinale.

Introduction :

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

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

VI.1. Différentes phases de construction d'un fléau :

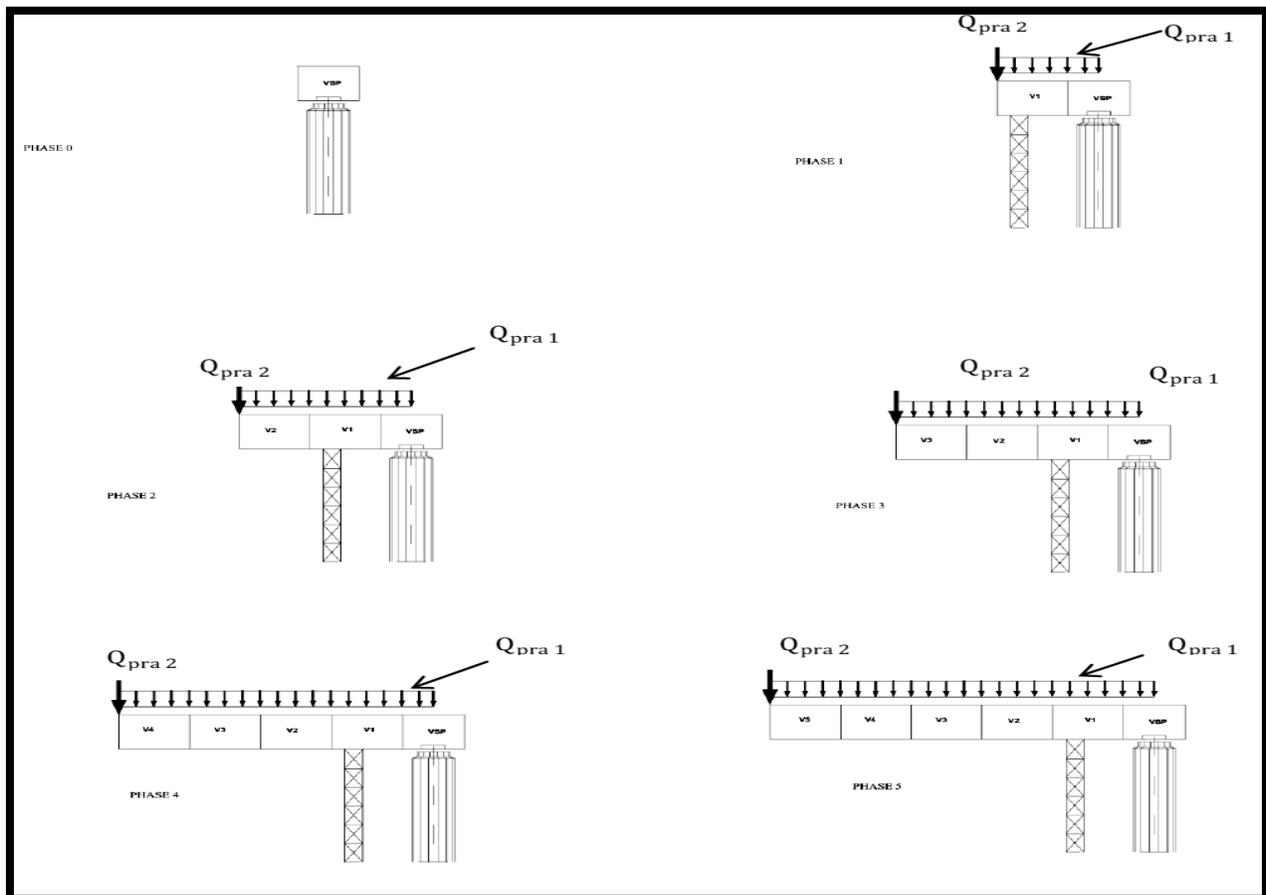


Figure.VI.1. Cheminement de la réalisation d'un demi-fléau.

VI.2. charge applique au fléau en phase de construction :

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage. La phase de construction du fléau est modélisée par un portique, le tablier travaillant comme une **bi console**.

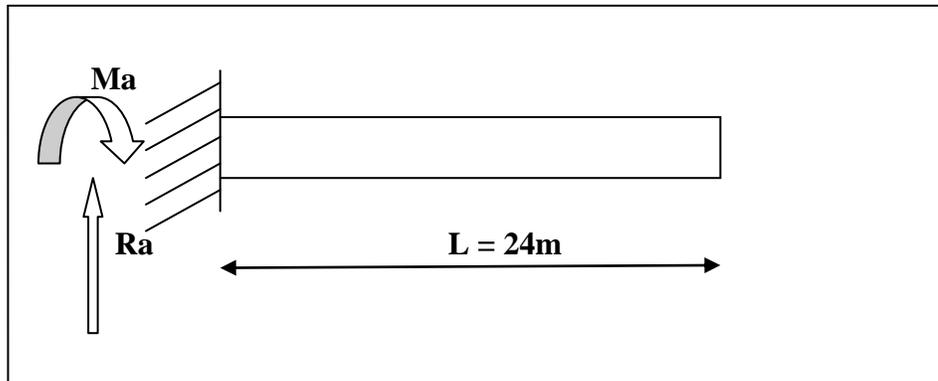


Figure VI.2 : schéma statique de demi-fléau

Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :

- ✓ **le poids propre de tablier : G**
- ✓ **les surcharges de chantier** : On tient compte des divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de $Q_{pra1} = 0,02 \text{ T/m}^2$ et une surcharge concentrée $Q_{pra2} = (50+5b)$ en KN appliquée au bout de fléau, avec **b** désigne la largeur du hourdis supérieur du caisson en mètre.
- ✓ **Equipages mobile**: On prend le poids de l'équipage mobile Q_{prc1} égal à 50 tonnes concentrée au milieu du dernier voussoir qui déjà mit en tension.
- ✓ **Le vent** : D'après le fascicule 61 Titre II on prend une surcharge du vent égale 100kg/m² si la phase de construction n'excède pas un mois, et 125kg/ m² sinon. Donc pour notre cas on prend 125 kg/ m² soit $Q_w = 0,125 \text{ t/m}^2$.
- ✓ **Actions accidentelles** : des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels par exemple, la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte. On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter.

Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration = 2.

donc $F_A = 2Q_{RPC1} = 100 \text{ t}$

VI.2.1. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique :

Le poids propre des structures est calculé à partir des dimensions géométriques des coupes transversales du pont en considérant le poids spécifique du béton égal à 25 kN/m^3 . Dans le cas de voussoirs de tablier, la section brute non pas dépurée des forces, en tenant en compte dès maintenant l'effet de l'enfilage de câbles et de la successive injection.

Dans le tableau on a résumé, voussoir par voussoir, les poids considérées, la numérotation des voussoirs se réfère aux schémas de la figure VI.1

N ⁰ DE VOUSOIR	LONGUEUR (m)	poids (t)
1/2VSP	4	90,706
V1	4	78,152
V2	4	79,721
V3	4	82,337
V4	4	85,998
V5	4	90,706

Tableau VI.1. Longueurs et poids de chaque voussoir.

VI.3.Actions générales sur le tablier: calcul des sollicitations :

Les sollicitations en construction sont calculées à l'aide du programme Excel (schéma isostatique) en se référant aux différentes phases du construction des fêaux.

VI.3.1-Efforts dus au poids propre dans un fléau (isostatique) : G

Le tablier possède une hauteur constante, on peut admettre que la loi de variation de l'aire de sa section droite est constante. Considérons alors le demi- fléau représenté sur la figure suivante :

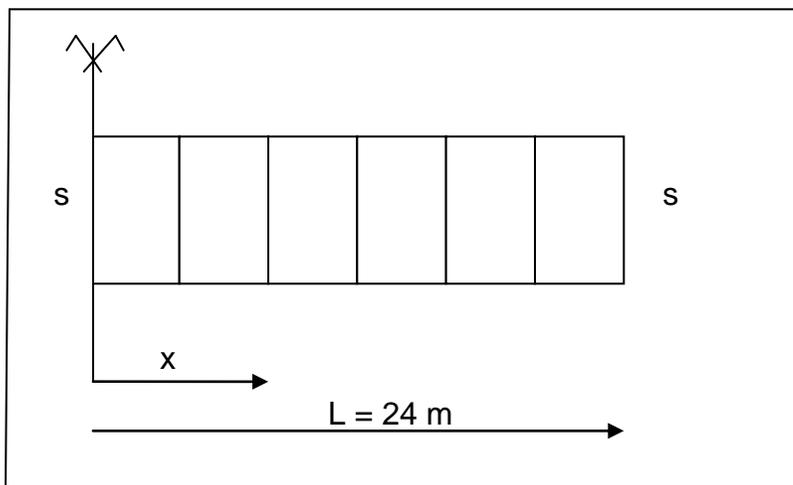


Fig.VI.3.Efforts dus au poids propre

En fonction représentative de l'aire de la section droite est alors :

$$S(x) = S$$

La densité de charge verticale correspondant au poids propre est donc :

$$g(x) = \gamma_b S$$

γ_b : désigne le poids volumique de béton ($\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$)

VI.3.1.1-Effort dus au poids propre :

a) L'expression de l'effort tranchant :

$$V(x) = \gamma_b S (L - X)$$

b) L'expression du moment fléchissant :

$$M(x) = \gamma_b S \left(-\frac{x^2}{2} + xL - \frac{L^2}{2} \right)$$

$L \leq x \leq L + 1 \implies$ On n'aura pas besoin de calculer le moment et effort tranchant dans cette partie puisque le dernier voussoir c est à dire le voussoir clavage sera coulé directement avec coffrage léger, ce qui implique que son poids propre n'influe pas sur la console, donc le cas le plus défavorable est avant le coulage du voussoirs de clavage.

VI.3.2. Effet des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau :

la surcharge répartie $Q_{pra1} = 0.02 \text{ t/m}^2 \implies Q_{pra1} = 0.02 \times 12.5 = 0.25 \text{ t/ml}$

Avec :

$L = 12.5 \text{ m}$ largeur de tablier.

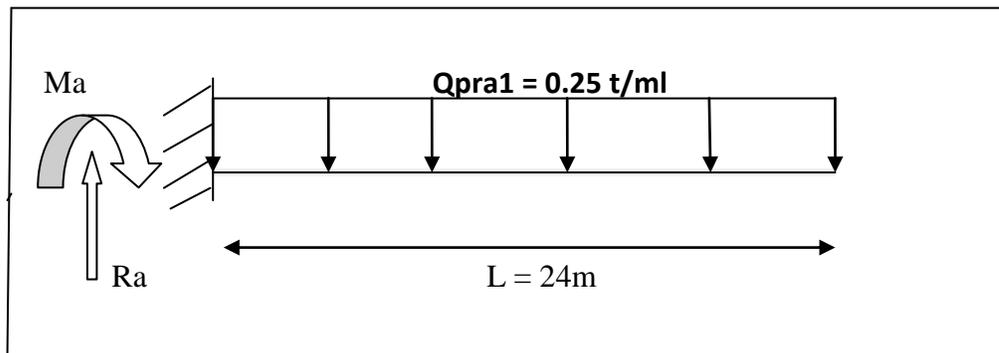


Figure.VI.4 : schéma statique de la surcharge répartie de chantier

➤ **Moment fléchissant « M » :**

$$M(x) = 0.25 \left(-\frac{x^2}{2} + xL - \frac{L^2}{2} \right)$$

➤ **Effort tranchant T :**

$$T(x) = 0.25 (L - X)$$

VI.3.3. Effet des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique :

- Surcharge de l'équipage mobile

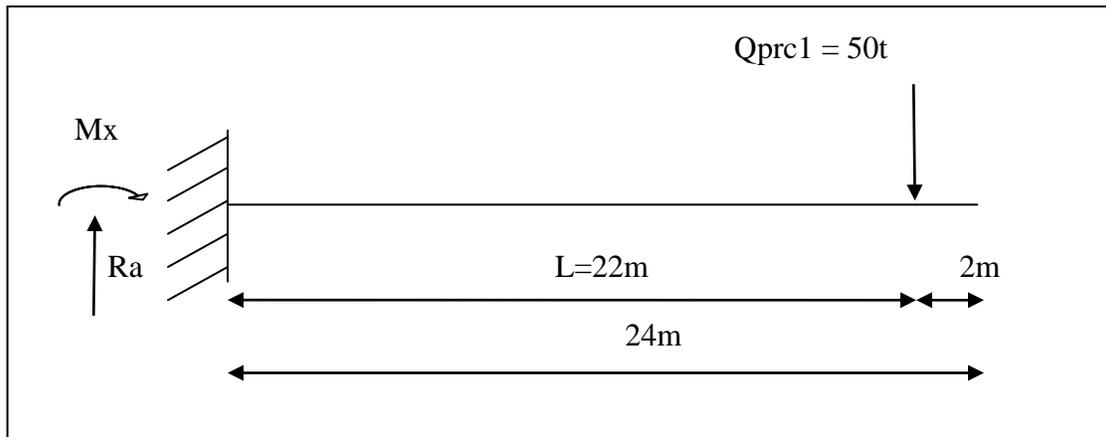


Figure. VI.5 : schéma statique de la surcharge d'équipage mobile

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus à la surcharge de l'équipage mobile sont donnés par les formules ci-dessous.

➤ **Moment fléchissant M :**

$0 \leq x \leq 22 \text{ m} :$

$$M(x) = 50 (x - L) \text{ (t.m)}$$

$22 < x \leq 24 \text{ m} :$

$$M(x) = 0 \text{ (t.m)}$$

➤ **Effort tranchant T :**

$0 \leq x \leq 22 \text{ m} :$

$$T(x) = 50(t)$$

$22 < x \leq 24 \text{ m} :$

$$T(x) = 0 \text{ (t)}$$

- **surcharge concentré de chantier (Qpra2)**

$$Qpra2 = (50 + 5b) = 50 + 5 \times 12.5 = 112.5 \text{ kn} = 11.25 \text{ t}$$

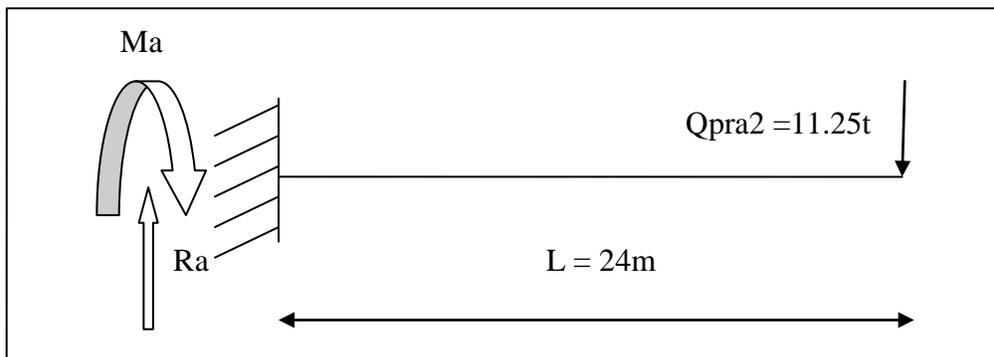


Figure VI.6 : schéma statique de la surcharge concentré de chantier

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus à la surcharge répartie de chantier (QPRA2) sont donnés par les formules ci-dessous.

➤ **Moment fléchissant M :**

$$M = 11.25 (x - L) \text{ t.m}$$

➤ **Effort tranchant T :**

$$T(x) = 11,25 (t)$$

V.3.4.le vent :

D'après le fascicule 61 titre II, la charge du vent est égale à 125 kg/m^2 , soit **0.125 /m²**

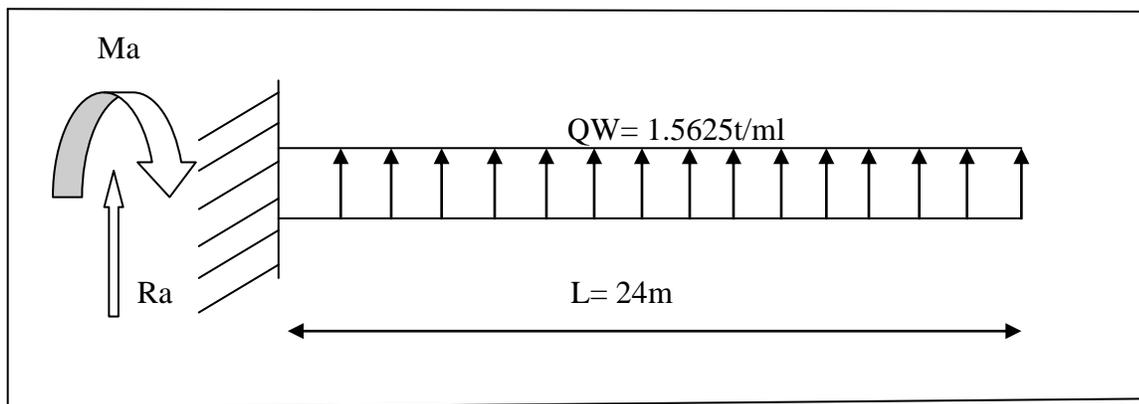


Figure VI.7 : schéma statique de la surcharge répartie du vent.

➤ **Moment fléchissant « M »:**

$$M(x) = 1.5625 \left(\frac{x^2}{2} - xl + \frac{l^2}{2} \right)$$

➤ **Effort tranchant T :**

$$T(x) = 1.5625 (X - L)$$

Les résultats des efforts tranchant et les moment fléchissant en fonction de la porté de demi fléau sont donnée dans la tableau suivant :

section	G		Qpra1		Qpra2		Qprc1		QW	
	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)
0	507,6	-6091,2	6	-72	11,25	-270	50	-1100	-37,5	450
4	423	-4230	5	-50	11,25	-225	50	-900	-31,25	312,5
8	338,4	-2707,2	4	-32	11,25	-180	50	-700	-25	200
12	253,8	-1522,8	3	-18	11,25	-135	50	-500	-18,75	112,5
16	169,2	-676,8	2	-8	11,25	-90	50	-300	-12,5	50
20	84,6	-169,2	1	-2	11,25	-45	50	-100	-6,25	12,5
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tab.VI.2 : la variation des efforts dans le demi-fléau en fonction de la porté

VI.3 . étude de la stabilité des fléaux:

Pendant la construction des ponts construits par encorbellement successifs, il est nécessaire d’assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage. L’accident à éviter à ce stade ; est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile.

Pour évaluer ce risque, on considère **une situation accidentelle** qui correspond à la chute de l’équipage mobile en cours de construction.

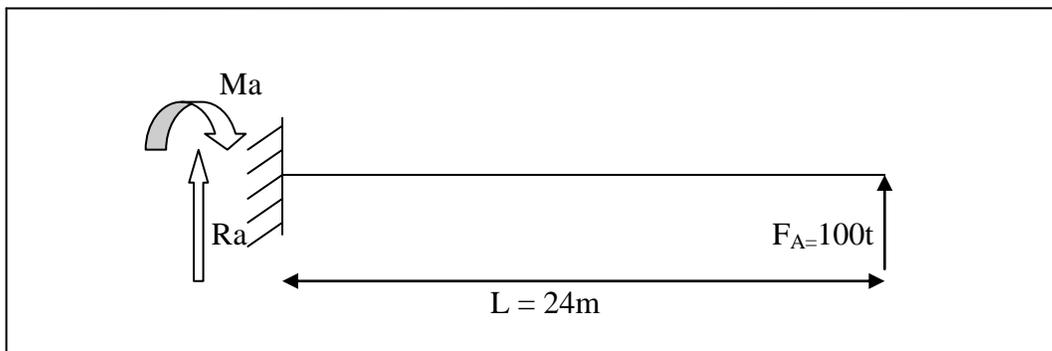


Figure VI.8 : schéma statique de la surcharge dans le cas accidentelle

➤ **Moment fléchissant M :**

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

➤ **Effort tranchant T :**

T(x) = -100 (t)

Les résultats des efforts tranchant et les moment fléchissant cas d'un situation accidentelle sont dans le tableau suivant :

section	0	4	8	12	16	20	24
M(x)	2400	2000	1600	1200	800	400	0
T(x)	-100	-100	-100	-100	-100	-100	0

Tab.VI.3 : variation des efforts dans le demi-fléau cas de la situation accidentelle

VI.4) les combinaisons des charge

1. La situation durable l'état limite ultime

1.1 (Gmax+ Gmin) + 1.25 (Qprc1max + Qprc1min +Qpra1+ Qpra2+ +Qw)

0.9 (Gmax+ Gmin) + 1.25 (Qprc1max + Qprc1min +Qpra1+ Qpra2+Qw)

2. La situation accidentelle a l'état limite ultime

1.1 (Gmax+ Gmin) + FA+ (Qpra1+ Qpra2+Qprc1max)

0.9 (Gmax+ Gmin) + FA+ (Qpra1+ Qpra2+Qprc1max)

Avec :

- Gmax** : charge permanente défavorable (poids propre d'un demi-fléau majoré par le Coefficient =1.02
- Gmin** : charge permanente favorable minoré par le coefficient =0.98
- Qprc1 max**: le poids de l'équipage mobile majoré par le coefficient =1.06
- Qprc1 min** : le poids de l'équipage mobile minoré par le coefficient =0.96

VI.4.1. situation durable

Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation durable à ELU :

section	$1,1(MG_{\max}+MG_{\min})$	$1,25(Qc1_{\max}+Qc1_{\min}+Qp1+Qp2+QW)$	la somme
0	-13400,64	-2642,5	-16043,14
4	-9306	-2225,625	-11531,625
8	-5955,84	-1782,5	-7738,34
12	-3350,16	-1313,125	-4663,285
16	-1488,96	-817,5	-2306,46
20	-372,24	-295,625	-667,865
24	0	0	0

TAB.VI.4 : Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation durable à ELU

section	$0,9(M_{\max}+M_{\min})$	$1,25(Qc1_{\max}+Qc1_{\min}+Qp1+Qp2+QW)$	la somme
0	-10964,16	-2642,5	-13606,66
4	-7614	-2225,625	-9839,625
8	-4872,96	-1782,5	-6655,46
12	-2741,04	-1313,125	-4054,165
16	-1218,24	-817,5	-2035,74
20	-304,56	-295,625	-600,185
24	0	0	0

TAB.VI.5 :Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation durable à ELU.

VI.4.2) Situation accidentelle:

Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU :

section	$1,1(M_{\max}+M_{\min})$	$F_A+(Qp1+Qp2+Qpc1_{\max})$	la somme
0	-13400,64	892	-12508,64
4	-9306	771	-8535
8	-5955,84	646	-5309,84
12	-3350,16	517	-2833,16
16	-1488,96	384	-1104,96
20	-372,24	247	-125,24
24	0	0	0

TAB.VI.6:Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU

section	$0,9(M_{\max}+M_{\min})$	$F_A+(Qp1+Qp2+Qpc1_{\max})$	la somme
0	-10964,16	892	-10072,16
4	-7614	771	-6843
8	-4872,96	646	-4226,96
12	-2741,04	517	-2224,04
16	-1218,24	384	-834,24
20	-304,56	247	-57,56
24	0	0	0

TAB.VI.7 :Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU

SITUATION	Combinaisons	M (t.m)
Situation durable	1.1(Gmax+ Gmin) + 1.25 (Qprc1max + Qprc1min +Qpra1+ Qpra2+Qw)	-16043.14
	0.9(Gmax+ Gmin) + 1.25 (Qprc1max + Qprc1min +Qpra1+ Qpra2+Qw)	-13606.66
Situation accidentelle	1.1(Gmax+ Gmin) + FA+ (Qpra1+ Qpra2+Qprc1max)	-12508.64
	0.9(Gmax+ Gmin) + FA+ (Qpra1+ Qpra2+Qprc1max)	-10012.16

TAB.VI.8: combinaisons les plus défavorables.

VI-5- phase de service

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par le logiciel **Robot Structural**.

VI. 5-1- Présentation du logiciel :

Le système Robot Structural est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ;la dernière étape gérée par Robot Structural est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot Structural est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques. Les utilisateurs de Robot Structural pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation du logiciel afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques.

Robot Structural permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques).

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

Robot Structural est un logiciel orienté métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes internationales existantes.

VI-5-2- Modélisation :

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

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

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

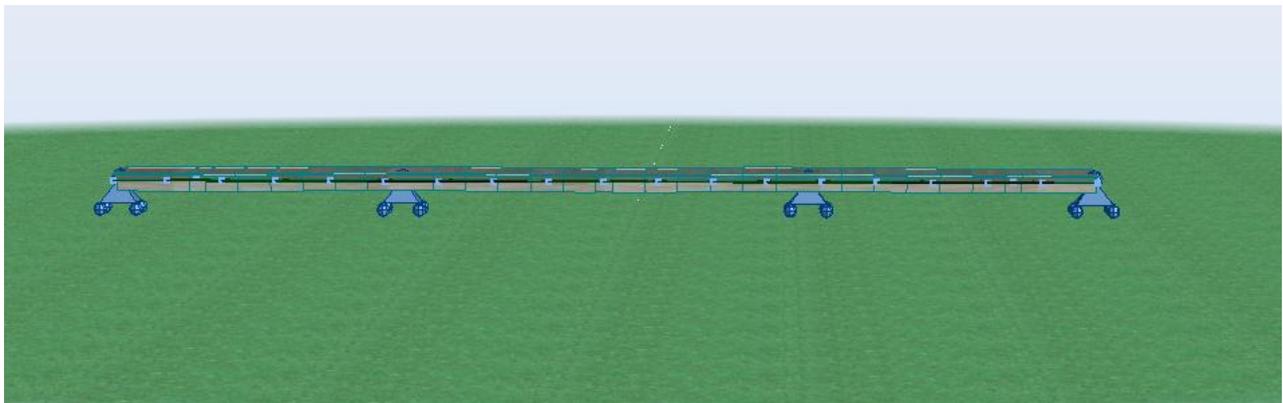


Figure VI.9. Vue en 3D du modèle de calcul.

VI-5-3- Combinaisons de calcul:

D'après le « Fascicule N°61 Titre 2 », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à : [Réf 4]

- ✓ **Poids propre (PP)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- ✓ **Complément du poids propre (CCP)**: Charge uniforme répartie le long du tablier égale à **7,832 t/m** (voir chapitre V).
- ✓ **Charge A** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à : **13 t/m**.
- ✓ **Surcharge Bc**
- ✓ **Surcharge militaires Mc120**
- ✓ **Convoi exceptionnel D240**
- ✓ **Surcharges sur les trottoirs St** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à :

$$0,15(\text{t/m}^2) \times 1,5(\text{m}) = \mathbf{0,225 \text{ t/m.}}$$

Les charges roulantes sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur. [Réf 8]

L'analyse des résultats de la structure obtenus par le logiciel pour les différentes combinaisons considérées donne les trois combinaisons ci-dessous, comme étant celles qui développent les efforts les plus défavorables sur l'ensemble de la structure.

A l'ELU : $1,35 G + 1,35 AL$

A l'ELS : A vide : $G + CCP$

En service : $G + AL$

Les diagrammes des moments fléchissant obtenus sous ces combinaisons sont présentés ci-dessous :

- ✓ Les résultats obtenus sous la combinaison ELU : $1,35 G + 1,35 AL$

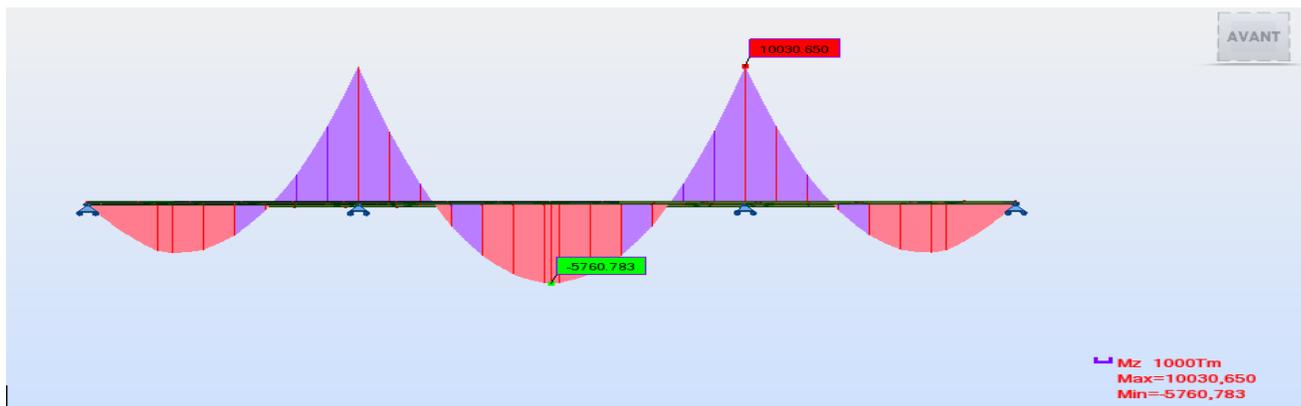


Fig.VI.10: Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison $1,35G + 1,35AL$ [t.m].

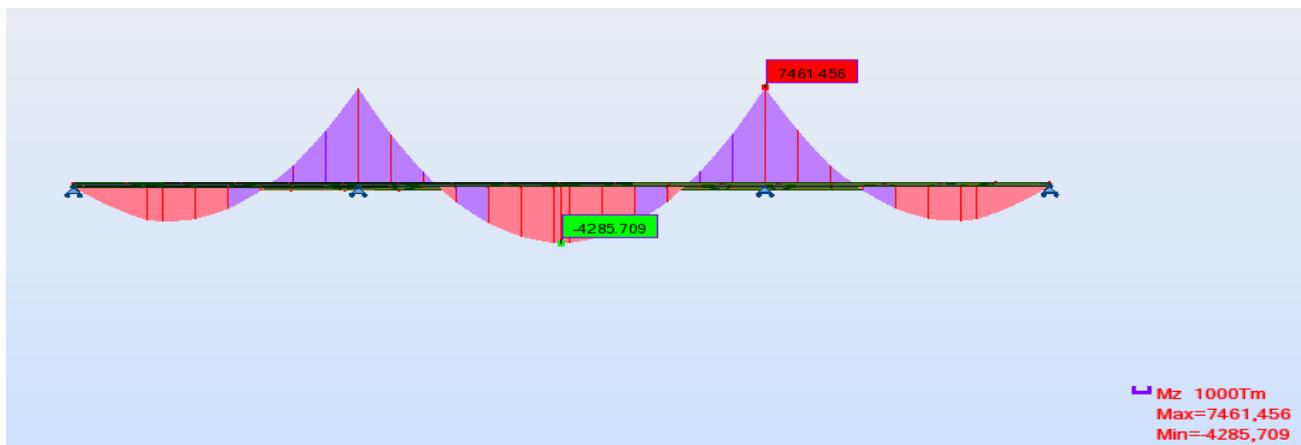


Figure VI.11. diagramme des moments fléchissant sous $G + AL$

CHAPITRE VII:

Étude de la précontrainte

Généralités :

Le tracé des câbles de précontrainte résulte du mode de construction et des phases successives rencontrées.

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câbles : les câbles de fléau et les câbles de continuité.

a) les câbles de fléau :

Ces câbles jouent deux rôles : ils assurent la fixation du fléau pendant la construction et ils reprennent les moments négatifs de l'ouvrage en service et en construction.

En pratique, on arrête au moins un câble par âme et deux par voussoir.

b) les câbles de continuité :

Ils assurent la résistance aux moments et ils sont enfilés aux voisinages de la clé de chaque travée pour assurer la continuité du tablier.

L'objectif de ce présent chapitre est :

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

VII-1-Etude de la précontrainte de la console :**VII-1-1-disposition des câbles :**

Les câbles du fléau sont disposés au voisinage de la membrure et ils sont mise en place au fur à mesure de l'avancement de la construction.

Le décroissement des moments a partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

VII-1-2-Câblage :

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

Moment négatif :

$$\sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M|V}{I} \quad \sigma_{\text{inf}} = \frac{MV'}{I}$$

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

σ_{inf} : contrainte de traction au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

Traction dans les fibres inférieures, compression dans les fibres supérieures étant donné que l'effort de précontrainte p reprend le moment négatif maximal à l'encastrement.

Il suffit d'équilibrer les contraintes dues à la surcharges avec celle dues à la précontrainte pour avoir cet effort.

$$\sigma_{p \text{ sup}} = \frac{p}{S} + \frac{peV}{I} \quad : \text{ sur les fibres supérieurs.}$$

$$\sigma_{p \text{ inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} \quad : \text{ sur les fibres inférieures.}$$

Avec :

P : effort de précontrainte.

M: moment maximal du au poids propre et surcharge.

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

V': distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.

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

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

A la limite on aura :

$$\frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} = \frac{MV}{I} \quad p \left[\frac{1}{S} + \frac{eV}{I} \right] = \frac{MV}{I} \Rightarrow p = \frac{\frac{MV}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

Dans cette dernière expression « P » et « e » sont des inconnus, pour cela on fixe « e » et on détermine « P ».

VII-1-3-Détermination du nombre de câbles de fléau :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{0,75 \cdot p_0}$$

✓ **Calcul de A_p :**

La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre donc :

soit: **12T15s** alors: **$A_p = 1800 \text{ mm}^2$** .

Avec:

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T15s peut créer et P_0 est estimé à 25% de perte.

F_{prg} = 1860Mpa. pour un câble de 1 T15s.

F_{peg} = 1660Mpa. pour un câble de 1 T15s.

La tension d'origine :

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8F_{prg}, 0.9 F_{peg}) = \text{Min} (1488, 1490.4) = 1488 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{P0} = \frac{P_0}{S} \Rightarrow P_0 = \sigma_{P0} * S$$

$$P_0 = 1488 \times 1800 \times 10^{-6} = 2678.4 \text{ MN}$$

✓ **Détermination de P :**

Pour la Détermination de P, on fait des itérations puisque on a 2 inconnues **e** et **p** on a :

$$e = V - d$$

d : distance entre le centre de gravité de l'ensemble des câbles et la fibre supérieure.

Donc, on fixe 'd' et on calcule le nombre des câbles puis on cherche 'd', correspondant a la disposition du nombre de câbles, on fait cette opération plusieurs fois jusqu'à ce qu'on trouve le nombre réel.

$$\Rightarrow \mathbf{P} = \frac{\mathbf{M}_{\max} \frac{\mathbf{V}}{\mathbf{I}}}{\frac{1}{\mathbf{S}} + \frac{\mathbf{eV}}{\mathbf{I}}}$$

Sur la section de l'encastrement on a :

- Section : $S = 9.0706 \text{ m}^2$
- Inertie : $I = 73.30 \text{ m}^4$
- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = 0.988 \text{ m}$
- $e = V - d$ On prend l'enrobage $d = 0.15 \text{ m} \Rightarrow e = 0.988 - 0.15 = 0.838 \text{ m}$

Pour $M = 16043.14 \text{ t.m}$

On trouve que : $N = 8.85 \rightarrow$ on prend $N = 10$

VII-1-4-Répartition des câbles dans chaque voussoir :

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

Soit le nombre de câbles nécessaires pour le caisson i :

$$N = \frac{P_i}{P_0} \text{ avec : } P_i = \frac{M_i \frac{V_i}{I_i}}{\frac{1}{S} + \frac{e_i V_i}{I_i}}$$

On choisit de prendre 10 câbles de qui seront répartis en 5 câbles dans chaque gousset.

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

Soit le nombre de câbles nécessaires pour le caisson i :

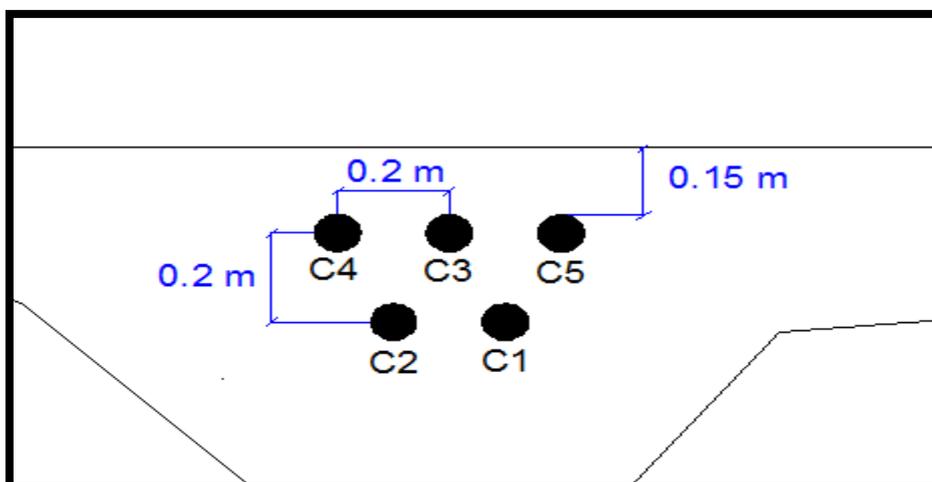


Fig. VII.1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.

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

Sections	M (t,m)	I _p	S (m ²)	V (m)	e (m)	P (t)	N=P/0,8P0
½ VSP	-16043,14	73,30	9,0706	0,988	0,838	1779,17	10
V1	-11531,62	73,30	9,0706	0,988	0,838	1278,85	10
V2	-7738,34	73,15	8,5998	0,934	0,784	782,89	8
V3	-4663,285	73,04	8,2337	0,892	0,742	436,17	6
V4	-2306,46	72,96	7,9721	0,862	0,712	203,53	4
V5	-667,865	72,92	7,8152	0,844	0,694	56,84	2

Tableau VII.1: le nombre de câble nécessaire pour chaque voussoir

N° de voussoirs	½ VSP	1	2	3	4	5
N°de câbles arrêtés	0	2	2	2	2	2

Tableau VII.2 : Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir

VII-1-5-Espacement des armatures de la précontrainte :

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

En se référant à l'article 10.2.2 du BPEL 91 révisé 99 On a :

- ✓ La distance horizontale entre axe des câbles $\geq 1.5 \phi_{\text{gaine ext}}$
- ✓ La distance verticale entre axe des câbles est $\geq 1.2 \phi_{\text{gaine ext}}$
- ✓ L'enrobage des gaines est $\geq \phi_{\text{gaine ext}}$

Avec le diamètre extérieure de la gaine des câble 12T15s = 8.2 cm

En prend :

E=15 cm

D=20 cm

Avec :

E : enrobage des gaines .

D : distance entre axe des câbles.

VII-1-6-Etude du tracé des câbles :

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

Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le principe fondamental à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément, dans deux plans différents.

a) Etude du tracé des câbles en élévation :

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

Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera une distance de 0,5 m entre axe des câbles. Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,25 m de part et d'autre du CDG de la section.

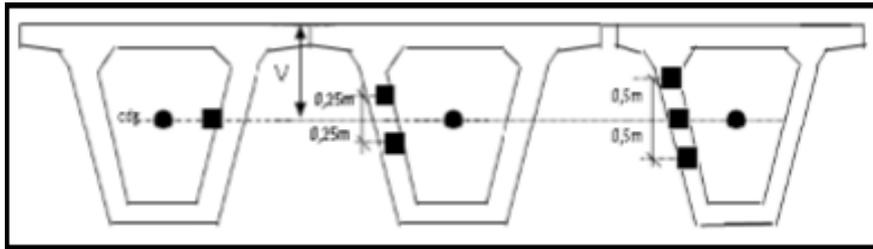


Fig.VII.2 : La disposition des ancrages au niveau des âmes.

Le câble suit une parabole dont l'équation est de la forme :

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

Avec :

d1 : distance du câble à la fibre supérieure au niveau du point d'ancrage,

d0 : distance du câble à la fibre supérieure,

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

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

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

Rmin : rayon minimal pour les câbles 12T15 S = 6 m.

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale est donnée par :

$$\tan \alpha = \frac{dy}{dx} = 2(d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l}\right)$$

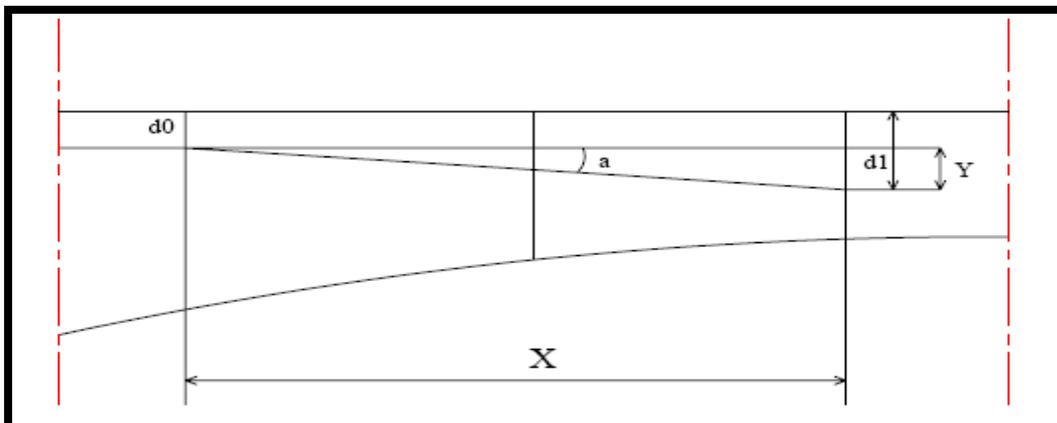


Fig.VII.3 : Tracé d'un câble en élévation

Tracé du câble N°1 :

Le câble N°1 s'ancrera au CDG de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} l=4\text{m} \\ v=0.988\text{m} \\ d_0=0.391\text{m} \\ d_1 = 0.988\text{m} \\ y=d_1-d_0 =0.597 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow R(x) = \frac{(4)^2}{2(0.988-0.391)} = 13.4 \text{ m} > 6 \text{ m}$$

La position du point d'ancrage est bonne

Donc :

$$\tan \alpha = 2(d_1 - d_0)(x/l^2) = 2Y/l \Rightarrow \alpha=0.298 \text{ rad}$$

Le reste des calculs est mentionné dans le tableau ci-après :

Voussoir	Câble	X(m)	V(m)	D ₀ (m)	D ₁ (m)	Y(m)	R(m)	α (rad)	Equation de la courbe
V1	C1	4	0.988	0.391	0.988	0.597	13.4	0.298	$0.391+0.0373X^2$
V2	C2	4	0.934	0.391	0.934	0.543	14.73	0.135	$0.391+0.00848X^2$
V3	C3	8	0.892	0.191	0.892	0.701	45.65	0.175	$0.191+0.011X^2$
V4	C4	8	0.862	0.191	0.862	0.671	47.69	0.167	$0.191+0.01048X^2$
V5	C5	8	0.844	0.191	0.844	0.653	49.01	0.163	$0.191+0.0102X^2$

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

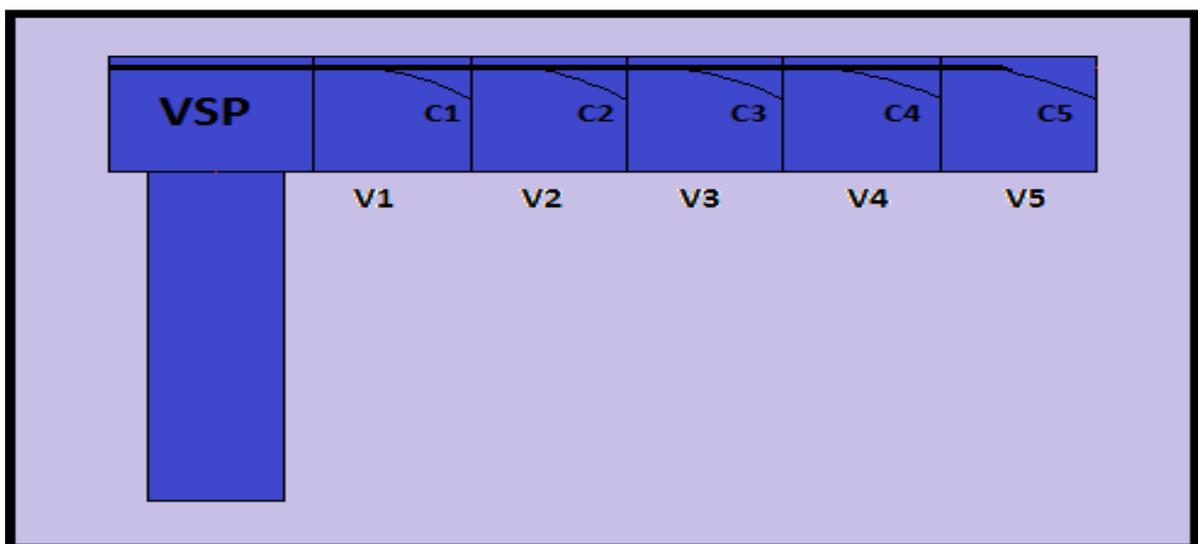


Fig. VII.4 : Tracé des câbles en élévation

b)-Etude du tracé des câbles en plan :

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

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

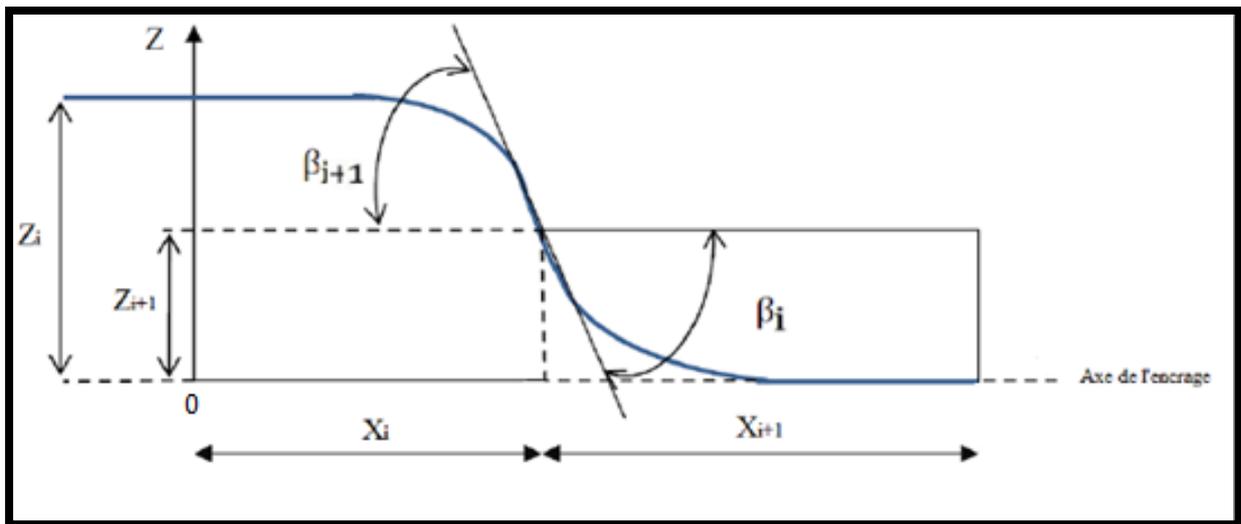


Fig.VII.5 : Tracé en plan d'un câble du fléau.

Le tracé suit une équation parabolique de la forme :

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

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

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

Le rayon de courbure :

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

L'inclinaison :

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

Avec :

- β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.
- β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage
- R_i : Le Rayon de courbure dans la première section.
- R_{i+1} : Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

Le tracé du câble C3 est confondu avec l'axe de l'ancrage, son tracé en plan est rectiligne.

✓ **Exemple de calcul pour le câble « C1 »**

$$Z_i = 0,1 \text{ m}$$

$$Z_{i+1} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

- **Equation de la courbe :**

$$Z(x) = 0,1 + (0,1 - 0,05) \left(\frac{x}{4}\right)^2 = 0,1 + 0,0125X$$

- **Le rayon de la courbure :**

$$R_i = \frac{2^2}{2(0,1 - 0,05)} = 40 \text{ m}$$

- **L'inclinaison dans la section intermédiaire :**

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(0,1 - 0,05)}{2} = 0,05 \rightarrow \beta_i = 0,05 \text{ rad}$$

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

Voussoir	Câble	L (m)	L1=L2 (m)	Zi (m)	Zi+1 (m)	Ri=Ri+1 (m)	Bipi (rad)	Equation de la courbure (m)
V1	C1	4	2	0.1	0.05	40	0.05	0.1+0.0125X ²
V2	C2	8	4	-0.1	-0.05	60	-0.05	-0.1-0.0312X ²
V3	C3	8	4	/	/	/	/	/
V4	C4	8	4	0.2	0.1	80	0.05	0.2+0.00625X ²
V5	C5	8	4	-0.2	-0.1	80	0.05	-0.2+0.00625X ²

Tab.VII.4: traces des câbles en plan.

VII-2-Calcul des pertes de tension de précontrainte :

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

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

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

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

VII-2-1-les perte de tension instantanée :

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

- ✓ Pertes dues au frottement de câbles dans la gaine.
- ✓ Pertes dues au relâchement des câbles et au recule d'ancrages.
- ✓ Pertes dues à la non simultanité des mise en tension des différent câbles.

a)Perte par frottement :

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine le frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble. La formule générale donnant la tension d'un câble en un

point quelconque de son trace s'exprime en fonction de la tension à l'ancrage.

$$\sigma_{\text{frit}}(x) = \sigma_{\text{po}} (1 - e^{-f \cdot \alpha - \varphi \cdot x})$$

avec :

σ_{po} : Tension à l'origine $\sigma_{\text{po}} = 1488 \text{ MPa}$.

f : Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rd}^{-1}$

φ : Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$

α : Somme des angles du point étudié d'abscisse « x » à l'ancrage.

voussoirs	cables	x(m)	$\alpha(\text{rad})$	$e^{-(f\alpha - \varphi x)}$	$1 - e^{-(f\alpha - \varphi x)}$	$\Delta\sigma_{\text{frit}}(x) = \sigma_{\text{po}}(1 - (e^{-(f\alpha - \varphi x)}))$ (MPa)
V1	c1	8	0,0746	0,96182765	0,03817235	56,8004
V2	c2	12	0,0169	0,96138531	0,03861469	57,4586
V3	c3	16	0,0219	0,94896819	0,05103181	75,9353
V4	c4	20	0,0296	0,93620576	0,06379424	94,9258
V5	c5	24	0,0204	0,92674206	0,07325794	109,0078
somme						394,128

Tab. VII.5: Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles.

b) Pertes de tensions dues au recule des ancrages :

Ces pertes correspondent à un léger glissement de l'armature en mouvement, il n'affecte qu'une partie « λ » de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur est donnée par la relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{\text{po}} k}}$$

$$\text{Avec : } k = \frac{\alpha f}{l} + \varphi$$

σ_{po} : contrainte initiale.

λ : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

σ_{pr} : contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_{\text{rec}}$: la perte de tension.

g : l'intensité du recul à l'ancrage, tel que : $g = 0,006 \text{ m}$.

E_p : module d'élasticité des aciers $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$ selon BPEL91

La quantité gE_p représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur », dans la mesure où l'armature de longueur L est tendue par une seule extrémité et ou sa déviation angulaire totale sur la longueur L est ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\frac{\alpha}{l}$ sur la longueur λ .

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

$$\Delta\sigma_{\text{rec}} = 2 \lambda k$$

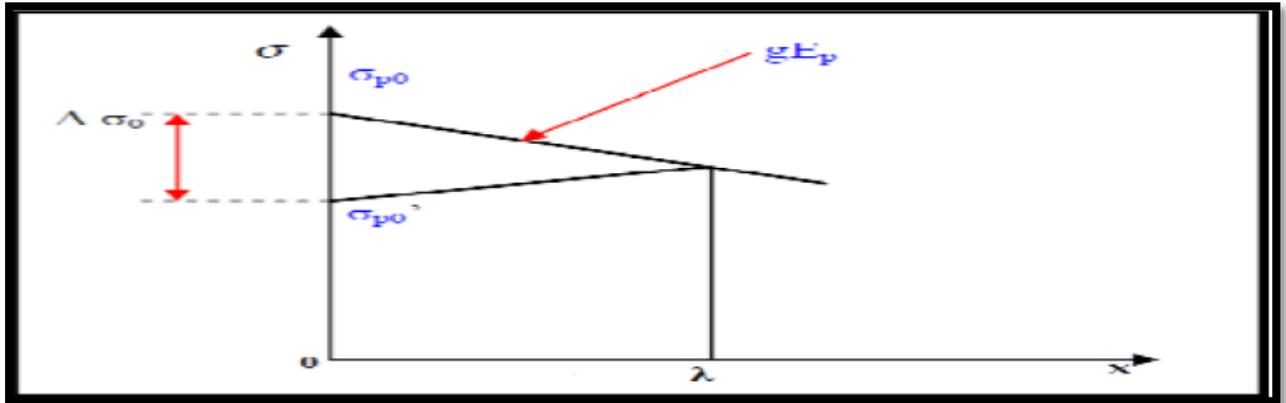


Figure.VII.6 : Diagramme des tensions avant et après recul d'encrage.

voussoirs	câbles	x(m)	α (rad)	k	λ	$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)
V1	c1	8	0,0746	0,004865	12,5490	0,1221
V2	c2	12	0,0169	0,00328167	15,2793	0,1002
V3	c3	16	0,0219	0,00327375	15,2977	0,1001
V4	c4	20	0,0296	0,003296	15,2460	0,1005
V5	c5	24	0,0204	0,00317	15,5460	0,0985
somme						0,5216

TAB.VII.6: résultat des pertes par recul d'encrage dans chaque câble.

c) Pertes par raccourcissement du béton :

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

le (B.P.E.L) propos la formule simplifiée suivante :

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

Avec :

E_{ij}: Module de YOUNG instantané de béton jour j ;

E_{ij} = 11000 √f_{cj} = 35 981,7294 MPa

E_p: Module d'élasticité des aciers de précontrainte.

Contrainte de compression du béton due à l'ensemble des cables traversant la section d'abscisse x.

$$\sigma b(x) = \frac{p}{s} + \frac{pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

avec :

P : Effort de précontrainte.

M : Moment fléchissant dues au poids propre. Les surcharges supplémentaires et les charges de vents

E_{ij} : Module du Young instantané béton à 'j' jours, il est égal à : $11000^3 \sqrt{f_{cj}}$

$$\Rightarrow E_{ij} = 34368.39 \text{ MPa}$$

voussoir	x(m)	e(m)	s(m)	I(m ⁴)	p(MN)	M(Mn.m)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)
V1	8	0,4771	9,0706	73,3	6,36	115,31625	0,4771	1,2598
V2	12	0,3197	8,5998	73,15	3,9	77,3834	0,3197	0,8441
V3	16	0,0888	8,2337	73,04	2,172	46,63285	0,0888	0,2346
V4	20	0,0443	7,9721	72,96	1,013	23,0646	0,0443	0,1171
V5	24	0,0129	7,8152	72,92	0,282	6,6786	0,0129	0,0341
somme								2,490

Tab. VII.7: Résultats des pertes par non simultanité de la mise en tension des différents câbles.

La somme des pertes instantanées est égale à :

$$349.128 + 0.5216 + 2.49 = 352,1396$$

$$\Delta\sigma_{inst} = 352.1396$$

VII-2-2- Pertes de tension différées :

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

a- Pertes dus au retrait du béton :

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton adjacent. Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte. La perte de tension à l'instant t sera :

$$\Delta\sigma_{rt} = E_p \cdot \varepsilon_r(t) \quad \text{avec} \quad \varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \cdot r(t)$$

Tel que :

ε_r : est le retrait totale du béton. ($2 \cdot 10^{-4}$ en climat humide selon BPEL)

$r(t)$: Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 190 \text{ KN/mm}^2$).

Application :

$$\Delta\sigma_{rt} = 190000 \times 2 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{rt} = 38 \text{ Mpa}$$

b - pertes de tension dues au fluage du béton :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton sous l'effet des contraintes de compression.

La perte finale de tension, due au fluage du béton, dans le cas des conditions thermo hygrométriques constantes, est en fonction de la contrainte maximale et de la contrainte finale, supportées par le béton dans la section considérée ; elle est définie par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = \frac{EP}{E_{ij}} (\sigma(b) + \sigma_{max})$$

Avec :

Ep: module d'élasticité de l'acier.

Eij : module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.

σmax: Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

σb: Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

D'après les règlements BPEL on estime que :

$$\sigma_M \leq 1,5 \sigma_b$$

$$\frac{EP}{E_{ij}} = 6$$

donc :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = 2,5 \frac{EP}{E_{ij}} \sigma_b(x) \quad \text{tel que} \quad (x) = \frac{p}{s} + \frac{pe^2}{I} - \frac{Me^2}{I}$$

Avec :

M : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

P : Force de précontrainte.

e : Excentricité du câble moyen

voussoir	x(m)	e(m)	s(m)	I(m ⁴)	p(MN)	M(Mn.m)	σ _b (MPa)	Δσ _{fl} (MPa)
1/2vsp	4	0,638	9,0706	73,33	17,7917	160,0431	0,6677	8,8155
V1	8	0,638	9,0706	73,3	12,7885	115,31625	0,4771	6,2994
V2	12	0,594	8,5998	73,15	7,8289	77,3834	0,3197	4,2209
V3	16	0,742	8,2337	73,04	4,3617	46,63285	0,0888	1,1733
V4	20	0,712	7,9721	72,96	2,03537	23,0646	0,0443	0,5857
V5	24	0,694	7,8152	72,92	0,5684	6,6786	0,0129	0,1705
							somme	21,2657

Tab. VII.8: Résultats des pertes de tension dues au fluage.

c) précontrainte de pertes de tension dues à la relaxation des armatures :

Une armature tendue en permanence et maintenue, après mise en tension, à une longueur constante, subit une perte de contrainte de traction. La valeur finale de la perte de tension due à la relaxation est en fonction du temps d'application de la force de précontrainte, de la valeur garantie de la relaxation à 1000 h, et de la valeur de tension initiale de l'armature.

Le BPEL91 propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous:

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

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{inst}}$$

Avec :

ρ_{1000} : Valeur garantie de la relaxation à 1000 h.

En général : $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers TBR.

$\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers RN.

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

f_{prg} : Contrainte limite de rupture garantie = 1860 MPa

μ_0 : Est égal à 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

voussoirs	cable	$\Delta\sigma_{\text{inst}}$	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rlx}}(x)$
v1	c1	57,7496553	1430,25034	72,7178
v2	c2	57,634737	1430,36526	72,7369
v3	c3	76,1678949	1411,83211	69,6844
v4	c4	95,1228345	1392,87717	66,6196
v5	c5	109,13937	1378,86063	64,3906
			somme	346,1495

Tab. VII.9: Résultats des pertes de tension par relaxation des aciers.

Les pertes différée finale sont égale à :

D'après le BPEL :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{\text{rt}} + \Delta\sigma_{\text{fl}} + 5/6 \Delta\sigma_{\text{rlx}}$$

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

$$\Delta\sigma_d = 38 + 21.265 + 5/6(346.1495) = 347,7229 \text{ MPa}$$

VII-2-3- Calcul des pertes totales :

Les pertes totales sont :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{\text{inst}} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = 332.2856 + 395.8144 = 699,8625 \text{ MPa}$$

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$\Delta\sigma_T \% = 100 \frac{728.1 \times 2}{10 \times 1488} = 9.4067 = 9.4067\% < 25\%$$

Remarque :

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les câbles reprennent largement les charges considérées.

Pour notre projet nous maintenons le nombre de câbles précédent (10 câble de 12T15s)

L'estimation des pertes est vérifiée.

VII-2-4- Vérification des contraintes :

Cette vérification consiste à calculer les contraintes dans le béton et de les comparer aux contraintes limites autorisées. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section :

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

$$\sigma_{\text{SUP}} = \frac{P}{S} + \frac{Pev}{I} - \frac{MV}{I} \geq \sigma_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{Pev'}{I} + \frac{MV'}{I} \leq \sigma_{\text{bc}}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

P : Effort de précontrainte Réelle.

S : Section transversale du voussoir.

e : son excentricité.

I : le moment d'inertie de la section.

M : Moment généré par application des charges.

V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

V' : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.

σ_{bt} : Contrainte admissible de traction

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression.

Tel que :

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bt}} = 0 \text{ MPa (Car on est en classe I)}$$

voussoir	x(m)	e(m)	V (m)	v'(m)	s(m)	I(m ⁴)	p(MN)	M(Mn.m)	σ_{SUP}	σ_{inf}	obs
1/2vsp	4	0,638	0,988	1,312	9,0706	73,33	17,791	160,0431	0,0419	4,621	ok
V1	8	0,638	0,988	1,132	9,0706	73,3	12,788	115,3162	0,034	3,064	ok
V2	12	0,594	0,934	1,3621	8,5998	73,15	7,8289	77,3834	0,0183	2,264	ok
V3	16	0,742	0,892	1,4058	8,2337	73,04	4,3617	46,63285	0,0002	1,364	ok
V4	20	0,712	0,862	1,4432	7,9721	72,96	2,0353	23,0646	6,7861	0,682	ok
V5	24	0,694	0,844	1,462	7,8152	72,92	0,5684	6,6786	4,5221	0,198	ok

Tab. VII.10: Vérification des contraintes en construction.

VII-3-les câbles de continuité :

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

Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets et hourdis inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

VII-3-1-Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée :

Pour la détermination de l'effort de précontraint et du nombre de câbles de continuités, on procédera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau :

$$P = \frac{\frac{MV'}{I}}{\frac{1}{s} + \frac{|e|V'}{I}} \longrightarrow N \geq \frac{P}{0.75 P_0}$$

a) Travée intermédiaire :

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

voussoirs	X(m)	S (m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	e'(m)	M(tm)	P(t)	N	N Reel
V2	12	8,599	6,166	0,934	1,362	1,212	1592,83	916,150	4,565	6
V3	16	8,234	5,796	0,892	1,405	1,255	2769,51	1576,68	7,848	8
V4	20	7,972	5,539	0,862	1,443	1,293	5084,26	2864,83	14,261	16
V5	24	7,815	5,389	0,844	1,462	1,312	5732,59	3213,86	15,998	18
VSC	26	7,763	5,339	0,832	1,468	1,318	5760,78	3224,24	16,050	18
V5	30	7,815	5,389	0,844	1,462	1,312	5732,59	3213,86	15,998	18
V4	34	7,972	5,539	0,862	1,443	1,293	5084,26	2864,83	14,261	16
V3	38	8,234	5,796	0,892	1,405	1,255	2769,51	1576,68	7,848	8
V2	42	8,599	6,166	0,934	1,362	1,212	1592,83	916,150	4,560	6

Tableau VII.11. Câbles de continuités de la travée intermédiaire

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

N° de voussoir	V2	V3	V4	V5	VC	V'5	V'4	V'3	V'2
Nombre de câbles	6	8	16	18	18	18	16	8	6
N ^{br} des câbles arrêté/ voussoir	6	2	8	2	0	2	8	2	6
N ^{br} des câbles arrêté / gousset	6	1	4	1	0	1	4	1	3

Tableau VII.12. Nombre de câbles par voussoir (travée intermédiaire)

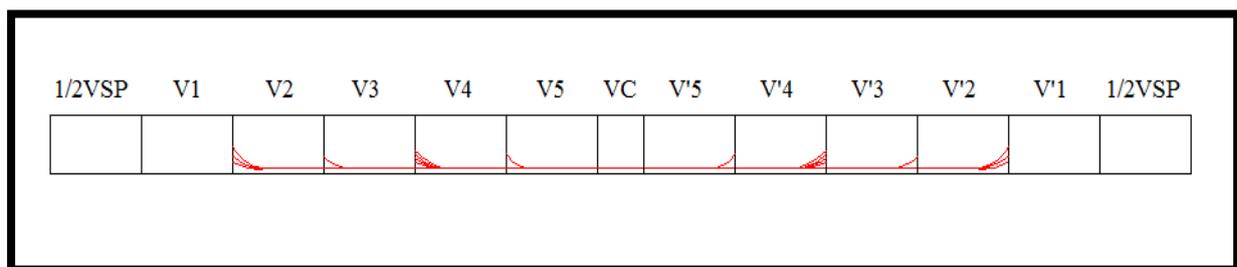


Figure VII.7. Disposition des câbles de continuité pour la travée intermédiaire

b) Travée de rive :

voussoir	X (m)	S (m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	e'(m)	M(tm)	P (t)	N	N Reel
V2	12	8,599	6,166	9,34	1,362	1,212	420,456	241,841	1,204	2
V3	16	8,234	5,796	0,892	1,405	1,255	2261,35	1287,389	6,409	8
V4	20	7,972	5,539	0,862	1,443	1,293	3291,3	1854,587	9,232	10
V5	24	7,815	5,389	0,844	1,462	1,312	3554,09	1992,533	9,919	12
VC	26	7,763	5,339	0,832	1,468	1,318	3386,23	1895,104	9,434	10
VSCulée	35	7,763	5,339	0,832	1,468	1,318	25,91	14,501	0,0722	2

Tableau VII.13. Câbles de continuités de la travée de rive

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

N° de voussoir	V2	V3	V4	V5	VC	VSC
nombre de câbles	2	8	10	12	10	2
N ^{br} des câbles arrêté/ voussoir	2	6	2	2	8	2
N ^{br} des câbles arrêté / gousset	1	3	1	0	4	1

Tableau VII.14. Nombre de câbles par voussoir (travée de rive).

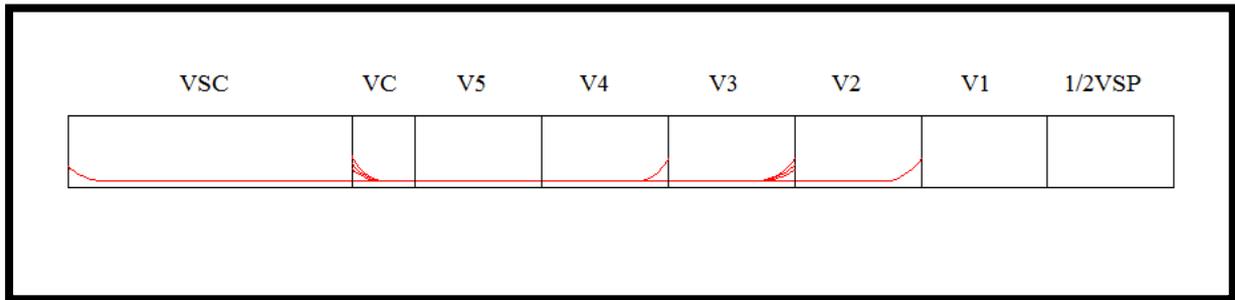


Figure VII.8. Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive

VII-3-2-Les pertes de tension :

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte du fléau. Le tableau ci-dessous donne un résumé de calcul des pertes instantanées, différées et totales :

a) Travée de rive :

voussoir	$\Delta\sigma_{P_{irt}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{prec}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{prac}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{int}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{pfi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p_{rlx}}$ (MPa)
V2	61,9663	0,0521	1,16902	63,1874	5,8451	71,8165
V3	78,9764	0,0511	7,1092	86,1368	35,5464	68,065
V4	95,7837	0,0504	11,093	106,927	55,4678	64,7402
V5	112,3904	0,050	12,5646	125,005	62,8232	61,9057
VSC	120,6194	0,0499	12,1604	132,829	60,8022	60,6952
VSCulée	157,0447	0,0494	0,12976	157,223	0,6488	56,9847
somme	626,7810	0,30308	44,2267	671,310	221,1337	384,2078

Tab.VII.15 : Pertes de précontrainte dans la travée de rive.

Conclusion :

Les pertes différées finale sont égale à :

D'après le **BPEL** :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{pfi} + 5/6 \Delta\sigma_{p_{rlx}}$$

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

$$\Delta\sigma_d = 38 + 221.1337 + 5/6(384.2078) = 579,3067 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_d = 187.1504 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul des pertes totales :**

Les pertes totales sont :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = 671.310 + 579.3061 = 1250.6161 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_T = 1250.6161 \text{ MPa}$$

=>Donc on a un pourcentage de perte égale à : **1250.6161 MPa**

Avec :

N : le nombre des câbles totaux de précontrainte.

$$\Delta\sigma_T \% = 100 * \frac{1250.6161 * 2}{1488 * 12} = 14,00\% \leq 25\%$$

⇒ **l'estimation des pertes est vérifiées**

Remarque :

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les Câbles reprennent largement les charges considérées.

Pour notre projet nous maintenons le nombre de câbles précédent (**12 câble de 12T15s**).

b) Travée intermédiaire :

voussoir	$\Delta\sigma_{P_{rt}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{prac}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{int}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p_{ri}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p_{rix}}$ (MPa)
V2	62,9698	0,1065	0,5384	63,6149	2,69243	71,7459
V3	79,9680	0,1042	1,9174	81,9897	9,58714	68,7369
V4	96,7634	0,1028	6,1605	103,0269	30,8028	65,3587
V5	113,3585	0,1019	6,9995	120,4600	34,9977	62,6137
VSC	121,5817	0,1016	7,0519	128,7352	35,2598	61,3274
V5	137,8807	0,1010	6,9995	144,9813	34,9977	58,8349
V4	153,9853	0,1005	6,1605	160,2464	30,8028	56,5316
V3	169,8978	0,1002	1,9174	171,9155	9,5871	54,7962
V2	185,6205	0,0999	0,5384	186,2589	2,6924	52,6933
somme	1122,0261	0,9190	38,2840	1161,229	191,4204	552,6387

Tab.VII.16 : Pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.

Conclusion :

Les pertes différées finale sont égale à :

D'après le **BPEL** :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{P_{rt}} + \Delta\sigma_{P_{ri}} + 5/6 \Delta\sigma_{P_{rix}}$$

$$\Delta\sigma_d = 38 + 191.4204 + 5/6(552.6387) = 689,9526 \text{ MPa}$$

$$\sum \Delta\sigma_d = 689.952 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul des pertes totales :**

Les pertes totales sont :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = 1161.229 + 689.9526 = 1851,1816 \text{ MPa}$$

$$\sum \Delta\sigma_T = 1851.1816 \text{ MPa}$$

=>Donc on a un pourcentage de perte égale à :

Avec :

N : le nombre des câbles totaux de précontrainte.

$$\Delta\sigma_T \% = 100 \frac{1851,1816 \cdot 2}{1488 \cdot 18} = 13.823 = 13.823\% \leq 25\%$$

donc L'estimation des pertes est vérifiée.

Remarque :

Les pertes de tension sont inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les câbles reprennent les charges considérées.

Pour notre projet on maintient le nombre de câbles précédent (**18 câble de 12T15s**).

VII.3.3 Vérification des contraintes en phase de service :

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérifications :

- Premier cas ou l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme les surcharges de la superstructure (poids du trottoir, glissière de sécurité...etc.), c'est-à-dire la vérification à vide.

- Deuxième cas ou l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges d'exploitations.

Donc, on est amené à vérifier :

♦ **1er Cas** : où l'ouvrage ne subit aucune surcharges sauf les charges permanentes c'est-à-dire la vérification à vide. (**G+CCP**)

♦ **2ème Cas** : où l'ouvrage est sollicité par les charges permanentes et par les surcharges d'exploitations, c'est-à-dire la vérification en service (**G+A(L)**)

À vide (sous Mmin) :

$$\sigma_{\text{SUP}} = \frac{P}{S} + \frac{P_{\text{ev}}}{I} - \frac{M_{\text{minV}}}{I} \geq \sigma_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P_{\text{ev}'}}{I} + \frac{M_{\text{minV}'}}{I} \leq \sigma_{\text{bc}}$$

En charge (sous Mmax) :

$$\sigma_{\text{SUP}} = \frac{P}{S} + \frac{P_{\text{ev}}}{I} - \frac{M_{\text{maxV}}}{I} \leq \sigma_{\text{bc}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P_{\text{ev}'}}{I} + \frac{M_{\text{maxV}'}}{I} \geq \sigma_{\text{bt}}$$

Avec :

Mmax : le moment maximum agissant sur la section, sous la combinaison G + AL

Mmin : le moment minimum agissant sur la section, sous la combinaison G + CCP.

Tel que :

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bt}} = 0 \text{ MPa} \text{ (Car on est en classe I)}$$

a) Travée de rive:

✓ **Vérification à vide :**

voussoirs	X(m)	S (m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	e'(m)	M(tm)	P(t)	σ ^{SUP} (Mpa)	σ ^{inf} (Mpa)	obs
V2	12	8,5998	6,1669	9,34	1,3621	1,2121	210,938	241,841	1,5261	0,0996	OK
V3	16	8,234	5,7963	0,892	1,4058	1,2558	1095,519	1287,389	2,3655	0,2994	OK
V4	20	7,972	5,5399	0,862	1,4432	1,2932	1594,968	1854,587	3,5764	0,233	OK
V5	24	7,815	5,3895	0,844	1,462	1,312	1706,656	1992,533	3,9708	0,0877	OK
VSC	26	7,763	5,3399	0,832	1,4682	1,3182	1621,255	1895,104	3,8074	0,0302	OK
VSCulée	35	7,763	5,3399	0,832	1,4682	1,3182	6,772	14,501	0,0379	0,0152	OK

Tab.VII.17 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous Mmin : (G + CCP)

✓ **Vérification en charge :**

voussoirs	X(m)	S (m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	e'(m)	M(tm)	P(t)	σ ^{SUP} (Mpa)	σ ^{inf} (Mpa)	obs
V2	12	8,599	6,166	0,934	1,36	1,118	420,456	255,648	0,129	0,541	OK
V3	16	8,234	5,796	0,892	1,405	1,118	2261,35	1287,38	0,571	3,126	OK
V4	20	7,972	5,539	0,862	1,443	1,312	3291,36	1854,58	0,936	4,652	OK
V5	24	7,815	5,389	0,844	1,462	1,293	3554,09	1992,53	1,077	5,099	OK
VSC	26	7,763	5,339	0,832	1,468	1,255	3386	1895,10	1,0575	4,882	OK
VSCulée	35	7,763	5,339	0,832	1,468	1,212	25,91	14,501	0,008	0,037	OK

Tab.VII.18 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous Mmax : (G + Al)

b) Travée intermédiaire :

✓ **Vérification à vide :**

voussoir	X(m)	S (m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	e'(m)	m	P(t)	σ ^{SUP} (Mpa)	σ ^{inf} (Mpa)	OBS
V2	12	8,599	6,1669	0,934	1,3621	1,2121	762,227	916,150	1,592	0,2962	OK
V3	16	8,234	5,7963	0,892	1,4058	1,2558	1809,325	1576,682	2,177	1,5009	OK
V4	20	7,972	5,5399	0,862	1,4432	1,2932	2477,042	2864,836	5,504	0,3951	OK
V5	24	7,815	5,3895	0,844	1,4620	1,3120	2776,46	3213,867	6,367	0,2058	OK
VSC	26	7,763	5,3399	0,832	1,4682	1,3182	2790,267	3224,242	6,428	0,1392	OK
V5	30	7,815	5,3895	0,844	1,4620	1,3120	2776,46	3213,867	6,3676	0,2058	OK
V4	34	7,972	5,5399	0,862	1,4432	1,2932	2477,042	2864,836	5,5040	0,3951	OK
V3	38	8,234	5,7963	0,892	1,4058	1,2558	1809,325	1576,682	2,177	1,5009	OK

Tab.VII.19 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous Mmin : (G +CCP).

✓ **Vérification en charge :**

voussoirs	X(m)	S (m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	e'(m)	M(tm)	P(t)	σ_{SUP}	σ_{inf}	OBS
V2	12	8,599	6,1669	0,934	1,3621	1,2121	1592,831	916,150	0,334	2,1308	ok
V3	16	8,234	5,7963	0,892	1,4058	1,2558	2769,51	1576,68	0,699	3,829	ok
V4	20	7,972	5,5399	0,862	1,4432	1,2932	5084,26	2864,83	1,447	7,1872	ok
V5	24	7,815	5,3895	0,844	1,4620	1,3120	5732,59	3213,86	1,738	8,2248	ok
VSC	26	7,763	5,3399	0,832	1,4682	1,3182	5760,7	3224,24	1,799	8,3066	ok
V5	30	7,815	5,3895	0,844	1,4620	1,3120	5732,59	3213,86	1,738	8,2248	ok
V4	34	7,972	5,5399	0,862	1,4432	1,2932	5084,26	2864,83	1,447	7,187	ok
V3	38	8,234	5,7963	0,892	1,4058	1,2558	2769,51	1576,68	0,699	3,8296	ok
V2	42	8,599	6,1669	0,934	1,3621	1,2121	1592,831	916,150	0,334	2,1308	ok

Tab.VII.20 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous Mmax : (G + AL).

Conclusion :

D'après les tableaux ci-dessus nous remarquons, que les conditions de vérification des contraintes à vide et en charge sont vérifiées, donc notre ouvrage travaille en sécurité.



CHAPITRE VIII:

Etude transversale.

Introduction :

Jusqu'à présent, on s'est intéressé uniquement à l'étude longitudinale du tablier. Du coup, on a pu déterminer les câbles longitudinaux de précontrainte en phase de construction ainsi qu'à la phase d'exploitation, il s'agit des armatures actives. Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis...). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements. A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferrailer uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

VIII. 1. Modélisation :

La modélisation est effectuée par le logiciel **Robot Structural**. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simple à l'extrémité de chaque âme. On prendra une largeur du caisson égale à **1 m**, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

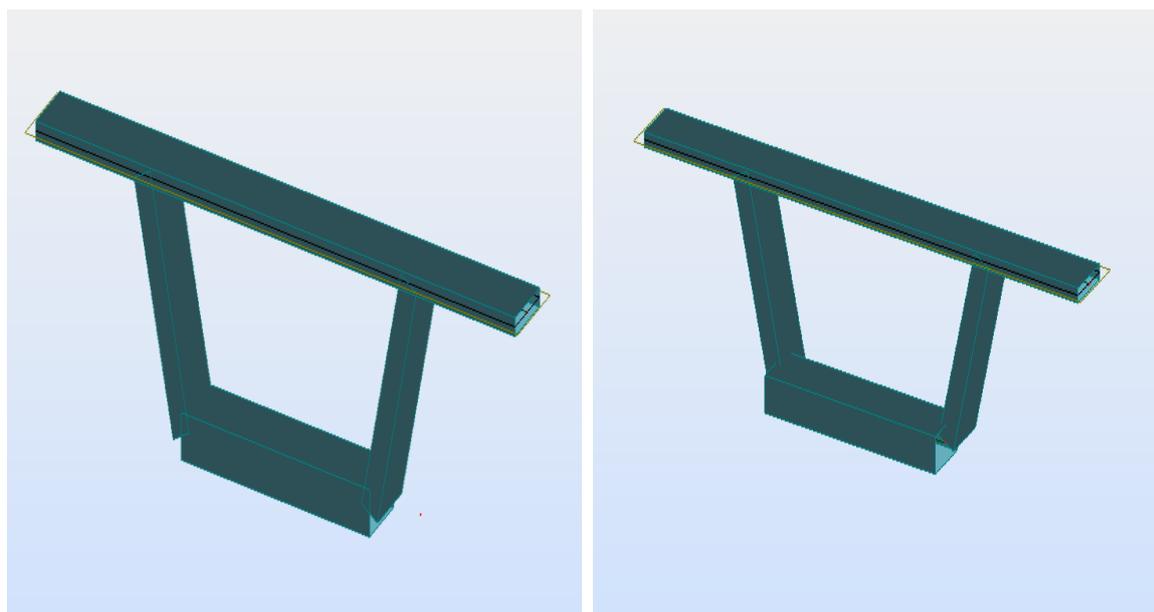


Fig. VIII.1et2: Vue en 3D du caisson prêt de la pile et de la de la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural

VIII. 2. Définition des charges :

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

VIII. 2. 1. Charges permanentes

VIII. 2. 1. 1. Poids propre (Pp) :

Il est pris automatiquement par le logiciel.

VIII. 2. 2. Les charges complémentaires permanentes (CCP) :**VIII. 2. 2. 1. Poids du revêtement :**

$$P_{rev} = L \times e \times \gamma_{BB} = (12.5 \times 0,01 \times 2) + (10.5 \times 0,08 \times 2.2) = 2,058 \text{ t/ml}$$

VIII. 2. 2. 2. Poids du dispositif de sécurité :

- ✓ Poids des glissières de sécurité : $P_{gli} = 0,06 \text{ t/ml}$ (disposés aux deux extrémités du tablier)

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à : $P_{gl} = 0,06 \text{ t/ml}$. Pour 2 glissières $P_{gl}(2) = 0,12 \text{ t/ml}$

- ✓ Poids de garde-corps : $P_{gc} = 0,1 \text{ t/ml}$ (placé à l'extrémité gauche du tablier).

VIII. 2. 2. 3. Poids du trottoir + poids de la corniche :

$$P(\text{tr+corniche}) = x (\text{Strot+corn-gauche} + \text{Strot})$$

$$P(\text{tr+corniche}) = 2,5 \times (0,4945 + 0,2385)$$

$$P(\text{tr} + \text{corniche}) = 1,8325 \text{ t/ml.}$$

VIII. 2. 3. Surcharges d'exploitation :

On considérera les charges suivantes : **A(L), Bc, Bt, MC120 et D240**. Ces dernières seront disposées de manière à obtenir les situations les plus défavorables.

VIII. 2. 3. 1. Chargement A(L) :

$$A(L) = 230 + 36000/(L+12) = 1904.4186 \text{ kg/m}^2 = 1.83 \text{ t/m}^2 \text{ avec } L = 10.50 \text{ m (longueur chargeable).}$$

VIII. 2. 3. 2. Sous système Bc :

On considérera trois camions, mais avec un seul essieu, disposés sur le voussoir, soit $Bc=6t$ (charge ponctuelle).

VIII. 2. 3. 3. Sous système Bt :

De même que pour le système Bc, deux tandems, mais avec un seul essieu, sont disposés sur le voussoir, soit $Bt = 16 \text{ t}$ (charge ponctuelle).

VIII. 2. 3. 4. Système Mc120 :

On considère le poids d'une des deux chenilles appliqué sur le voussoir, Soit :

$$MC120 = (550/(6,1 \times 1)) = 9.0164 \text{ t/m}^2 .$$

Tableau qui caractérise les différents coefficients de majorations de chaque système :

Système de charge	Bc (t)	Bt (t)	Mc120 (t /m ²)
δ	1.0782	1.0714	1.0682
Valeur finale	6.4692	17.1424	9.6351

Tab. VIII. 1 : Coefficient de majoration de chaque système.

VIII. 2. 3. 5. Convoi exceptionnel D240 :

Convoi de 240 t avec 3,20 m de large et 18,60 m de long, donc $D240 = 4.032 \text{ t/m}^2$.

VIII. 2. 3. 6. Charges sur les trottoirs :

Pour l'étude de la flexion locale, on considère une charge $St = 0.45 \text{ t/m}^2$ appliquée sur les trottoirs (selon le fascicule 61 titre II, [Réf.11]).

VIII. 3. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons de charges à adopter pour l'étude transversale sont indiquées dans le **BPEL**, et sont résumées dans le tableau suivant :

Action prépondérante	Numéro de la combinaison	Combinaison
ELU	1	$1.35G+1.6(A(L)+St)$
	2	$1.35G+1.65B_c+St$
	3	$1.35G + 1,6 (B_t + St)$
	4	$1,35G + 1,6 M_{c120}$
	5	$1,35G + 1,5D_{240}$
ELS	6	$G + 1,2 (A(L) + St)$
	7	$G + 1,2 (B_c + St)$
	8	$G + 1,2 (B_t + St)$
	9	$G + 1,2M_{c120}$
	10	$G + D240$

Tab. VIII. 2 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale

VII. 4. Les résultats après calculs :

Les combinaisons d'actions qui donnent les effets les plus défavorables sont les suivantes :

A P'ELU : $1,35G + 1,6 (B_t + St)$

A P'ELS : $G + 1,2 (B_t + St)$

Les diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants sont annexés

Récapitulatif des résultats : Les tableaux suivants récapitulent les moments et les efforts les plus défavorables pour les différents éléments du voussoir (en **t** et **t.m**)

✓ **Section sur pile :**

		E.L.U	E.L.S
Dalle supérieure	Moment à l'appui	-29.24	-21.90
	Moment en travée	13.46	10.08
Dalle inférieure	Moment à l'appui	-18.95	-14.18
	Moment en travée	10.70	8.06
Ame droite	Moment positif	8.04	6.03
	Moment négatif	0.00	0.00

	Effort normal	15.53	11.56
Ame gauche	Moment positif	1.17	0.88
	Moment négatif	-18.95	-14.18
	Effort normal	54.69	40.93

Tableau VIII.3. Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur pile

✓ **Section sur culée :**

		E.L.U	E.L.S
Dalle supérieure	Moment à l'appui	34.14	25.58
	Moment en travée	13.11	9.82
Dalle inférieure	Moment à l'appui	12.93	9.68
	Moment en travée	8.54	6.43
Ame droite	Moment positif	8.12	6.12
	Moment négatif	0.00	0.00
	Effort normal	14.34	10.67
Ame gauche	Moment positif	6.07	4.56
	Moment négatif	12.93	9.68
	Effort normal	56.32	42.15

Tableau VIII.4. Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur culée

VIII.5. Vérification de l'effort tranchant :

La formule de vérification est donnée par le (BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec la fissuration est préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min [(0,15 \times f_{c28} / \gamma_b), 4 \text{ MPa}] = (0,15 \times 35) / 1,5 = 3,5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91})$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement ultime.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement admissible.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile.

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours : **35MPa**.

$$\gamma_b: \text{coefficient de sécurité:} \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Voussoir sur pile :**

section	/	b mm	D mm	$V_u(t)$	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs
console	appuis	1000	250	27.35	1.094	3,5	Vérifiée
dalle supérieur	appuis	1000	250	38.55	1.544	3,5	Vérifiée
dalle inférieur	appuis	1000	500	6.07	0.121	3,5	Vérifiée
âme	appuis	1000	500	23.11	0.462	3,5	Vérifiée

Tableau VIII-5 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).

➤ **Voussoir sur culée :**

section	/	b mm	d mm	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs
console	appuis	1000	250	11.49	0.459	3,5	Vérifiée
dalle supérieur	appuis	1000	250	28.00	1.120	3,5	Vérifiée
dalle inférieur	appuis	1000	250	4.64	0.186	3,5	Vérifiée
âme	appuis	1000	500	6.37	0.127	3,5	Vérifiée

Tableau VIII-6 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée).

VIII-6- Vérification au poinçonnement :

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, nous admettons qu'aucune armature transversale n'est requise, si la condition suivante est satisfaite : **(BAEL 91)**

$$Q_u \leq 0,045U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : valeur de la force concentrée en MN ; **Q_u = 0,1MN = 10t**

H : hauteur de la section.

D : Longueur de la surface d'impact de la roue.

U_c : Le périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillet moyen de la section.

$U_c = d + 2 \times h/2 = 0,2 + 0,25 = 0,45m$.

$$Q_u \leq 0,045 U_c \times H \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$0,045 U_c \times H \times f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times \frac{35}{1,5} = 0,118 \text{ MN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est satisfaite pour les trois systèmes, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VIII.7. Vérification des âmes au flambement :

Dans le but d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élançement λ de celles-ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

λ : élançement du poteau.

l_f : longueur de flambement

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 ;

$l_f = 0,5 l_0$: Car les âmes sont encastées à ses extrémités ;

l_0 : Est la hauteur libre de l'âme qui est égale à $\cos a \times l_0 = 2,30 \text{ m}$

i : rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0,5^3}{12} = 0,0104 \text{ m}^4$$

$$B = bh = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0,0104}{0,50}} = 0,144 \text{ m}$$

Donc :

$$\lambda = \frac{0,5 \times 2,30}{0,144} = 7,986 < 50 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de flambement des âmes.

VIII.8. Ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera selon les règles (**BAEL 91**) à l'état limite ultime « ELU », et sera vérifié l'état limite de service « ELS » .

Les voussoirs sont subdivisés en trois éléments : les âmes , dalle supérieur et inférieur.

✓ **Données du problème :**

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (Situation courante)}$$

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

$\theta = 1$ car $t > 24$ heure (le temps de chargement) $\gamma_b = 1,5$ dans le cas durable

$\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable.

$c = c' = 5 \text{ cm}$: On prend le même enrobage pour toutes les sections :

VIII.8.1. Ferrailage en flexion simple pour les dalles :

Sens transversal :

✓ à l'E.L.U.:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.46 \cdot 10^7}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.165 < 0.392 \text{ (S.S.A)}$$

Ast: La section de l'acier qui est égale à:

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{13.46 \cdot 10^7}{0.906 \cdot 200 \cdot 348} = 21.56 \text{ cm}^2$$

Avec :

Mu : moment fléchissant.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite à la traction :

$$\bar{\sigma}_s \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,826 \text{ MPa} \ll \text{ELU} \gg \\ \text{Min} (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta x f_{tj}}) = \text{Min} (2/3 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.7}) = 228.63 \text{ MPa} \ll \text{ELS} \gg \end{array} \right.$$

✓ A l'ELS :

$$\mu = \frac{M_s}{\beta \cdot d^2 \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.08 \cdot 10^7}{1000 \cdot 200^2 \cdot 228.63} = 0.011$$

Si : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ (S.S.A)

$$A_{st1} = \frac{M_{sl}}{\beta l \cdot d \cdot \sigma_{st}} = 26.03 \text{ cm}^2.$$

➤ Sens longitudinal (armature de répartition) :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3}$$

VIII.8.2. Ferrailage en flexion composé pour les âmes :

La section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- ✓ **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 18.95 + 54.69 \times \left(\frac{0.5}{2} - 0.05 \right) = 29.88 \text{ t.m}$$

- ✓ **Calcul du moment réduit :**

$$u_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bU}} = \frac{29.88}{1 \times (0.5 - 0.05)^2 \times 1983} = 0.0744$$

$u_b \leq u_f = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armé ($A' = 0$)

- ✓ **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{29.88}{0.962 \times 0.45 \times 348} \times 100 = 19.83 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Armatures réelles :**

Selon le règlement (BAEL 91) on a :

$$A = A_f + \frac{N}{\sigma_{st}} = 19.83 + \frac{54.69}{228.63} = 25.88 \text{ cm}^2$$

VIII.8.3. Condition de non fragilité:

Selon le règlement (BAEL 91) on a :

$$A_s \geq A_{s_{\min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.23 \times 100 \times 20 \times \frac{2.7}{400} = 3.11 \text{ cm}^2$$

VIII-8-2- Ferrailage des voussoirs :

VIII.8.2-1 Ferrailage de voussoir près de la pile:

Au stade de calcul on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- **Console ; dalle supérieure :**

Hauteur de la dalle : $h = 25$ cm.

La largeur de la dalle : $b = 100$ cm.

- **Dalle inférieure :**

Hauteur de la dalle : $h = 50$ cm.

La largeur de la dalle : $b = 100$ cm.

- **Les âmes :**

Hauteur de l'âme : $h = 50$ cm.

La largeur de l'âme : $b = 100$ cm.

Remarque :

Quand la section calculée est inférieure à la section minimale $A_s \leq A_{smin}$ on prend directement A_{smin} , et on applique le même principe sur les armatures transversales « A_t ».

Moment sur		MU (t.m)	MS (t.m)	H (m)	D(m)	Ast (ELU) (cm ²)	As _{min} (cm ²)	Ast (ELS) (cm ²)	Ac	Armatures transversales		AsL (cm ²)	Armatures longitudinales /ml
										At(cm ²)	Ac(cm ²)		
Dalle sup	Appuis	29.24	21.90	0,25	0,20	55.57	3.11	59.83	13.69	8HA Φ32	5HA Φ20	22.98	6HA Φ 25
	travée	13.46	10.08	0,25	0.20	21.35	3.11	29.36	/	6HA Φ25	/	9.78	4HA Φ 20
Dalle inf	Appuis	18.95	14.18	0.50	0.45	12.34	6.98	15.15	/	5HA Φ20	/	5.05	4HA Φ14
	travée	10.70	8.06	0.50	0.45	4.40	6.98	5.60	/	5HA Φ14	/	3.11	4HA Φ14
Aile	M _{max}	6.33	4.95	0.25	0.20	14.89	3.11	15.04	/	5HA Φ20	/	5.01	4HA Φ16

Tableau VIII-7 : ferrailage du voussoir près de la pile

➤ **L'âme :**

Moment	M (t.m)	H (m)	d (m)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversales	AsL (cm ²)	Armatures longitudinales
M_{max}	18.95	0,5	0,45	25.29	6.98	25.29	6HA Φ 25	8.43	6HA Φ14
N_{max}	54.69								

Tableau VIII-8 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile.

VIII-8-2-2- Ferrailage de voussoir près de la culée :

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

➤ **Console ; dalle supérieure :**

Hauteur de la dalle : h = 25 cm.

La largeur de la dalle : b = 100 cm.

➤ **Dalle inférieure :**

Hauteur de la dalle : h = 25 cm

La largeur de la dalle : b = 100 cm

➤ Les âmes :

Hauteur de l'âme : $h = 50 \text{ cm}$

La largeur de l'âme : $b = 100 \text{ cm}$

Moment sur		MU (t.m)	MS (t.m)	H (m)	D(m)	Ast (ELU) (cm ²)	As min (cm ²)	Ast (ELS) (cm ²)	Ac	Armatures transversales		ASL (cm ²)	Armatures longitudinales /ml
										At(cm ²)	Ac(cm ²)		
Dalle sup	Appuis	34.14	25.58	0.25	0.20	50.5	3.11	57.33	18.32	8HA Ø32	6HA Ø 20	19.11	5HA Ø 25
	travée	13.11	9.82	0.25	0.20	20.71	3.11	26.62	/	6HA Ø25	/	8.87	5HA Ø 16
Dalle inf	Appuis	12.93	9.68	0.25	0.20	20.40	3.11	26.24	/	6HA Ø25	/	8.74	5HA Ø16
	travée	8.54	6.43	0.25	0.20	2.02	3.11	2.75	/	4HA Ø12		2.33	4HA Ø12
Aile	M_{max}	6.59	5.66	0.25	0.20	14.69	3.11	15.50	/	5HA Ø20	/	8.16	5HA Ø14

Tableau VIII-9 : ferrailage du voussoir près de la culée.

➤ L' âme :

Moment	M (t.m)	H (m)	d (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversales	Asl (cm ²)	Armatures longitudinales
M_{max}	12.93	0,5	0,45	32.12	6.98	32.12	7HA Ø 25	10.70	7HA Ø14
N_{max}	56.32								

Tableau VIII-10 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée.

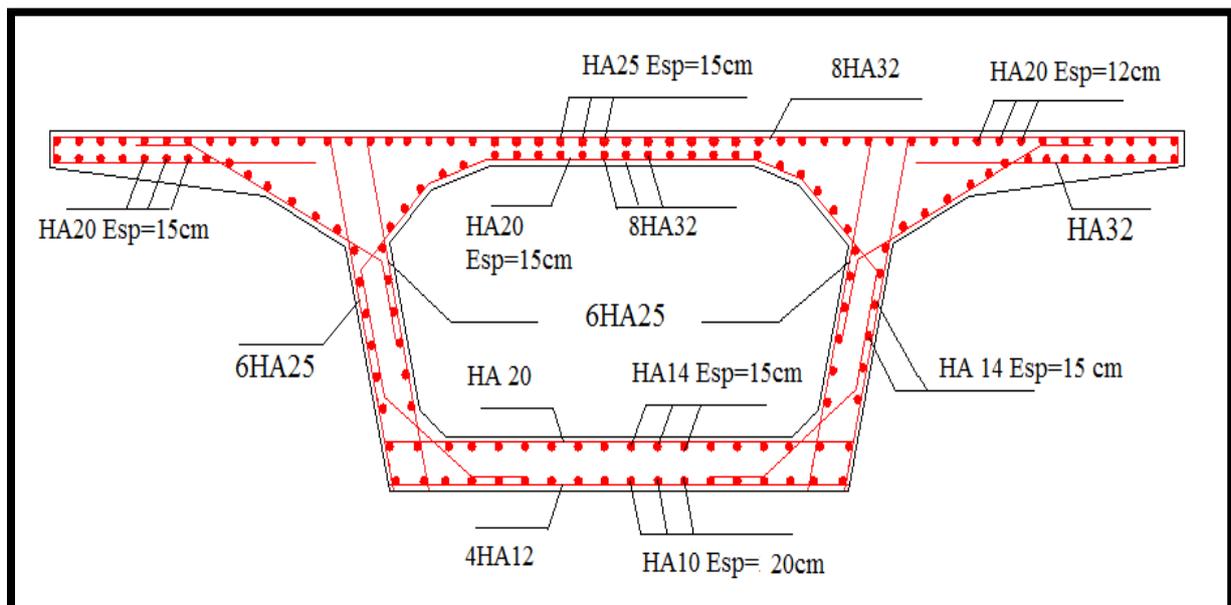


Fig.VIII.3 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile

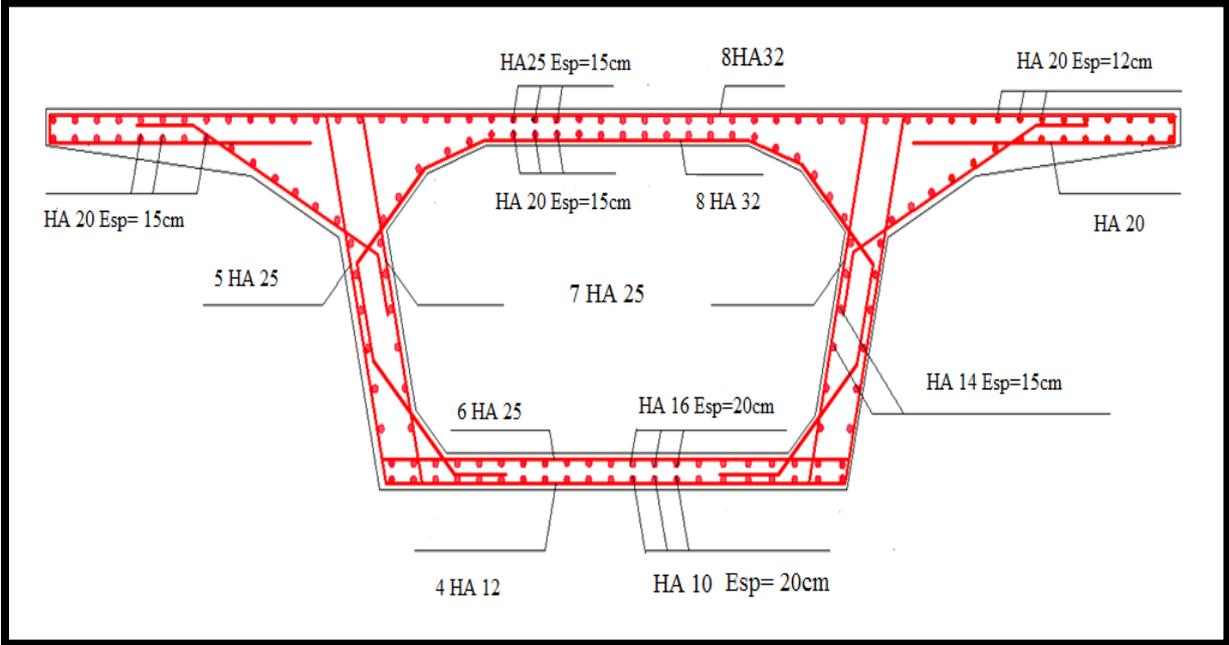


Fig.VIII.4 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la culée.



CHAPITRE IX:

Effort tranchant.

Introduction :

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme, les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes.

IX.1. Détermination des efforts tranchant :**IX.1.1. Effort tranchant dû aux charges extérieures :**

L'effort tranchant dû aux charges extérieures sera celui trouvé pour la combinaison la plus défavorable à l'ELS, soit la combinaison $G + A(L)$.

IX.1.2. Effort tranchant dû à la précontrainte :

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage. Cet effort est de signe contraire à l'effort tranchant dû aux charges extérieures.

L'effort tranchant provoqué par la précontrainte (H.THONIER 92, [Réf.8]) est :

$$VP = P \sin \alpha$$

Avec :

$$P = n P_0$$

n : nombre de câbles arrêtés dans le voussoir considéré.

P₀ : contrainte dans le câble comptée avec 25% de pertes

α : angle d'inclinaison du câble par rapport à l'horizontale.

IX.1.3. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement : (BPEL 91, [Réf.13])

✓ L'effort de cisaillement à l'ELS est :

$$\tau = \frac{V_R}{Z b n}$$

Avec :

V_R : effort tranchant réduit.

$$Z = \frac{I}{S_y}$$

I : Moment d'inertie de toute la section,

S(y) : Moment statique de la section située au-dessus de l'axe passant par le centre de gravité,

bn : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et le diamètre des câbles qui traversent cette âme.

$$bn = 2(a - \Phi) = 2(0,5 - 0,082) = 0,836 \text{ m.}$$

Tel que :

$$\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \right)$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right)$$

Avec :

σ_x : Contrainte normale au niveau de la section de calcul $\sigma_x = \frac{P}{S}$

σ_t : Contrainte normale transversale agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément évaluée avec la largeur nette normale transversale.

En l'absence d'armature transversale de précontrainte : $\sigma_t = 0$

$f_{cj} = 35 \text{ MPa}$ et

$f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$

Voussoir	Nbre de câbles arrêtés	vf	Z (m)	<i>Vext</i>	<i>Mext</i>	<i>Vresal</i>	<i>Vr</i>	τ	$\bar{\tau}_1$	$\bar{\tau}_2$	Obs
V1	2	118,15	8,18	760,46	-3958,954	0	642,31	0,94	2,08	2,81	Ok
V2	2	54,15	9,08	669,71	-1102,581	0	615,56	0,81	2,14	2,79	Ok
V3	2	69,95	9,92	528,92	1182,491	0	458,97	0,55	2,01	2,85	Ok
V4	2	66,78	10,70	353,24	2769,513	0	286,46	0,32	1,91	2,89	Ok
V5	2	65,19	11,13	213,30	3792,019	0	148,11	0,16	1,82	2,92	Ok

Tab.IX.1. Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire.

Voussoir	Nbre de câbles arrêtés	vf	Z (m)	<i>Vext</i>	<i>Mext</i>	<i>Vresal</i>	<i>Vr</i>	τ	$\bar{\tau}_1$	$\bar{\tau}_2$	Obs
V1	2	118,15	8,18	703,52	-4235,44	0	585,379	0,86	2,29	2,72	Ok
V2	2	54,15	9,08	521,14	-1599,83	0	466,995	0,62	2,14	2,79	Ok
V3	2	69,95	9,92	381,12	318,89	0	311,17	0,38	2,01	2,85	Ok
V4	2	66,78	10,70	231,46	1682,30	0	164,682	0,18	1,91	2,89	Ok
V5	2	65,19	11,13	79,27	2464,95	0	14,082	0,02	1,82	2,92	Ok

Tab.IX.2 : Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.

Conclusion :

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition $\tau \leq \tau^-$ est toujours vérifiée, On peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- ✚ Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- ✚ Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

CHAPITRE X:

Equipement de pont.

INTRODUCTION :

Les équipements du pont jouent un rôle important dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

X.1 . Calcul du joint de chaussée :**X.1.1.définition :**

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans le plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

✓ Confort et esthétique :

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.
Absence de bruits de vibrations.

✓ Résistance :

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

✓ Etanche :

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

✓ Fiable :

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent une efficacité à long terme.

X.1.2 Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et le fluage.

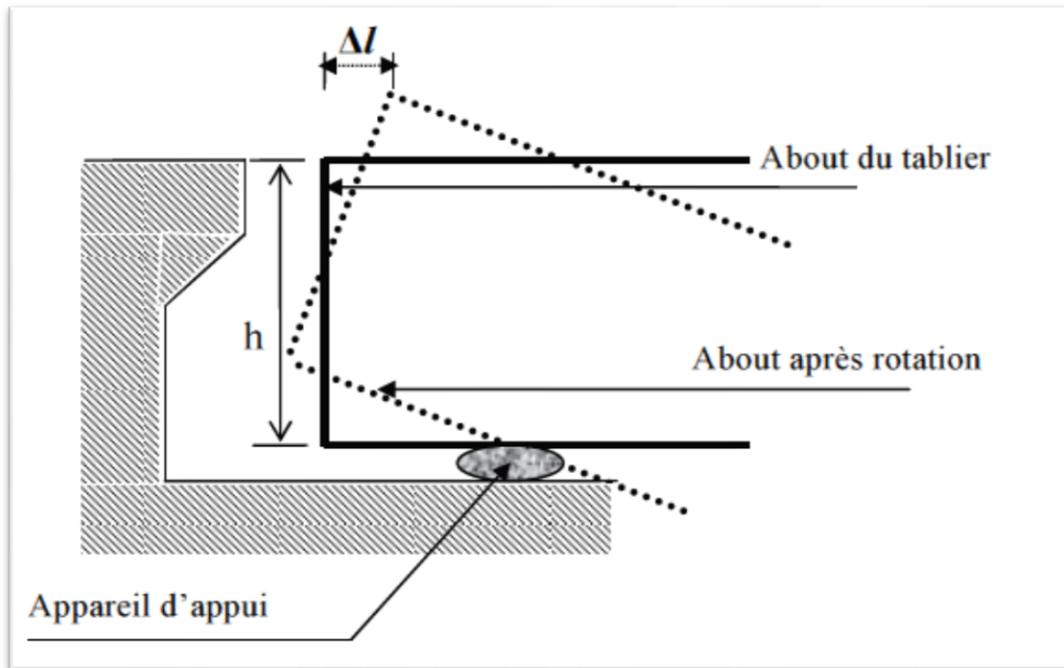


Fig.X.1 : Rotation d'extrémité sous chargement.

Selon le **RPOA** on dimensionne le joint de chassée avec la combinaison suivante :

$$W = WD + 0.4WT + WS/3$$

Avec :

W : Souffle total du joint.

WD : Souffle des déformations différées (retrait + fluage).

WT : Souffle thermique.

WS : Souffle sismique.

a) Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans notre cas un raccourcissement relatif.

$$\frac{\Delta l}{L/2} = \Delta T \times 10^{-5}$$

Avec :

ΔT : la variation de température = $+10^\circ\text{C}$

Dans notre cas $L/2 = 120\text{m}$ donc $\Delta l_{\text{thermique}} = 1.8\text{cm}$

b) Retrait :

$$\Delta L = \epsilon r \times \frac{L}{2}$$

ϵr : déformation relative due au retrait égale à 2.10^{-4} climat humide selon BPEL91.

le cas de la zone de notre projet (RELISANE).

$$\Delta L = 2 * 10^{-4} \frac{120}{2}$$

$$\Delta L = 1.2 \text{ cm.}$$

c) Fluage:

Les raccourcissements dûs au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées.

On prend en première approximation :

$$\Delta L / (L/2) = K_{f1} \times 10^{-4}$$

Avec :

K_{f1} : Coefficient du fluage à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte $\sigma_b = 2$ a 3

$$\Delta L / (L/2) = 3 \times 10^{-4} \text{ d'où } \Delta L = 1.8 \text{ cm.}$$

d) Souffle sismique :

La valeur du souffle sismique est prise égale à 20.75 cm

$W_s = 20.75 \text{ cm.}$ (Cette valeur est justifiée dans le chapitre X : effet du séisme).

$$W = (1.2 + 1.8) + (0,4 \times 1.8) + \frac{20.75}{3} = 10.63 \text{ cm}$$

$$W = 10.63 \text{ cm}$$

X.1.2. Type de joint choisi :

On choisit le joint FT150 (Freyssinet). Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 20 à 170 mm, et des déplacements transversaux admissibles en service ± 10 mm.

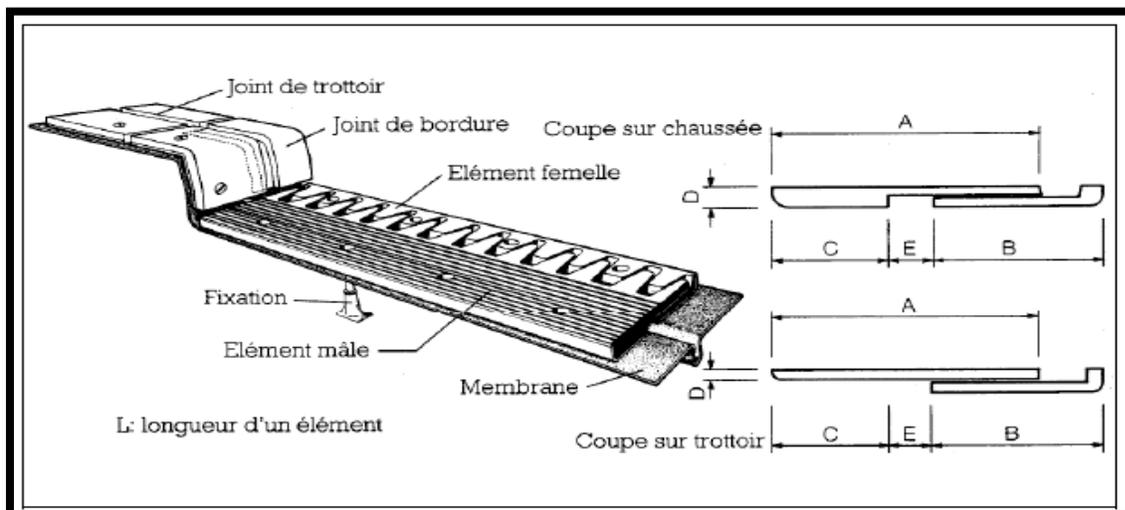


Fig. X.2 : Joint de chaussée de type FT150

Type	Droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Tab.X.1 : Différents modèles des joints Wd.

Type	Amin	Amax	Bmin	Bmax	Cmin	Cmax	Dmin	Dmax	H	E	L	F	P(KN)	Nb
Wd60	56	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	95	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

Tab.X.2. Caractéristiques physiques des joints Wd.

Dimensions en mm.

$P(KN)$ = Efforts de mise en tension par fixation.

N = Nombre de fixations par élément.

Suivant le souffle total, on choisit le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de **40 à 150 mm**.

X.2 - Appareil d'appui :

Le rôle d'un appareil d'appui, placé à la liaison d'une structure et son support est de permettre dans certaines limites et sous certaines conditions :

La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire.

La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

Les appareils d'appuis en béton.

Les appareils d'appuis spéciaux.

Les appareils d'appuis en acier.

Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va indiquer :

X.2.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

Facilité de mise en œuvre.

Facilité de réglage et de contrôle.

Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

Ils n'exigent aucun entretien.

Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

X.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Le dimensionnement des appareils d'appuis est basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage, qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

- **G = 0,8MPa** : Le module de déformation transversale pour les ponts routes.
- L'aire **a×b** de l'appareil d'appui doit être telle que on considère que, **a=b**.
- **T** : L'épaisseur totale d'élastomère hormis les frettes : **T = n × t**.

n: est le nombre de feuillets élémentaires.

t: est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire.

- **$\bar{\sigma} = 15\text{MPa}$** Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

a) Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :

La réaction totale maximale sur l'appui calculée à l'ELS à l'aide de la combinaison : **G + AL**

La valeur prise pour le dimensionnement de l'appareil d'appuis est de **1842.114 t**

La réaction **R_{max} = 1842.114 t** répartir sur quatre appareils d'appuis :

$$R = \frac{1842.114}{4} = 460.53 \text{ t}$$

- **L'aire d'appareil d'appuis :**

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\bar{\sigma}_m = \frac{R_{\max}}{ab} \leq 15\text{MPa}$$

Tel que:

R_{max}: est la réaction maximale

Donc :

$$a.b \geq \frac{N_{max}}{15} = 0.307$$

On prend : **a.b = 0,36 m²** d'où les démentions suivante :

$$a = 0,6m \quad , \quad b = 0,6 m \text{ et } t_i = 12mm.$$

- **Hauteur nette de l'élastomère T :**

La condition à vérifier est :

$$T \leq \frac{U1}{0.5}$$

U1 : Déformation lente (retrait, fluage, température) calculée dans la partie de joint de chaussée.

$$U1 = 4.8 \text{ cm} = 48mm.$$

$$T = 48 / 0,5 = 96mm. \text{ On prend}$$

T = 108mm constitué de **9 feuillets** de **12 mm** chacun.

Pour un appareil d'appui, les différentes contraintes conventionnelles de cisaillements provoquées par les différentes sollicitations sont les suivantes :

- **Compression : sous réaction verticale :**

Les contraintes maximales de cisaillement qui se développent sur les bords de chaque feuillet sont :

$$\tau_R = \frac{3 t (a+b) R}{a^2 \times b^2}$$

Donc :

$$\tau_R = \frac{3 \times 12(600+600)460.53}{600^2 \times 600^2} \times 9.81 \times 1000 = 1.506 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{460.53}{600 \times 600} \times 9.81 \times 1000 = 12.55 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

- **Distorsion : Déformation angulaire :**

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

- La déformation **U1** de l'appareil est lente (effort horizontal H1 de dilatation, fluage)

$$\tau_{H1} = \frac{H}{ab} = \frac{G \cdot U1}{T}$$

Avec :

G = 0,8 MPa module de déformation transversale d'élastomère.

U1 = 48 mm (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour le(retrait, fluage, température)

T = 104 mm.

$$\tau_{H1} = \frac{0.8 \cdot 48}{108} = 0.355 \text{ MPa}$$

➤ L'appareil est soumis à un effort dynamique **H2** (freinage) provoque **U2**:

Force de freinage développé par système Bc :

Un camion peut développer un effort de freinage. Un seul camion est supposé freiner.

L'effort de freinage dû à un camion est donc :

$$H_2 = \frac{35}{2} = 15t$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{ab}$$

$$\tau_{H2} = \frac{15}{600^2} \times 9.81 \times 1000 = 0.408 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = (\tau_{H1} + \tau_{H2}/2) = (0.355 + 0.408/2) = 0.559 \text{ MPa}$$

- **Rotation : compression partielle :**

La contrainte de cisaillement sous la rotation αt est donnée par la formule suivante :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha t$$

Avec :

$$a t = \alpha + \alpha_0$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de **0,02 rad.**

α : égale à **0,003 rad.**

Donc :

$$t_\alpha = \frac{0.8}{2} \left(\frac{600}{108} \right)^2 (0.02 + 0.003) = 0.283 \text{ MPa}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ **La limitation de la contrainte de cisaillement :**

1^{ère} condition : $\tau = \tau_R + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$

$$1.506 + 0.559 + 0.283 = 2.348 \leq 5 \times 0,8 = 4$$

Condition vérifié

2^{ème} condition: $\tau_{H1} \leq 0,5G$

$$0,359 \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4$$

Condition vérifié

3^{ème} condition: $\tau_H \leq 0,7G$

$$0,559 \leq 0,7 \times 0,8 = 0,56$$

Condition vérifié

4^{ème} condition: $\tau_\alpha \leq \tau_R$

$$0,283 \leq 1.63$$

Condition vérifié

❖ La condition de non cheminement et non glissement :

• La condition de non cheminement :

$$\sigma_{\min} \geq 2 \text{MPa}$$

$$7.15 \text{ MPa} \geq 2 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

• La condition non glissement

$$H \leq f \times R$$

Avec :

$$f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m} = 0.1 + \frac{0.6}{12.549} = 0.147$$

$$H = H_1 + H_2 = (H_1 + \tau H_2) a \times b = 0,763 \times 600 \times 600 = 274680 \text{ N}$$

$$H = 274680 \leq f \times R = 0.147 \times 257.42 = 378407.4 \text{ N}$$

Condition vérifié

• Condition de non flambement :

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

D'où :

$$60 \leq 108 \leq 120 \quad \text{Condition vérifié}$$

• Condition de non soulèvement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{Gm}{G} = 0.121$$

avec :

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{600 \times 600}{2 \times 12(600+600)} = 12.5$$

$$\alpha T = 0,121 \text{ rad} \geq 0.023 \text{ rad}$$

Condition vérifié

➤ Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s = \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

Tel que :

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$$\sigma_e = 245 \text{ MPa pour l'acier inox.}$$

Donc :

$$T_s \geq \frac{600}{12.5} \times \frac{12.549}{245} = 2.458$$

On prend : **ts = 3 mm**

La hauteur totale de l'appareil d'appui égale à :

$$H = n \times t_i + (n+1) \times t_s + 2e$$

Avec:

n : nombre de feuillets d'élastomère d'épaisseur t_i égale à 9.

t_i : épaisseur d'un feuillet d'élastomère égale à 12 mm.

ts : épaisseur d'une frette égale à 3 mm.

e : enrobage égale =2,5 mm.

$$H = (9 \times 12) + (9+1) \times 3 + (2 \times 2,5) = 143 \text{ mm} = 14.3 \text{ cm.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc notre choix de l'appareil d'appui est correct. Et peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

X.3. Les dés d'appui :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

X.3.1. Les dimensions de dés d'appuis :

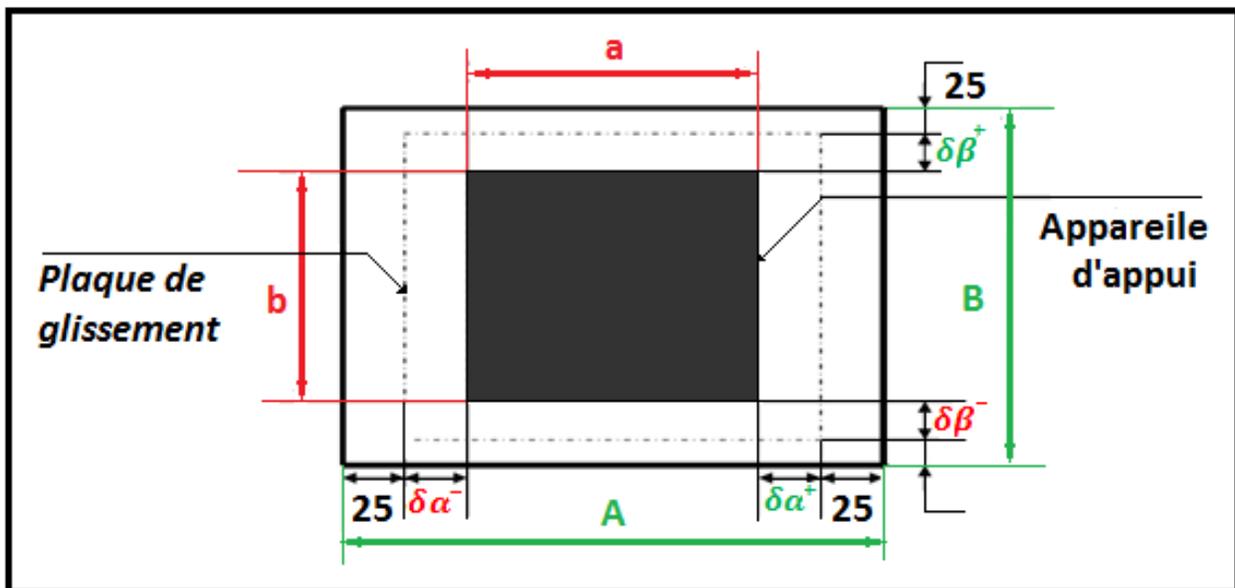


Figure.X.3. Dimensions en plan du dé d'appui

$$A = Bx + 2$$

$$B = B_y + 100 = 600 + 100 = 700 \text{ mm.}$$

$$B_0 = A B = 0,7 \times 0,7 = 0,49 \text{ m}^2.$$

$$P0 = 2 (A + B) = 2 (0,7 + 0,7) = 2.8 \text{ m.}$$

La hauteur du dé d'appui :

$$H \geq \frac{2*a*b}{2*(a+b)} = 300\text{mm} \quad \text{Soit } \mathbf{H=30cm}$$

X.3.2.Ferraillage des dés d'appuis :

Le dé d'appuis est soumis à une compression simple dont la valeur moyenne est égale à :

$$\sigma_m = \frac{N}{S}$$

Avec :

N : Effort normal **N= 460.53t**

S : Section de dé d'appui

$$\sigma_m = \frac{460.53}{700 \times 700} \times 9,81 \times 1000 = \mathbf{9.219 \text{ MPa}}$$

a) Armatures de chaînage :

Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante $R = 0,25N_{\max}$

$$A_s = \frac{0.25N}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = (2/3) f_e = 266,66 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{0.25 \times 460.53}{266.67} \times 9.81 \times 1000 = 42.35 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{10 \text{ HA } \Phi 25}$$

b) Armatures de profondeur :

On met des armatures de profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de $R = 0,125N_{\max}$

$$A_s = \frac{0.125N_{\max}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.125 \times 460.53}{266.67} \times 9,81 \times 1000 = 21.17 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{8 \text{ HA } \Phi 12}$$

c) Armature de diffusion :

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

d) Ferraillage de surface (frette sup) :

Ces armatures sont capables de reprendre ($R = 4\% N_{\max}$)

$$A_s = \frac{0.04N_{\max}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.04 \cdot 460.53}{266.67} \times 9,81 \times 1000 = 6.77 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 6\text{HA } \Phi 12$$

e) Ferrailage inferieur ou d'éclatement (frette inf) :

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z tel que :

$$\frac{b_0}{3} \leq Z \leq b_0 \text{ et } A_s = \frac{0.1 N_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.1 \cdot 460.53}{266.67} \times 9,81 \times 1000 = 16.94 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 6\text{HA } \Phi 20$$

XI.4. Le revêtement du tablier :

Le revêtement des tabliers comprend essentiellement une couche d'étanchéité et une couche de roulement. C'est l'un des équipements le plus important rôle (protection de la structure, résistance et anti-dérapage).

Généralement, le revêtement est d'épaisseur de 8 à 11 cm, de masse volumique de 2,4 t/m³ avec une variation de $\pm 20\%$ dû au rechargement ultérieure ou aux irrégularités des extrados du tablier.

XI.4.1. Couche d'étanchéité :

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales.

D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- ✓ Étanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas).
- ✓ étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthannes).
- ✓ Étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte.
- ✓ Étanchéité par moyen haute cadence.

XI.4.2. Couche de roulement :

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 22KN/m³ à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds.

La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

XI.5. Dispositifs retenue :

Ce sont les équipements destinés à retenir des piétons ou des véhicules en perdition. Il n'existe pas un dispositif de retenue entièrement polyvalent. Ainsi, on distingue les gardes corps, les glissières, les barrières et les séparateurs.

XI.5.1. Les glissières de sécurité :

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

XI.5.2. Le garde-corps :

Ils ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

XI.5.3. Corniches :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- ✓ En éloignant l'eau des parements verticaux
- ✓ En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur
- ✓ Et rattrapant les irrégularités de la structure.



Figure X.4: Corniches préfabriquées sur chantier.

X.6. Evacuation des eaux :

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

- Une bonne protection de la structure vis-à-vis des infiltrations.
- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la chaussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit.

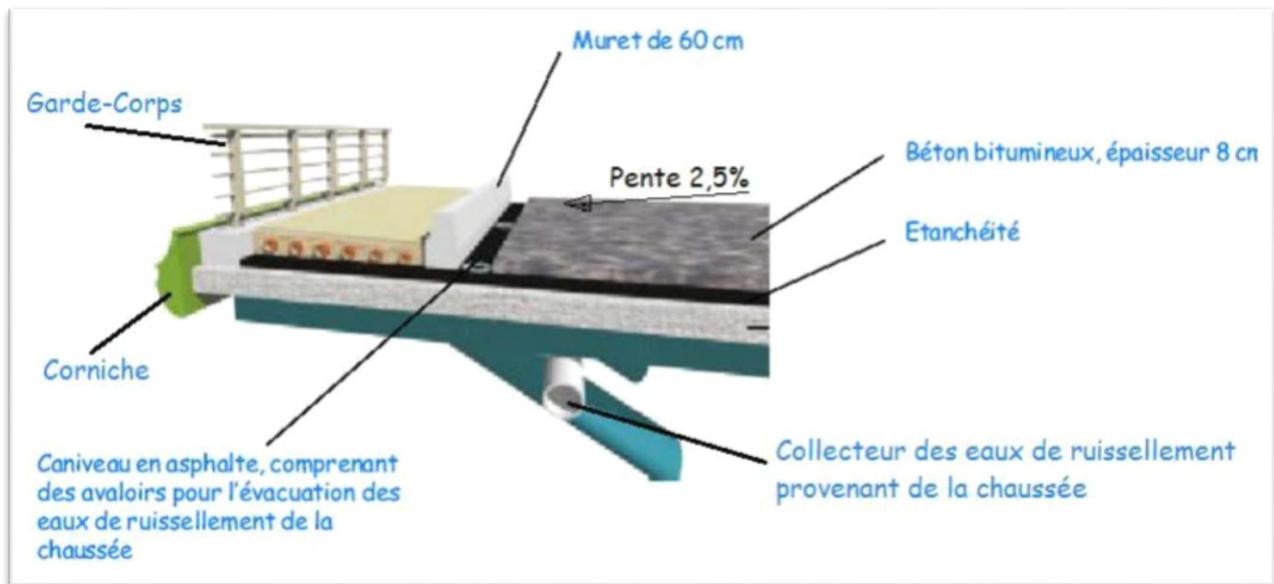
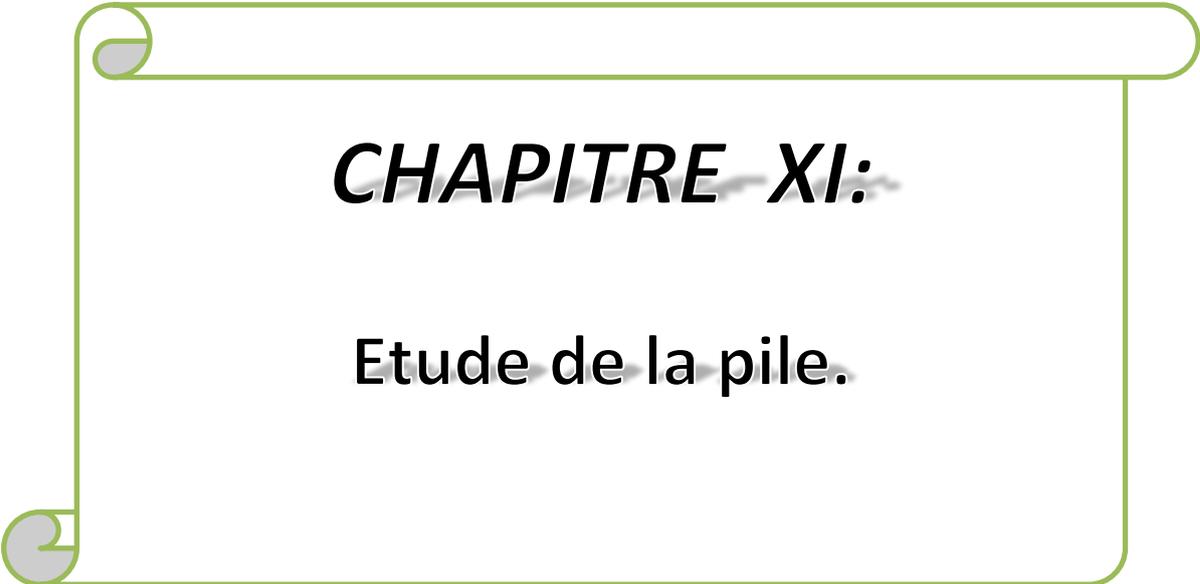


Figure.X.5 : Les équipements du pont.



CHAPITRE XI:

Etude de la pile.

Introduction :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont. La conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier que ce soit encastré sur ce dernier ou bien simplement appuyé comme notre cas ou partiellement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de pont.

XI.1. Choix du type de pile :

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau. Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants.

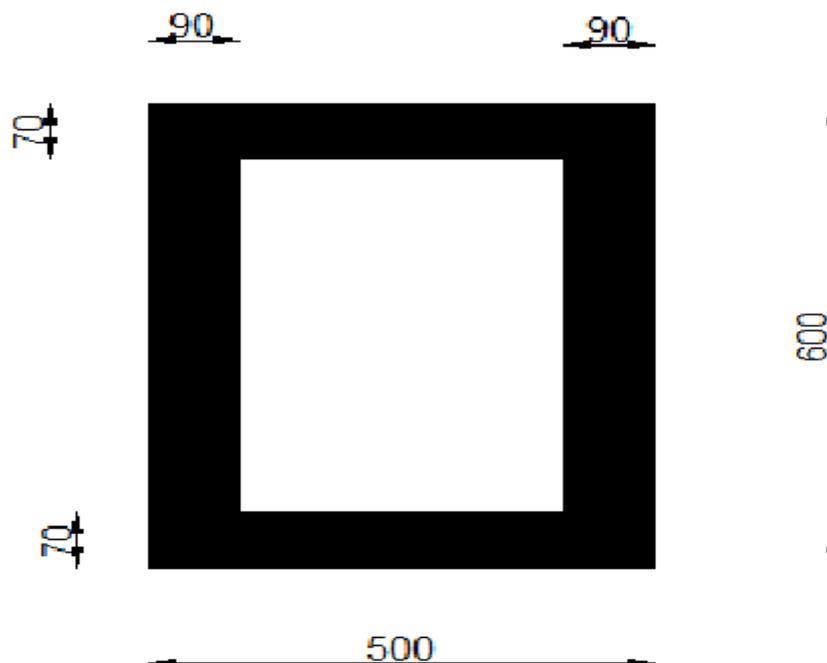


Fig. XI.1: vue en plans de la pile 1

XI.2 . Dimensionnement et ferrailage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la **pile** de hauteur **H = 7.85 m** qui est la plus élancée.

XI. 2.1. Le pré-dimensionnement de la pile

• Epaisseur de voile e :

$$e = \max \left[0.5\text{m} , \frac{4HL}{100} , 0.1\text{m} \right]$$

avec :

H : est la hauteur de la pile.=

L : la portée de travée centrale

On a :

H= 13.40 m

L = 50 m

Donc : **E₁ = 0.90 m**,

$$\mathbf{E_2 = 0.70 m}$$

XI.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile :

Les efforts agissant sur la pile sont :

G : La charge permanente de la pile.

V : Poids propre du tablier (la réaction d'appuis verticale sur la pile la plus élancée).

W : La charge du vent.

FF: la force de freinage.

Ex : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.

Ey : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

➤ Combinaisons de charge

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

- ✓ Etat Limite de Service **E.L.S** : GP + V + W + FF.
- ✓ Etat Limite Ultime **E.L.U**: 1, 35(GP + V) + 1, 5(W+FF).
- ✓ Etat Limite Admissible **E.L.A**: $\begin{cases} G_p + V + E_x \\ G_p + V + E_y \end{cases}$

Application numérique :

• La charge permanente **G** :

S = 15.28 m² ; H = 13.4 m

GP = S x H x γ = (15.28 x 13.4) x 2, 5 = **511.88 t**

- **La charge verticale V :**

La réaction verticale $V = 1018.35 \text{ t}$

La charge du vent W :

$W = 0,2 \text{ t/m}^2$.

La force de freinage F_F :

$F_F = 30 \text{ t}$

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe x : E_x**

$G = G_{\text{tablier}} + G_{\text{pile}} = 1081.35 + 511.88 = 1593.23 \text{ t}$

$E_x = 20\% G$

$E_x = 0,2 \times 1593.23 = 318.65 \text{ t}$

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe y : E_y**

$E_y = 14\% G$

$E_y = 0,14 \times 1593.23 = 223.05 \text{ t}$

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

Combinaison	ELS	ELU	ELA
N(t)	4979.29	5085.36	5809.85
T(t)	53.17	75.99	765.21
M (t.m)	5967.43	6595.47	7150.33

Tab. XI.1: Les sollicitations maximales sur la pile.

LE FERRAILLAGE :

La pile est soumise à la flexion Composée (un effort normal(N) et un moment de flexion autour de l'axe (XOX) « M_y »).

XI.2.3.Armatures longitudinales :

Utilisant les abaques de **Walther**, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé :

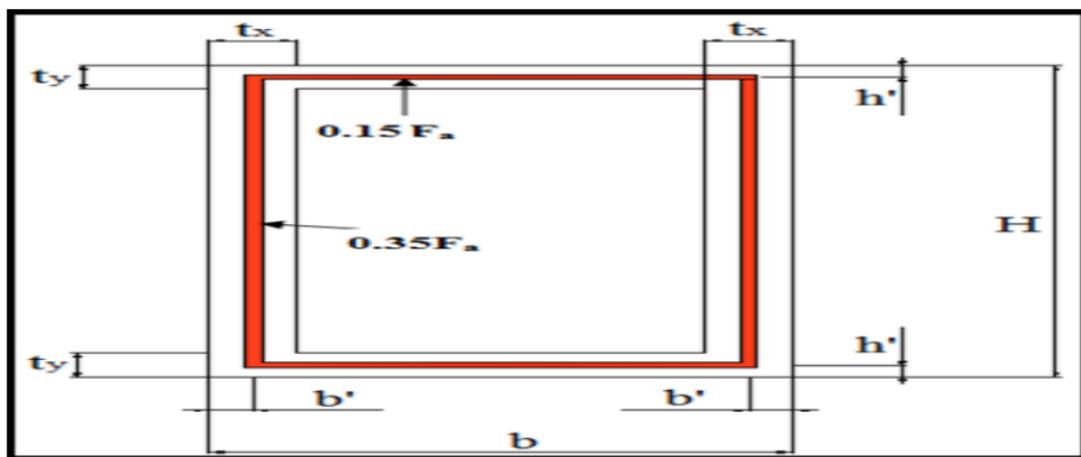


Fig. XI.2: schéma de répartition des armatures de la pile

• **Section**

$B= 500\text{cm } h= 600 \text{ cm } c=c'= 5 \text{ cm}$

$\frac{t_y}{h} < \frac{t_x}{b} \implies \frac{0.7}{6} < \frac{0.9}{5}$ la condition est vérifiée

• Calcul les paramètres **n** et **my** :

On a $N_{min} = N_r = 4979.29 \text{ t}$

$M_x = M_y = 7150.33 \text{ t}$

$n = \frac{N}{b \cdot h \cdot \beta_w} = \frac{4979.29}{5 \cdot 6 \cdot 2700} = 0.061$

$my = \frac{My}{b \cdot h^2 \cdot \beta_w} = \frac{7150.33}{5 \cdot 6^2 \cdot 2700} = 0.015$

$\omega = \frac{Fa \cdot \sigma_f}{b \cdot h \cdot \beta_w} \qquad Fa = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot \beta_w}{\sigma_f}$

De l'abaque (figure) $\omega = 0.12$

$Fa = \frac{0.12 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 2700}{400} \cdot 10^2 = 2430 \text{ cm}^2$

Tel que :

- n : Effort intérieur relatif sans dimension.
- b : Longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 5 m
- H : Longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 6 m
- $\beta_w = \beta_w 28 = 27\text{MPa}$: résistance du béton sur cube à 28 jours.
- ω : Degré mécanique d'armature totale
- Fa : La section des armatures.
- $\sigma_f = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

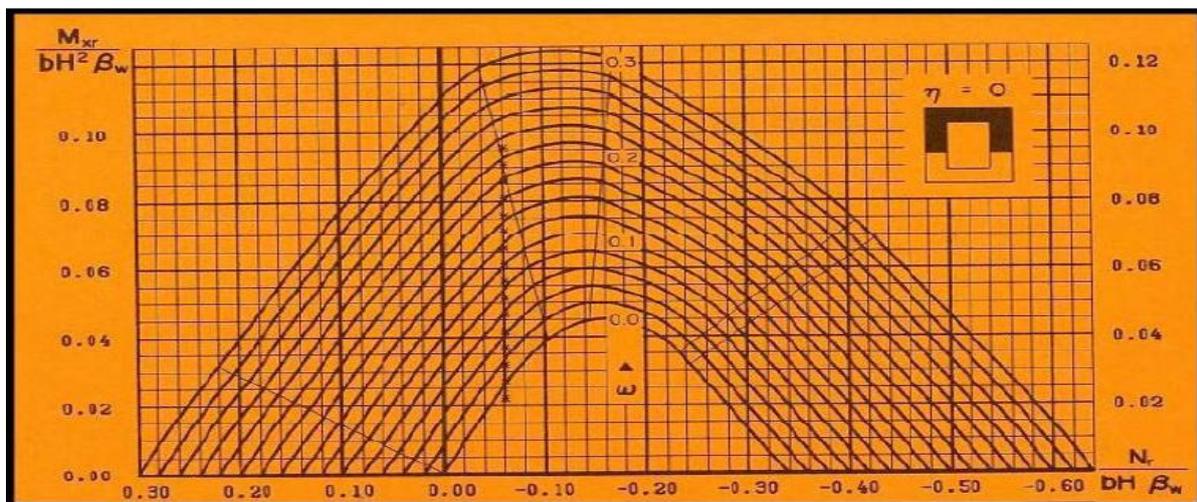


Fig. XI.3: Abaque de Walther pour la flexion composée

$$\text{Donc } \left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = 0.35 F_a = 850.5 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 68 \Phi 40 \\ A_{s2} = 0.15 F_a = 364.5 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 46 \Phi 32 \end{array} \right.$$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

Selon le règlement BAEL 91 on a :

$$A_s \geq A_{s_{\min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec : $f_{tj} = 2,22 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 5.0 \text{ m}$; $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 6 = 5.4 \text{ m}$

$$A_{s_{\min}} = 0.23 \times 500 \times 540 \times \frac{2.22}{400} = 344.655 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{s_{\min}} \implies$ **Donc, la condition de non fragilité est vérifiée.**

XI.2.4. Armatures transversales :

La section d'armature transversale à mettre en place est au moins égale à 0,05% de la section verticale de béton :

$$A_{st} = 0,05\% \times h_p \times E = 0.05 \times 13.4 \times 0.9 = 60.3 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 60.3 \text{ cm}^2$; Soit : **20 HA20**

- **Espacement des armatures d'effort tranchant :**

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire la condition suivante :

$$S_t = \min [24\Phi_t; 8\Phi_l; 0,25 d]$$

Avec :

d : hauteur utile,

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$$S_t = \min [(24 \times 2) ; (8 \times 3.2) ; (0.25 \times 0,9 \times 600)] = \min [48 ; 25.6 ; 135] = 25 \text{ cm}$$

- **Section minimale des armatures d'effort tranchant :**

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L * F_e}{16 * F_e} * \frac{S_t}{100}$$

Avec :

St: représente l'espacement des armatures transversales en mm,

Al : est la section totale des armatures longitudinales,

fel, fet : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$A_t \geq \frac{2430 \cdot 400}{16 \cdot 400} * \frac{256}{100} = 388.8 \text{ cm}^2$$

At=304.29 cm² soit : **80 HA Ø25**.

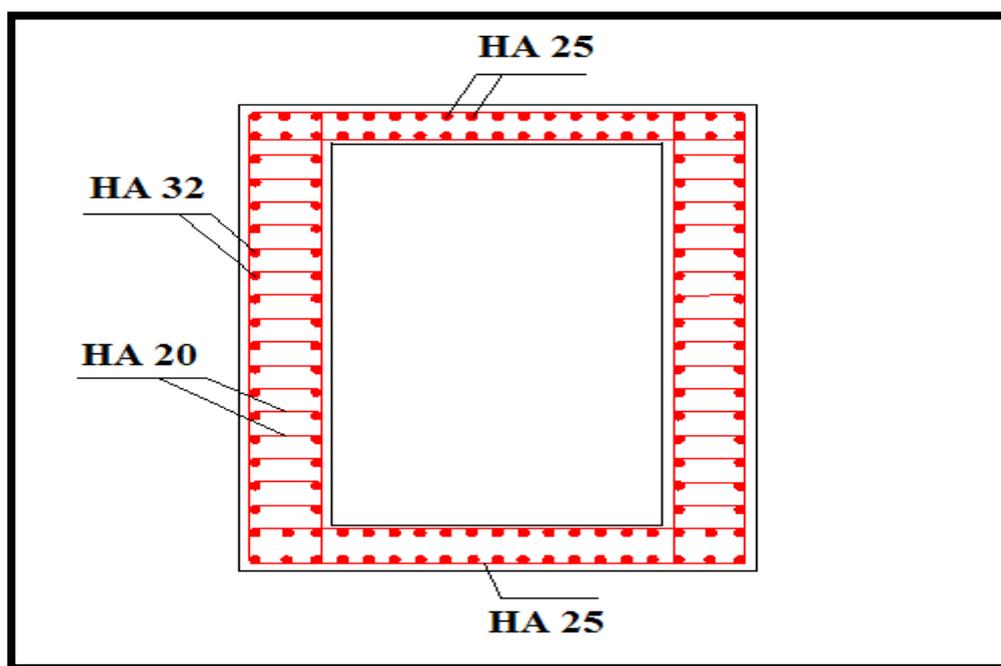


Figure XI.4 : ferrailage de la pile

XI.2.5. Vérification de la stabilité au flambement de la pile

On doit vérifier la condition suivante :

$$\lambda \leq 50 \quad \text{Avec} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

et La longueur de flambement est donnée par :

$$l_f = 2H \left(1 - \frac{2 \cdot P_{pile}}{\pi \cdot N} \right)^2$$

N : le poids transmis par la pile.

Et le rayon de giration :

$$i = \sqrt{\left(\frac{I}{S}\right)}$$

Avec : $I = 49.94\text{m}^4$, $S = 15.28 \text{ m}^2$, $H = 13.4 \text{ m}$

AN :

$$I_f = 2 * 7.85 \left(1 - \frac{2 * 248.4525}{\pi * 1141.08} \right)^2 = 12.38\text{m}$$

$$i = \sqrt{\left(\frac{49.94}{15.28}\right)} = 1.808$$

$$\lambda = \frac{12.38}{1.808} = 6.85 < 50$$

la condition est vérifié alors pas de risque de flambement

XI-3- Les Fondations :

La fondation est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre à la semelle reposant directement sur le sol, ou par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux ; réunis en tête par la semelle de liaison lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

XI-3-1- Choix du type de fondation :

En absence de rapport géotechnique, le mode de fondation estimé pour les appuis de l'ouvrage est de type profond: pieux de 25m de longueur, et de diamètre $\Phi = 1.2\text{m}$, avec une portance d'un pieu de 600t.

XI-3-2- La semelle :

La semelle est destinée à transmettre au sol, par l'intermédiaire des pieux les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharge.

On admit que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite (*SETRA1977*) :

XI-3-2-1- La largeur :

$$B = (N - 1) \times L + 2 \Phi$$

$$B = 13.2\text{m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (04).

L : la distance entre deux files ($L = 3\Phi$).

Φ : diamètre des pieux (1,20m).

XI-3-2-2- La longueur :

$$LS = (N - 1) \times L + 2 \Phi$$

$$LS = 9.6\text{m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (3).

XI-3-2-3- La hauteur :

$$ht = \frac{L}{2.6}$$

$$ht = 1,38 \text{ m}$$

on prend:

$$ht = 2,00\text{m}$$

XI-3-3- Nombre de files de pieux :

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte trois files de quatre pieux au niveau des piles, deux files de quatre pieux au niveau des culées.

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{N}{q}$$

Avec :

q : portance d'un pieu égale à **600 t**. (En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 600 t).

$$N = V + \text{Poids de la pile} + \text{Poids de la semelle}$$

$$N = 4404,59 + 511,88 + 633,6 = 5550,12\text{t}$$

Donc : **n=9.25 pieux** on prend **n=12**

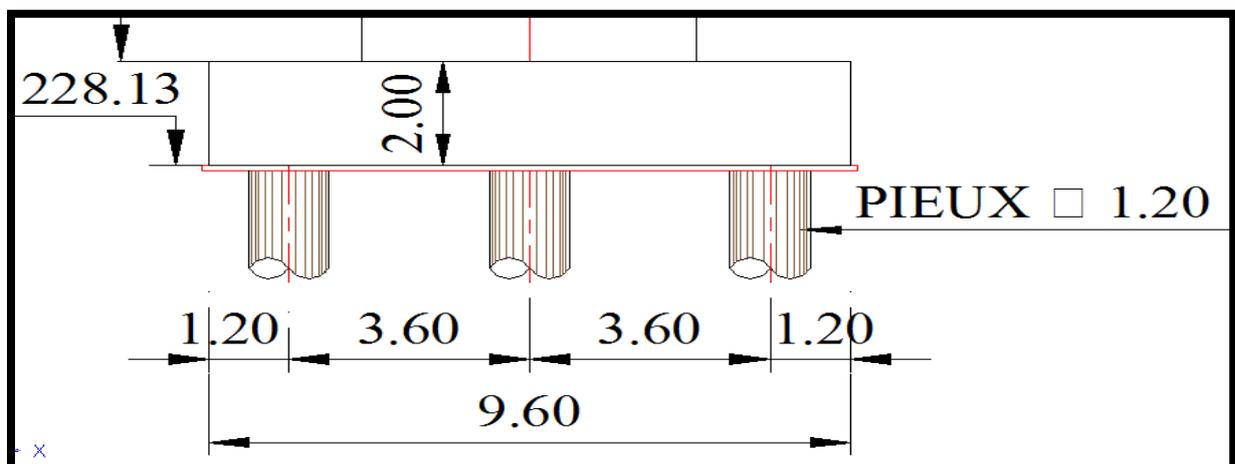


Fig.XI.5 : Coupe transversale (pile + semelle de liaison + pieux).

XI-3-4- Étude et ferrailage de la semelle :**XI-3-4-1- Caractéristiques de la semelle :**Longueur $L = 9.6$.Largeur $B = 13.2$ m.Epaisseur $E = 2.00$ m.Poids propre de la semelle : $13.2 \times 9.6 \times 2 \times 2,5 = 633.6$ t**XI-3-4-2- Effort revenant à chaque pieu :**

Admettant les hypothèses suivantes :

- ✓ Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- ✓ Semelle infiniment rigide,
- ✓ Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à **(XOY)**, l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx \times y}{\Sigma y^2} \pm \frac{My \times x}{\Sigma x^2}$$

- ✓ Conditions normales :

 $N_{\max} = 5085.36$ t. $M_{\max} = 6595.47$ t.m.

$$R_i = \frac{5085.36}{12} + \frac{6595.47}{(3.6)^2 \times 8} = 423.37$$

$$R_i = \frac{5085.36}{12} - \frac{6595.47}{(3.6)^2 \times 8} = 406.69$$

- ✓ Conditions sismiques :

 $N_{\max} = 5809.85$ $M_{\max} = 7150.33$ t.m

$$R_i = \frac{5809.85}{12} + \frac{7150.33}{(3.6)^2 \times 8} = 553.12$$

$$R_i = \frac{5809.85}{12} - \frac{7150.33}{(3.6)^2 \times 8} = 415.19$$

Conclusion :

On constate que : $R_{\max} = 553.12 < 600$ t
 $R_{\min} = 406.69 > 0$

Condition de poinçonnement vérifiée
 Condition de non soulèvement vérifiée

XI-3-4-3- Ferrailage de la semelle (méthode des consoles) :**a) Armatures transversales inférieures :**

D'après document "SETRA" la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\sigma_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{d}$$

Avec :

$$L = 10.8 \text{ m,}$$

$$b = 5 \text{ m,}$$

$$h = 2 \text{ m,}$$

$$d = 1,95 \text{ m}$$

$$N_{max} = 6075.23 \text{ t}$$

σ_s : La contrainte limite à la traction

On a le moment est donné par la formule suivante : $M_x = R_{max} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$

$$M_{max} = 4,15 R_{max}$$

✓ Condition normale :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} \sigma_e = \frac{2}{3} 40000 = 26667 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{R_{max}}{\sigma_s} \times \frac{4.15}{d} = \frac{423.37}{26667} \times \frac{4.15}{1.95} = 338 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 338 \text{ cm}^2$$

✓ Condition sismique :

$$\bar{\sigma}_s = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{R_{max}}{\sigma_s} \times \frac{4.15}{d} = \frac{553.12}{40000} \times \frac{4.15}{1.95}$$

$$A = 295 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est : $A_1 = 322 \text{ cm}^2$.

Ces armatures transversales inférieures sont placées sur une section ($b_0 \times h$) avec :

$$b_0 = \Phi + h_{semelle} = 1,2 + 2 = 3,2 \text{ m}$$

$$\frac{A_s}{b_0} = 105.63 \text{ cm}^2$$

soit : 22 HA $\Phi 25$ ($A_{si} = 108.02 \text{ cm}^2$)

✓ **Condition de non fragilité** : selon le règlement *BAEL91* on a :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{F_e}$$

$A_{min} = 88.69 \text{ cm}^2 \leq A_{si} = 108.02 \text{ cm}^2$ **Condition de non fragilité est vérifiée**

• **L'espacement :**

$$St = \frac{\Phi + H - c}{n - 1} = \frac{1200 + 2000 - 50}{21} = 150 \text{ mm}$$

Avec :

n : Nombre de barre.

c : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1.2m.

✓ **Armatures de répartition:**

Entre les différentes bandes de 3,2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_r = \frac{A_s}{3}$$

soit : 12HA $\Phi 20$ / ml ($A_1 = 37.68 \text{ cm}^2$), $St = 15 \text{ cm}$

b) Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée :

$$A_r = \frac{A_s}{3}$$

$$A_r = \frac{108.02}{3} = 36.006 \text{ cm}^2$$

soit : 12HA $\Phi 20$ / ml ($A_1 = 37.68 \text{ cm}^2$), $St = 15 \text{ cm}$

c) Armatures de construction :

1) **Armatures transversales supérieures:**

$$A_{ts} = \frac{A_s}{10}$$

$$A_{ts} = \frac{108.02}{10} = 10.802 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 6HA } \Phi 16/\text{ml} \text{ (} A_{ts} = 12.06 \text{ cm}^2 \text{), } St = 16 \text{ cm.}$$

2) **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{ls} = \frac{A_s}{3}$$

$A_{ls} = 108.02 / 3 = 36.6 \text{ cm}^2$ Soit: 12HA $\Phi 20$ / ml ($A_1 = 37.68 \text{ cm}^2$), $St = 15 \text{ cm}$.

3) Armatures latérale :

$$Ala = \frac{As}{10}$$

$$Ala = \frac{As}{10} = 10.802 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 6\text{HA } \Phi 16/\text{ml} \text{ (} As = 12,06 \text{ cm}^2 \text{), } St = 16 \text{ cm.}$$

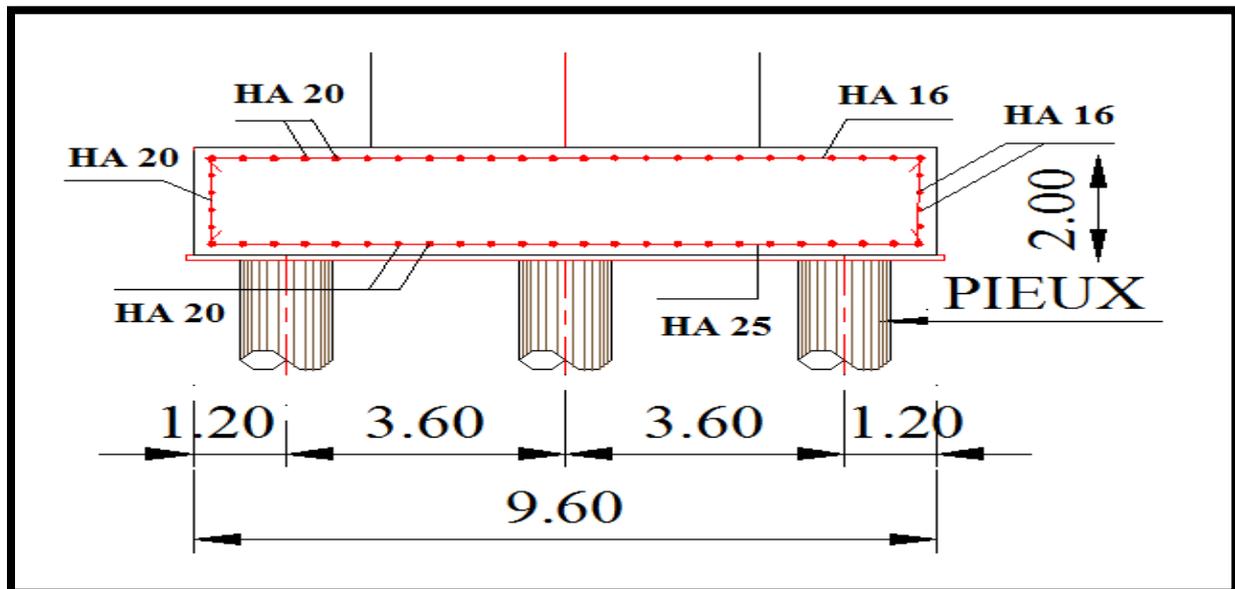
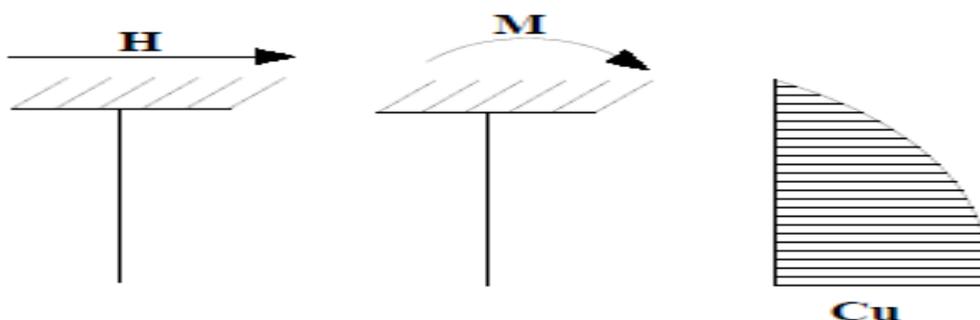


Figure .XI.6 : Ferrailage de la semelle

XI-3-5- Étude et ferrailage des pieux :

Quand le sol en surface ne présente pas une bonne portance, ce qui implique descendre à une grande profondeur jusqu'au sol support (substratum). Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassements différentiels et centrer sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. Dans les calculs des pieux, on ne tiendra pas du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.



XI-3-5-1- Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi\theta p}{\chi\theta M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

\bar{P} : Effort horizontal en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement

$\chi\theta M$ et $\chi\theta P$: Tirés des abaques de **WARNER** en fonction de λL .

a) Calcul de « λ » :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu b}{4EI}}$$

Avec :

λ : Coefficient d'amortissement du module de **WARNER**.

$b = \Phi$ pieu = 120 cm.

$Cu = 3,5$ Kg/cm³.

E : module d'élasticité du béton. $E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\ 000$ MPa

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$I = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1017}} = 0.237 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda L = 0.237 \times 25 = 5.925$$

b) Effort horizontal maximum en tête du pieu « \bar{P} »:

$$\bar{P} = \frac{T_y}{12}$$

❖ **Condition normale :**

$$T_y = 53.17 \text{ t}$$

$$\bar{P} = \frac{53.17}{12} = 4.43 \text{ t/pieu}$$

❖ **Condition sismique :**

$$T_y = 765.21 \text{ t (page Tableau X-1)}$$

$$\bar{P} = \frac{443.69}{12} = \text{t/pieu}$$

c) Détermination des coefficients « $\chi_{\theta M}$ » et « $\chi_{\theta P}$ »:

$$\lambda L = 4 \quad \chi_{\theta P} = 1,68 \text{ et } \chi_{\theta M} = 1,26$$

$$\lambda L = 6 \quad \chi_{\theta P} = 2,09 \text{ et } \chi_{\theta M} = 1,45$$

Donc :

$$\lambda L = 5,925 \quad \chi_{\theta P} = 2,075 \text{ et } \chi_{\theta M} = 1,443$$

d) Calcul de \bar{M} :

❖ Condition normale :

$$\bar{P} = 4.43 \text{ t/pieu} \quad \bar{M} = -26.88 \text{ t.m}$$

❖ Condition sismique :

$$\bar{P} = 36.14 \text{ t/pieu} \quad \bar{M} = -219,28 \text{ t.m}$$

Donc le moment maximale dans le pieu est $\bar{M} = -219.28 \text{ t.m}$

XI-3-5-2- Ferrailage des pieux :

a) Ferrailage longitudinal :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des **abaques de Walther** :

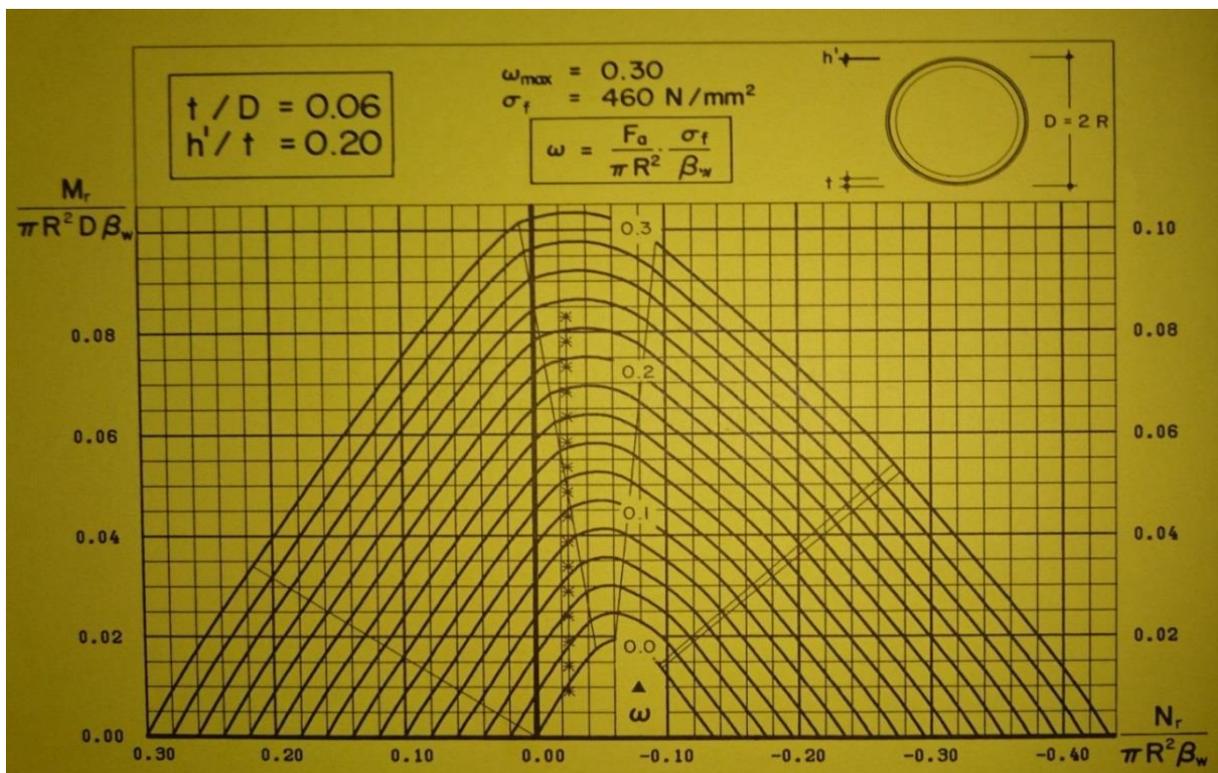


Fig. XI.7 : abaques de Walther

a) Données d'entrée de l'abaque :

$N_{min} = 69.96t.$

$M_{max} = - 219.28 t.m.$

❖ Définition des armatures :

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$h_D = \frac{0.05}{1.2} = 0,04$$

Avec :

D : Diamètre du pieu

h : L'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\frac{M_r}{\pi \cdot R^2 \cdot D \cdot \beta_w} = \frac{-219.28}{3.14 \cdot 0.6^2 \cdot 1.2 \cdot 2700} = 0.059$$

$$\frac{N_r}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_w} = \frac{69.96}{3.14 \cdot 0.6^2 \cdot 2700} = 0.02$$

Avec:

β_w : Résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ($\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$).

R : Rayon du pieu.

D : Diamètre du pieu

Alors, on tire de l'abaque : $\omega = 0.16$

ω : Degré mécanique des armatures totales.

$$\omega = \frac{F_a \cdot f_e}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_w} \qquad F_a = \frac{\omega \cdot \pi \cdot R^2 \cdot \beta_w}{f_e}$$

F_a : la section des armatures.

$f_e = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

$$F_a = 0.16 \times \frac{3.14 \cdot 0.6^2 \cdot 27}{400} = 122.08 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égal à 1% de la surface du pieu. D'après le CPC (fascicule 68 art. 36).

Alors :

$$A_{min} = 0,01 \times 120^2 \times \frac{\pi}{4} = 113.04 \text{ cm}^2$$

On prendra 25HA Φ 25 avec un espacement de 15.7 cm

b) Armatures transversales :

Pour s'opposer au flambement éventuel des armatures longitudinales par éclatement du béton on dispose d'armatures transversales sous forme de cadre ou d'épingle de tel sorte que toutes les barres longitudinales soient tendues au moins dans deux directions perpendiculaires.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3}$$

Donc on prendra du HA Φ 12 .

Φ_t : Diamètre des armatures transversales .

Φ : Diamètre des armatures longitudinales ;

un **enrobage** de 10cm en zone critique et de 20cm en zone courante.

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

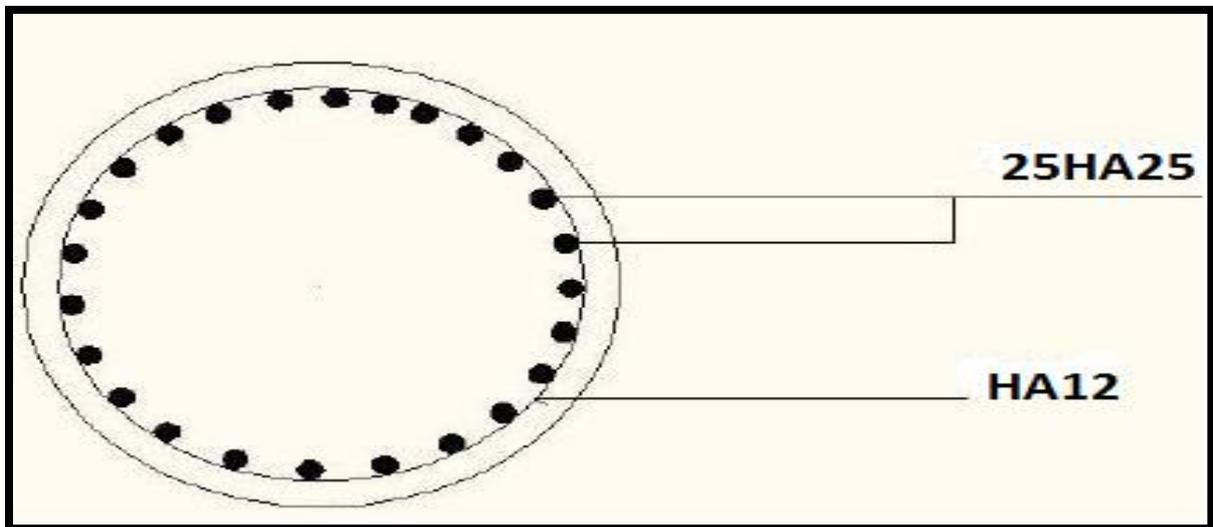


Fig. XI.8 : Ferrailage des pieux

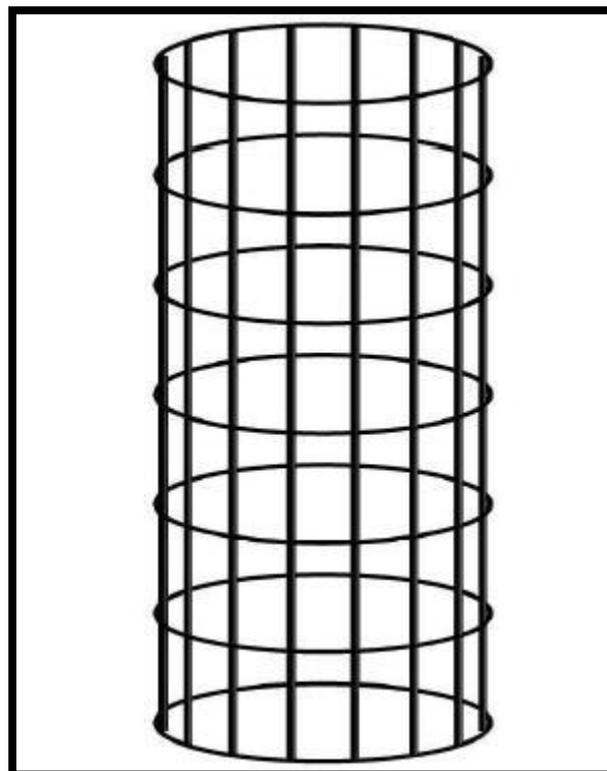
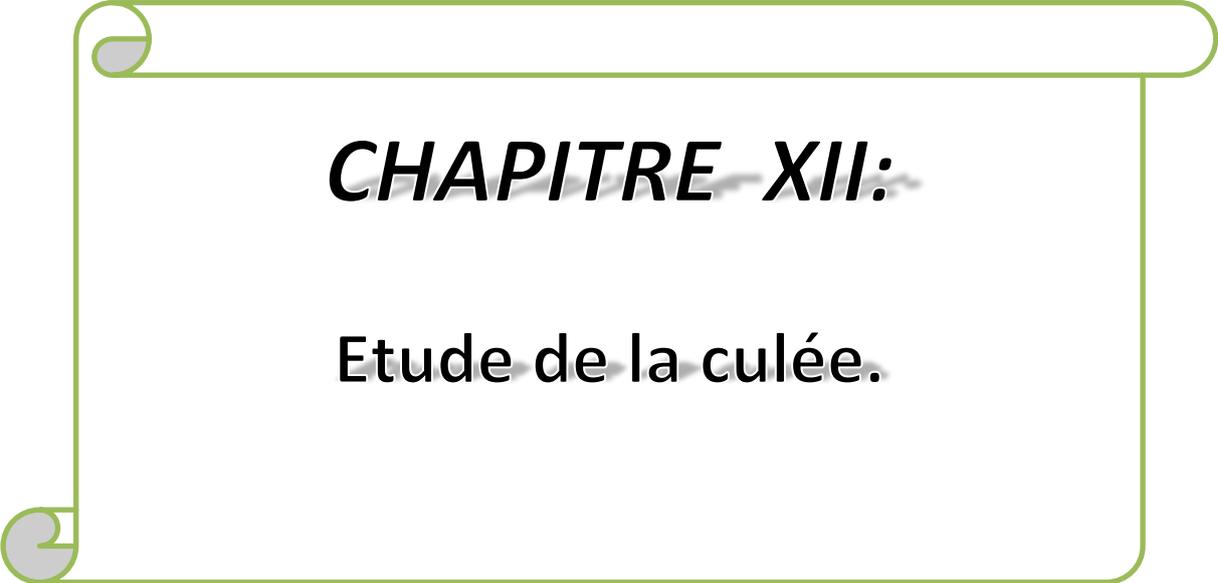


Fig. XI.9 : Ferrailage des pieux (3D).



CHAPITRE XII:

Etude de la culée.

Introduction :

La culée est un élément fondamental du pont. Le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et les remblais (ou le terrain naturel), une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier, une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges sur remblais.

Le choix de la morphologie d'une culée ne peut se faire que progressivement, il résulte d'une synthèse englobant à la fois :

- ✓ La nature et le mode de construction du tablier.
- ✓ Les contraintes naturelles du site.
- ✓ Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

XII.2. Choix de la morphologie :

Il existe différents types de culée :

♦ **Culée remblayée** : assure à la fois une fonction porteuse et une fonction de soutènement du remblai mais sa hauteur doit être limitée à une dizaine de mètre.

Utilisées lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier.

♦ **Culée enterrée** : sa structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elle assure principalement une fonction porteuse car elle est relativement peu sollicitée par les efforts de poussée des terres.

♦ **Culée creuse** : possède un aspect extérieur fermé, les fonctions porteuses et de soutènement sont dissociées.

Les culées contrepoids et en terre armée sont d'un usage peu fréquent et leur conception varie d'un ouvrage à un autre.

Dans le cas de notre ouvrage, on a opté pour une culée enterrée, elle offre une plus grande simplicité de conception et de réalisation.

On peut diviser la culée en différents éléments :

- **Le mur de front** : sur lequel repose l'about du tablier.
- **Le mur garde grève** : séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.
- **Les murets-caches** : protéger les appareils d'appuis des terres.
- **Les murs en retour** : n'ont pas de rôle mécanique ou fonctionnel, leur présence résulte de l'intention de faire apparaître la structure des appuis d'extrémité.
- **Dalle de transition** : qui limite les tassements de la chaussée et assure le confort des usagers lors du déplacement d'un milieu souple (corps de chaussée) à un milieu rigide (pont).
- **Corbeau arrière** : sur lequel s'appuie la dalle de transition.

XII.3. Pré-dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.CALGARO ; intitulé : Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants ».

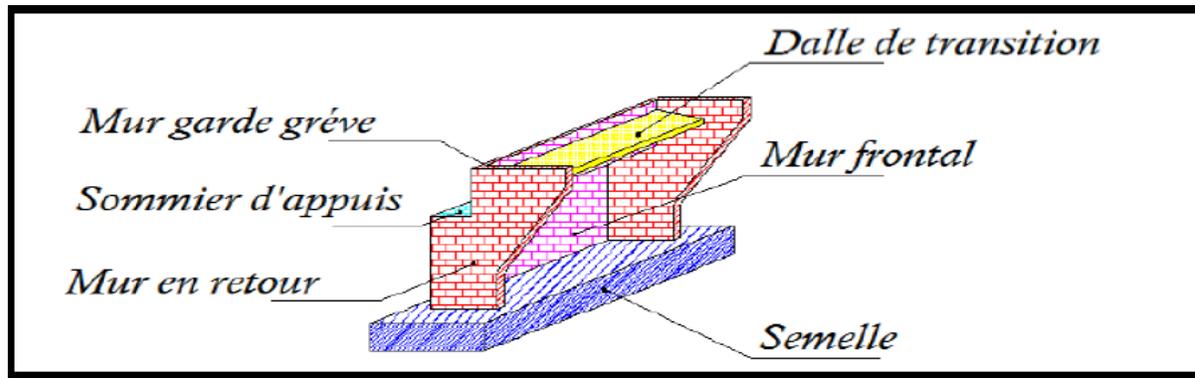


Fig.XII.1 : Les éléments constitutifs d'une culée.

XII.3.1. Mur de garde grève :**a) La hauteur du mur garde grève h :**

$h = h \text{ voussoir sur culée} + h \text{ appareil d'appui} + h \text{ dé d'appui.}$

$$h = 2.3 + 0,143 + 0,3 = 2,75 \text{ m.}$$

b) épaisseur du mur :

$$e = \text{Max} \left(0,30\text{m} , \frac{h}{8} \right) = (0,30\text{m} . 0,342\text{m}) = 0,35 \text{ m.}$$

XII.3.2. Dalle de transition :

Sa longueur est dimensionnée par la formule suivante :

$$L = \text{Min} [6 \text{ m, Max} (3 \text{ m, } 0.6H)]$$

Avec :

H étant la hauteur de remblai = 8.96 m , donc L = 6 m.

Généralement elle a une épaisseur $e = 30 \text{ cm.}$

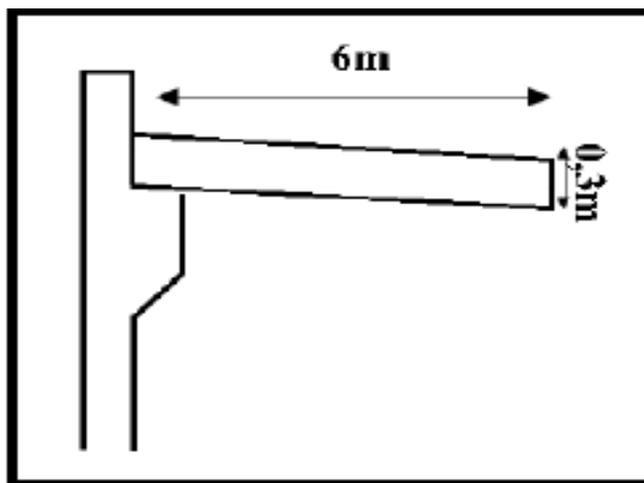


Figure XII.2 : Dalle de transition

XII.3.3. Le mur frontal :

- La hauteur de mur frontale : $h = h_{culée} - h_{GG} = 7.21\text{m}$
- L'épaisseur de mur : On prend l'épaisseur $e = 2\text{ m}$
- La longueur de mur frontale : $L =$ la largeur de tablier, donc $L = 12,50\text{ m}$.

XII.3.4. Les murs en retour :

- La hauteur des murs en retour : $h =$ est celle de la culée $\implies h = 9.96\text{m}$.
- L'épaisseur du mur en retour : $e = 0,50\text{ m}$.
- La longueur des murs en retour : $L = 2,6\text{m}$.

XII.3.5. La semelle :

- L'épaisseur de la semelle : $e = 2\text{ m}$.
- La longueur de la semelle: $L = 13,20\text{ m}$. (quatre pieux de 1.2 m de diamètre).
- La largeur de la semelle : $B = 5,6\text{ m}$. (deux pieux de 1.2 m de diamètre).

XII.3.6. Sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

- $L =$ longueur du pont $-2x$ (épaisseur de mur cache) $L = 11,50\text{m}$.
- La largeur du sommier: $B = 2,50\text{ m}$.
- L'épaisseur du sommier varie de 0,60 à 1,40 m.
- Les appareils d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du

sommier, on prend $d = 50\text{ cm}$.

XII.3.7. Les corbeaux :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une base de 1m, une petite base de 0.75 m et une hauteur de 0.25 m.

La largeur de corbeaux est :

$L =$ longueur du mur garde grève $-2 \times$ (épaisseurs du mur en retour)

Donc : $L = 11.5\text{ m}$

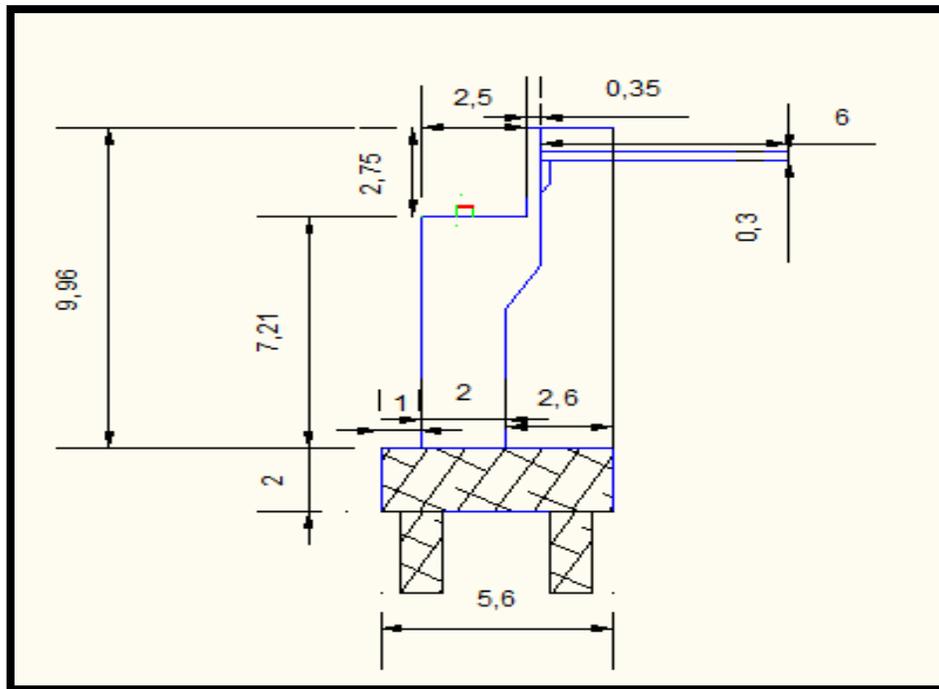


Figure XII.3: Les dimensions de la culée.

XII.4.Évaluation des efforts sollicitant la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

XII.4.1 Calcul du coefficient de poussée :

- Dans les conditions normales :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

- Dans les conditions sismiques :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de **MONONOBE- OKABE** qui est citée dans le **RPOA** :

$$K_{ah} = \left(\frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \right) \times \frac{k \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai – culée (sol – béton)

$\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement

$\beta = 0$: Angle de talus

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale :

$$\theta = \text{Arc tg} \left(\frac{\epsilon_H}{1 \pm \epsilon_V} \right)$$

$$K : \text{coefficient caractérisant le séisme} : K = \sqrt{\epsilon_H^2 + (1 \pm \epsilon_V)^2}$$

Selon le RPOA

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_H = 0,1 : \text{accélération du séisme dans le sens horizontal.} \\ \epsilon_V = 0,07 : \text{accélération du séisme dans le sens verticale.} \end{array} \right.$$

L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \epsilon_V) \cdot G$

L'effort sismique horizontal : $H_s = \epsilon_H \cdot G$

En conditions sismiques on prend :

$$\epsilon_H = 0.1 \text{ et } \epsilon_V = 0.07$$

$$\epsilon_H = 0.1 \text{ et } \epsilon_V = 0.00$$

$$\epsilon_H = 0.1 \text{ et } \epsilon_V = -0.07$$

Pour les conditions normales :

$$\epsilon_H = \epsilon_V = 0.00$$

$$K = 1$$

$$\theta = 0^\circ$$

$$K_{ah} = 0.333$$

Récapitulation des coefficients pour les 04 cas du séisme :

Action du séisme.	Notation	ϵ_H	ϵ_V	K	θ°	K_{ah}
Condition normale	1er cas	0,00	0,00	1,00	0,00	0,333
Vertical + Horizontal.	2ème cas	0,10	0,07	1,075	5,340	0,420
Horizontal.	3ème cas	0,10	0,00	1,005	5,710	0,395
Vertical + Horizontal.	4ème cas	0,10	-0,07	0,935	6,140	0,375

Tab.XII.1 : récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.

b) Poussée des surcharges de remblai :

L'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$, qu'on majore par 20 %:

$$P = q \cdot S$$

Avec :

S : surface de contact.

q : Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L .

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L$$

Avec :

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$, poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A.

M_s : désigne le moment stabilisant

Mr : désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Sollicitation Désignation	Calcul des P	Efforts horizontaux $\epsilon_H \times P$	Efforts verticaux $(1 \pm \epsilon_V) \times P$	Bras de levier « H »	Bras de levier « V »	Moment de renversement $MR = F_H \times V$	Moment stabilisateur $MS = F_V \times H$
mur de garde grève	$(2.7 \times 0.35 \times 12.5) \times 2.5$	0	29.53	4.67	10.58	0	137.9
	29.53	2.953	31.59	4.67	10.58	31.24	147.52
	29.53	2.953	29.53	4.67	10.58	31.24	137.9
	29.53	2.953	27.46	4.67	10.58	31.24	128.23
mur frontal	$(7.21 \times 2 \times 12.5) \times 2.5$	0	450.62	2	5.605	0	901.24
	450.62	45.062	482.16	2	5.605	252.57	970.32
	450.62	45.062	450.62	2	5.605	252.57	901.24
	450.62	45.062	419.07	2	5.605	252.57	838.14
mur en retour	$(9.96 \times 2.6 \times 0.5) \times 2 \times 2.5$	0	99.6	5.3	6.98	0	527.88
	99.6	9.96	106.57	5.3	6.98	67.63	564.82
	99.6	9.96	99.6	5.3	6.98	67.63	527.88
	99.6	9.96	92.62	5.3	6.98	67.63	490.88
semelle	$(13.2 \times 5.6 \times 2) \times 2.5$	0	369.6	2.8	1	0	1034.88
	369.6	36.96	395.47	2.8	1	36.96	1107.31
	369.6	36.39	369.6	2.8	1	36.96	1034.88
	369.6	36.96	343.72	2.8	1	36.96	962.416
dalle de transition	$(11.5 \times 6 \times 0.3) \times 2.5$	0	51.75	6.9	11.11	0	357.07
	51.75	5.175	55.37	6.9	11.11	57.49	382.05
	51.75	5.175	51.75	6.9	11.11	57.49	357.07
	51.75	5.175	48.12	6.9	11.11	57.49	332.02
corbeaux	$(1 + 0.75) / 2 \times 0.25 \times 11.5 \times 2.5$	0	6.29	3.99	8.59	0	25.09
	6.29	0.629	6.73	3.99	8.59	5.4	26.85
	6.29	0.629	6.29	3.99	8.59	5.4	25.09
	6.29	0.629	5.84	3.99	8.59	5.4	23.3
poids des terres sur la DT	$(0.7 \times 11.5 \times 6 \times 1.8)$	0	86.94	6.9	11.61	0	599.88
	86.94	8.694	93.02	6.9	11.61	100.93	614.83
	86.94	8.694	86.94	6.9	11.61	100.93	599.88
	86.94	8.694	80.85	6.9	11.61	100.93	557.865
poids des terres sur la semelle	$(4 \times 11.5 \times 8.9 \times 1.8)$	0	736.92	5	6.48	0	3684.6
	736.92	73.69	788.50	5	6.48	477.51	3942.5
	736.92	73.69	736.92	5	6.48	477.51	3684.6
	736.92	73.69	685.33	5	6.48	477.51	3426.65
poids des	$(11.5 \times 6) \times 1.2$	0	82.82	6.9	10.96	0	571.45

surcharges		82.82	8.282	88.61	6.9	10.96	90.77	611.40
		82.82	8.282	82.82	6.9	10.96	90.77	571.45
		82.82	8.282	77.02	6.9	10.96	90.77	531.43
pt	Mur GG + Mur frontal	$0.5*(9.96)^2*12.5*1.8*0.333$	371.63	/	/	5.82	2162.88	/
		$0.5*(9.96)^2*12.5*1.8*0.420$	468.72	/	/	5.82	2727.95	/
		$0.5*(9.96)^2*12.5*1.8*0.395$	440.82	/	/	5.82	2565.57	/
		$0.5*(9.96)^2*12.5*1.8*0.375$	418.50	/	/	5.82	2435	/
	Semelle	$0.5*(2)^2*13.2*1.8*0.333$	15.82	/	/	0.7	11.07	/
		$0.5*(2)^2*13.2*1.8*0.420$	19.95	/	/	0.7	13.96	/
		$0.5*(2)^2*13.2*1.8*0.395$	18.77	/	/	0.7	13.13	/
		$0.5*(2)^2*13.2*1.8*0.375$	17.82	/	/	0.7	12.47	/
ps	Mur GG + Mur frontal	$9.96*12.5*1.2*0.333$	49.75	/	/	6.98	347.25	/
		$9.96*12.5*1.2*0.420$	62.74	/	/	6.98	437.92	/
		$9.96*12.5*1.2*0.395$	59.01	/	/	6.98	411.88	/
		$9.96*12.5*1.2*0.375$	56.02	/	/	6.98	391.01	/
	Semelle	$2*13.2*1.2*0.333$	10.54	/	/	1	10.54	/
		$2*13.2*1.2*0.420$	13.30	/	/	1	10.54	/
		$2*13.2*1.2*0.395$	12.51	/	/	1	10.54	/
		$2*13.2*1.2*0.375$	11.88	/	/	1	10.54	/

Tab.XII.2 : Calcul des moments et des efforts globaux

C) Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) :

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions de stabilité au renversement et la stabilité au glissement:

➤ **Stabilité au renversement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Condition normale : } \frac{M_s}{M_R} \geq 1,5 \\ \text{Condition sismique : } \frac{M_s}{M_R} \geq 1 \end{array} \right.$$

➤ **Stabilité au glissement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Condition normale : } \frac{F_v}{F_H} \tan \varphi \geq 1.5 \\ \text{Condition sismique : } \frac{F_v}{F_H} \tan \varphi \geq 1.0 \end{array} \right.$$

CAS	H (t)	V (t)	Mr (t.m)	Ms (t.m)	$\frac{Ms}{MR}$	$\frac{Fv}{Fh} \tan \varphi$
1	447.74	1914.05	2531.74	7312.11	2.88	2.46
2	756.29	2048.02	4310.87	8341.55	1.93	1.56
3	721.94	1914.05	4121.62	7312.11	1.77	1.52
4	695.625	1780.03	3969.52	7290.93	1.88	1.47

Tab.XII.3 : Résultats du calcul de la poussée à vide.

Conclusion :

Dans les 04 cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.



CHAPITRE XIII:

Etude sismique.

Introduction :

L'action sismique est un mouvement vibratoire du sol avec de grandes amplitudes pour des durées très courtes. Ce mouvement vibratoire engendre des sollicitations horizontales (Cisaillement, flexion des éléments dans les deux directions et torsion), comme il engendre des sollicitations verticales (traction et compression).

Les sollicitations verticales ne sont, généralement, pas dangereuses compte tenu de la marge de sécurité prise en majorant les charges verticales. Cependant, les sollicitations horizontales peuvent provoquer des dommages très importants dans les structures et entraîner la ruine totale de l'ouvrage. Vu que le nord de l'Algérie, a eu lieu de plusieurs séismes dans ils ont occasionné des dégâts plus ou moins importants aux ponts (tassement des remblais d'accès, déplacements des culées et piles et du tablier sur leurs appuis, effondrement des culées,...). Le ministère des travaux publics, à été doté le secteur d'un règlement parasismique relatif aux ouvrages d'art, dont le but est la prise en compte de risque sismique, et qui va devenir obligatoire pour l'élaboration des projets. Et pour cela le nouveau règlement de conception parasismique des ouvrages d'art (RPOA) sera mais à la disposition des ingénieurs concepteurs.

XIII.1 Méthodes d'analyse dynamique :**XIII.1.1 Analyse spectrale monomodale (mode fondamentale) :**

Cette méthode n'est pas applicable aux ouvrages spéciaux (ponts arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles et ponts cantileve.

Elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- La masse modale doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre) cas d'encastrement.
- Le biais de pont est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis) ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.
- La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.
- La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

XIII.1.2 Analyse dynamique linéaire - Méthode du spectre de réponse :

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels.

XIII.1.3 Autres méthodes linéaires :

Les méthodes d'analyse par le spectre de puissance, d'analyse temporelle donnée sont à titre indicatif.

Toute utilisation de l'une de ces méthodes doit faire l'objet de justifications scientifiquement Validées.

XIII.1.4. Analyse temporelle non linéaire :

Cette analyse temporelle non linéaire est donnée à titre indicatif. Son utilisation doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

XIII.2. Analyse de la structure :**XIII.2.1 Classification du pont :**

Vu que notre pont ferroviaires est stratégique, il doit rester circulaire après avoir subi l'action sismique ultime.

- Groupe de pont : 02.
- Zone sismique : IIa.
- Site : S3.
- Coefficient de site : 1.2.
- Coefficient d'accélération de zone : $A = 0.20$.
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site : $T1 = 0.20$ et $T2 = 0.50$.

XIII.2.2. Vérification des conditions de la méthode :

Pour l'analyse de la structure, on utilise la méthode d'analyse simplifiée dit monomodale, cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamentale) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre).
- ❖ **Calcul de la masse de la structure (M) :**

Pour notre pont, on a un tablier qui repose sur des appareils d'appuis en élastomère fretté, donc on néglige la masse des piles et culées.

Notre ouvrage est un pont routier dans une voie expresso, donc on ajoute 20% des charges d'exploitation routière à la masse du tablier.

$$M = M_{\text{tablier}} + 20\%P_{\text{exploitation}}$$

- $M_{\text{tablier}} = 2994.3032 \text{ t}$ (Déjà calculé).
- $P_{\text{exploitation}} = ((L) + M_{\text{trottoir}}) = (8.47 + 0.225) * 120 \Rightarrow P_{\text{exploitation}} = 1043.4 \text{ t}$
- $M = 2994.3032 + 0.2 * 1043.4 = 3202.98 \text{ t}$
- $70\%M_{\text{systeme}} = (M_{\text{tablier}} + M_{\text{piles}}) * 0.7 = (2994.30 + 306.95) * 0.7 = 2310.88 \text{ t}$
 $M > 70\%M_{\text{systeme}} \rightarrow$ **cette condition est donc vérifiée.**

- La distance entre le centre de masse et le centre élastique ne doit pas excéder 5% de la distance entre extrémité du tablier: l'ouvrage étant symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement, donc l'excentricité est nulle \rightarrow donc la condition est vérifiée.

Il n'y a pas d'autre condition à vérifier parce que l'ouvrage étudié étant un pont droit et non biais.

- Toutes les conditions sont vérifiées, donc on calcul par la méthode monomodale.

XIII .3.Calcul de la période fondamentale de l'ouvrage (T) :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec :

M : masse de la structure

K : la raideur de la structure

XIII.3.1 Calcul de la raideur de la structure :

$K = n \text{ piles} \times K \text{ appui}$ avec $n \text{ piles} = 2$ (nombre de pile)

$$K_{\text{appuis}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appareille}}} + \frac{1}{K_{\text{pile}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}}$$

Remarque :

- Les culés sont infiniment rigides ($\frac{1}{k_{\text{culée}}} = 0$)
- On néglige la raideur des fondations (appareils d'appuis souples).

a) Raideur d'une pile :

Nous avons deux piles de hauteurs différentes :

HP1 = 16.15 m ses dernières sont encastées au niveau du tablier et fondations.

D'où :

$$K = \frac{3EI}{h^3}$$

E : module de Young du béton à j jours, $E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 33000 \text{ MPa}$

I : inertie de la section considérée ; $I = \frac{bh^3}{12}$

h : hauteur des piles ; $h1 = 16.15\text{m}$

On a la résistance de béton de l'infrastructure **fc28 = 27 MPa**

Donc :

KP = KP1 = 15051.12 t/m

b) Raideur des appareils d'appuis :

la rigidité des appareils d'appuis est égale :

$$K = G \times \frac{A}{T}$$

G : le module de cisaillement transversal, $G = 1.2 \text{ MPa} = 120 \text{ t/m}^2$.

A : la surface d'appareil d'appuis.

T : la hauteur de l'appareil.

$$K = 120 \times \frac{0.6 \times 0.6}{0.108} = 4 \text{ MPa}$$

Donc la rigidité par appui est :

$$K_a = 8 \times K = 32 \text{ MPa}$$

c)Raideur total par appui :

$$K_{\text{appuis}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appareille}}} + \frac{1}{K_{\text{pile}}}} = \frac{1}{\frac{1}{32} + \frac{1}{150.5112}} = 32.006 \text{ MPa}$$

$$K_{\text{structure}} = 2 * 32.006$$

$$k_{\text{structure}} = 64.01 \text{ MPa}$$

donc la période totale de système

$$T = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{3202.98 \cdot 10^3}{64.01 \cdot 10^6}} = 1.4 \text{ s}$$

XIII.4.Spectre de réponse élastique :**XIII.4.1.Composante horizontale :**

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par l'équation (3.1) du RPOA

$$Sae^h(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_{-1} \leq T \leq T_{-2} \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T_2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (=9.81m/s²)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (T1=0.2 s ; T2 =0.5 s)

S : coefficient de site (S = 1.2)

A : coefficient d'accélération de zone (A = 0.25)

η : Facteur de correction de l'amortisseur $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = 1$

ξ : taux d'amortissement ($\xi = 5\%$ ouvrages avec des piles en béton armé).

La période du système se situe entre 0.5s et 3s $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s} < T = 1.4 \text{ s} < 3 \text{ s}$

Donc on utilise la 3^{ème} formule de l'équation (3.1) du RPOA.

$$Sae^h(T, \xi) = 2.5 * 1 * 0.2 * 9.81 * 1.2 * \left(\frac{0.5}{1.4} \right) \quad \Longrightarrow \quad Sae^h(T, \xi) = 2.82 \text{ m/s}^2$$

XIII.4.2.Composante vertical :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par l'équation (3.2) du RPOA

$$Sae^v(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité. ($\alpha = 0.7$ pour la zone sismique IIa).

Pour la composante verticale, les valeurs de T1 et T2 pour le site S3 sont : T1= 0.2s , T2 =0.4s

La période fondamentale du système se situe entre T2 et 3s $\Rightarrow T_2=0.4 s < T=1.4s < 3s$

Donc on utilise la 3^{ème} formule de l'équation 3.2 du RPOA

$$Sae^v(T, \xi) = 2.5 * 0.7 * 0.2 * 9.81 * 1 * \left(\frac{0.4}{0.981} \right) \implies Sae^v(T, \xi) = 0.98 \text{ m/s}^2$$

XIII.4.3.Spectre de dimensionnement :

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales est donné par l'équation (3.3) du RPOA

$$Sad(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} 2.5\eta AgS & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

On a: T2 =0.5 s < T = 1.6 s < 3s

Donc on utilise la 2^{ème} formule de l'équation (3.3) du RPOA

$$Sad(T, \xi) = 2.5 * 1 * 0.2 * 9.81 * 1.2 * \left(\frac{0.5}{1.4} \right)^{2/3} \implies Sad(T, \xi) = 2.96 \text{ m/s}^2$$

XIII.5. Effet sismique dans le sens longitudinal :

XIII.5.1Calcul élastique (q=1) :

a)Effort longitudinal global :

La force horizontale statique équivalente F est donnée par l'expression suivante :

$$F_{\text{longitudinale}} = M * Sae^h(T)$$

Avec :

M : la masse effective totale de la structure.

Sae^h(T) : L'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale (T).

$$F_{\text{longitudinale}} = 3202.98 * 10^3 * 2.82$$

$$F_{\text{longitudinale}} = 9032403.6 \text{ N}$$

b) Répartition des efforts longitudinaux

La redistribution par élément porteur se fait au prorata des raideurs

$$F_{\text{longitudinale}}^i = \frac{k_i}{k} F_{\text{longitudinale}}$$

Sur pile :

$$F_{\text{pile}} = \frac{30.006}{64.01} 10^6 * 9032403.6 = 4234124.39 \text{ N}$$

$$F_{\text{pile (1)}} = F_{\text{pile (2)}} = 4234124.39 \text{ N}$$

c) Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{\text{tablier}} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Sae^h = \left(\frac{1.4}{2\pi}\right)^2 * 2.82$$

$$d_{\text{tablier}} = 0.14\text{m}$$

d) Déplacement de la tête de pile par rapport au sol:

$$d_{\text{pile (L)}} = \frac{f_{\text{plie (L)}}}{K_{\text{appui}}} = \frac{42341214}{32.006 \cdot 10^6}$$

$$d_{\text{pile (L)}} = 0.2 \text{ m}$$

XII.5.2 Calcul inélastique (dimensionnement $q > 1$) :

a) Effort longitudinal global :

$$F_{\text{longitudinale}} = M * S_{ad}^h(T) = 3202980 * 2.96$$

$$F_{\text{longitudinale}} = 9480820.8 \text{ N}$$

b) Effort par élément porteur (pile) :

$$F_{\text{pile}} = \frac{K_{\text{appui}}}{k} F_{\text{longitudinale}}$$

$$F_{\text{pile}} = \frac{30.006}{64.01} 10^6 * 9480820.8 = 4444329.15 \text{ N}$$

$$F_{\text{pile (1)}} = F_{\text{pile (2)}} = 4444329.15 \text{ N}$$

c) Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{\text{tablier}} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_{ad}^h = \left(\frac{1.4}{2\pi}\right)^2 * 2.96$$

$$d_{\text{tablier}} = 0.147\text{m}$$

d)Déplacement de la tête de pile par rapport au sol :

$$d_{pile}(L) = \frac{f_{plie}}{K_{appui}}$$

$$d_{pile}(L) = \frac{4444329.15}{32.006 \cdot 10^6} = \mathbf{0.13 \text{ m}}$$

XIII.6. Effet sismique dans le sens transversal :

Il faut vérifier si le tablier est rigide ou flexible.

Vérifions la condition $\frac{L}{B} = \frac{120}{12.5} = 9.6 > 5$

Avec :

L : longueur du tablier.

B : largeur du tablier.

La période fondamentale de la structure dans le sens transversal est calculée par la méthode de Rayleigh utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum f_i u_i}}$$

m_i: La masse concentrée au i^{ème} point nodal.

u_i: Le déplacement dans la direction étudié, lorsque la structure est soumise aux forces f_i= m_ig agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

Calcul des m_i et u_i:

La masse du tablier par mètre linéaire = 24.9525 10³ kg/ml .

La masse d'une pile = 246.772 * 10³ kg/ml

$$m_1 = m_5 = \frac{1}{2} m_{travée \text{ de rive}}$$

$$m_3 = \frac{1}{2} m_{travée \text{ centrale}}$$

$$m_2 = m_4 = \frac{1}{2} m_{pile} + \frac{1}{4} m_{travée \text{ centrale}} + \frac{1}{2} m_{travée \text{ de rive}}$$

u_i: est le déplacement absolu horizontale, il est donné dans le tableau 3.5 du RPOA:

u_i = 0.7 (pour un site S3).

On n'a pas de discontinuité mécanique (même site)

Donc : **u₁** = **u₂** = **u₃** = **u₄** = **u₅**

point nodal	mi (kg)	ui (m)	Fi=mi*g (N)	mi.ui ²	Fi.ui
m1	433510	0.07	4252733,1	2124,199	297691,317
m2	871960	0.07	8553927,6	4272,604	598774,932
m3	623812.45	0.07	6119600,13	3056,68101	428372,009
m4	871960	0.07	8553927,6	4272,604	598774,932
m5	433510	0.07	4252733,1	2124,199	297691,317
Σ				15850,287	2221304,51

Tableau XIII.1. Valeur de calcul de la période

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{15850.287}{2221304.51}} = 0.53 \quad \Leftrightarrow \quad \mathbf{T = 0.53s}$$

XIII 6.1. Calcul des efforts sismiques transversaux :

a) Calcul élastique (q=1) :

La force de séisme (F_i) pour chaque point nodal est déterminée par l'expression suivante :

$$F_{Yi} = \frac{4\pi^2 Sae(T)}{T^2} \frac{u_i m_i}{g}$$

$$F_1 = F_5 = \frac{4\pi^2}{1.4^2} * \frac{2.82}{9.81} * 30345.7$$

$$\mathbf{F_1 = F_5 = 175488.219N}$$

$$F_2 = F_4 = \frac{4\pi^2}{1.4^2} * \frac{2.82}{9.81} * 61037.2$$

$$\mathbf{F_2 = F_4 = 352795.016N}$$

$$F_3 = \frac{4\pi^2}{1.4^2} \frac{2.82}{9.81} * 43666.87$$

$$\mathbf{F_3 = 252394.517N}$$

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 Sae(T)$$

Le déplacement pour chaque point nodal est le même car u_i ne change pas pour tous les points

$$d_r = \frac{0.07}{0.07 * 3234752.45} * 3234752.45 \left(\frac{0.53}{2\pi} \right)^2 * 2.82$$

$$\mathbf{d_r = 0.02m}$$

b) Calcul inélastique (dimensionnement q > 1) :

L'effort pour chaque point nodal est déterminé par l'expression :

$$F_{Yi}(d) = \frac{4\pi^2 Sad(T)}{T^2} \frac{u_i m_i}{g}$$

$$F_1(d) = F_5(d) = \frac{4\pi^2}{0.53^2} \frac{2.96}{9.81} * 30345.7$$

$$F_1(d) = F_5(d) = 1285545.35N$$

$$F_2(d) = F_4(d) = \frac{4\pi^2}{0.53^2} \frac{2.96}{9.81} * 61037.2$$

$$F_2(d) = F_4(d) = 2585740.01N$$

$$F3(d) = \frac{4\pi^2}{0.53^2} \frac{2.96}{9.81} * 43666.87$$

$$F3(d) = 1849874.17N$$

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_{ad}(T)$$

$$d_r = \frac{0.07}{0.07 * 3234752.45} * 3234752.45 \left(\frac{0.53}{2\pi} \right)^2 * 2.96$$

$$\mathbf{d_r = 0.021m}$$

XIII.7.Effet sismique dans le sens vertical :

XIII.7.1.Calcul de la période dans le sens vertical :

Elle est estimée par la méthode de Rayleigh en utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté.

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \frac{S a^v(T)}{g} v_i m_i$$

v_i : est le déplacement absolu vertical, il est donné dans le tableau 3.5 du RPOA:
 $v_i = 0.06$ m (pour un site S3).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i v_i^2}{\sum f_i v_i}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{11645.2008}{1903975.29}}$$

$$\mathbf{T = 0.49s}$$

XIII.7.2.Calcul des forces correspondantes pour chaque point nodal :

L'effort pour chaque point nodal est déterminé par l'expression :

$$Fv_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \frac{Sae^v(T)}{g} u_i m_i$$

$$F_{v1} = F_{v5} = \frac{4\pi^2}{0.49^2} \frac{0.98}{9.81} * 26010.6$$

$$F_{v1} = F_{v5} = 425073.21 N$$

$$F_{v2} = F_{v4} = \frac{4\pi^2}{0.49^2} \frac{0.98}{9.81} * 52317.6$$

$$F_{v2} = F_{v4} = 85990.2941 N$$

$$fv3 = \frac{4\pi^2}{0.49^2} \frac{0.98}{9.81} * 37428.747$$

$$F_{v3} = 611672.083 N$$

XIII.7.3. Calcul des déplacements vertical :

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{v_r}{\sum m_i v_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 Sae^v(T)$$

Le déplacement pour chaque point nodal est le même car v_i ne change pas pour tous les points
Donc:

$$d_r = \frac{0.06}{0.06 * 3234752.4} * 3234752.4 \left(\frac{0.49}{2\pi} \right)^2 * 0.98$$

$$d_r = 0.005 m$$

XIII.8. Récapitulatif des résultats :

✓ Les accélérations :

- Composante horizontale: $\rightarrow Sae^h(T, \xi) = 2.82 \text{ m/s}^2$
- Composante verticale: $\rightarrow Sae^v(T, \xi) = 0.98 \text{ m/s}^2$
- Spectre de dimensionnement: $\rightarrow Sad(T, \xi) = 2.96 \text{ m/s}^2$

✓ Les périodes :

- Période du système dans le sens longitudinal : $T^{\text{longitudinal}} = 1.4 \text{ s}$
- Période du système dans le sens transversale : $T^{\text{transversale}} = 0.53 \text{ s}$
- Période du système dans le sens verticale : $T^{\text{verticale}} = 0.49 \text{ s}$

✓ **Les déplacements :**

- Le déplacement de la tête de pile selon la direction longitudinale: $d_{pile}(L) = 0.2 \text{ m}$.
- Le déplacement pour chaque point nodal dans la direction transversale: $d_r = 0.02\text{m}$.
- Le déplacement pour chaque point nodal selon la direction vertical: $d_r = 0.005\text{m}$.

XIII.9. Combinaison des composantes de l'action sismique :

La combinaison des forces sismiques orthogonale est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E , dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontales X et Y et de l'axe vertical Z , peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$\begin{aligned} E &= E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \\ E &= E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z \\ E &= E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \end{aligned} \quad (\text{RPOA (4.15)})$$

Où :

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismique dans chacune des directions respectives X, Y et Z .

$$E_x = 200\text{mm}$$

$$E_y = 20\text{mm}$$

$$E_z = 5\text{mm}$$

XIII.9.1. Calcul des composantes :

$$E = E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$$

$$E = 200 + 0.3 * 20 + 0.3 * 5$$

$$E = 207.5\text{mm}$$

$$E = E_x + 0.3E_y - 0.3E_z$$

$$E = 200 + 20 * 0.3 - 5 * 0.3$$

$$E = 104.5\text{mm}$$

$$E = E_x - 0.3E_y + 0.3E_z$$

$$E = 200 - 20 * 0.3 + 5 * 0.3$$

$$E = 195.5\text{mm}$$

$$E = E_x - 0.3E_y - 0.3E_z$$

$$E = 200 * 0.36 * 20 - 0.3 * 5$$

$$\mathbf{E = 192.5mm}$$

$$E = E_y + 0.3E_x + 0.3E_z$$

$$E = 20 + 200 * 0.3 + 5 * 0.3$$

$$\mathbf{E = 81.5mm}$$

$$E = E_y + 0.3E_x - 0.3E_z$$

$$E = 20 + 0.3 * 200 - 0.3 * 5$$

$$\mathbf{E = 78.5mm}$$

$$E = E_y - 0.3E_x + 0.3E_z$$

$$E = 20 - 0.3 * 200 + 0.3 * 5$$

$$\mathbf{E = -38.5 mm}$$

$$E = E_y - 0.3E_x - 0.3E_z$$

$$E = 20 - 0.3 * 200 - 0.3 * 5$$

$$\mathbf{E = -41.5mm}$$

$$E = E_z + 0.3E_x + 0.3E_y$$

$$E = 5 + 0.3 * 200 + 0.3 * 20$$

$$\mathbf{E = 71mm}$$

$$E = E_z + 0.3E_x - 0.3E_y$$

$$E = 5 + 0.3 * 200 - 0.3 * 20$$

$$\mathbf{E = 59mm}$$

$$E = E_z - 0.3E_x + 0.3E_y$$

$$E = 5 - 0.3 * 200 + 0.3 * 20$$

$$\mathbf{E = -49mm}$$

$$E = E_z - 0.3E_x - 0.3E_y$$

$$E = 5 - 0.3 * 200 - 0.3 * 20$$

$$\mathbf{E = -61mm}$$

La combinaison la plus défavorable est :

$$E = E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$$

Donc le déplacement le plus défavorable est :

$$\mathbf{E_{max} = 207.5mm}$$



CONCLUSION

GENERALE

Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation et faire un premier et grand pas dans l'étude et le dimensionnement des ponts.

Au cours de ce travail nous avons pu :

- Déterminer les variantes adéquates pour le franchissement de notre obstacle tout en conditionnant nos choix par les exigences fonctionnelles et naturelles, et opter pour le choix le plus avantageux en fonction du critère esthétique, économique, nécessité d'entretien et rapidité d'exécution, et c'est ainsi que nous nous sommes prononcé en faveur du pont caisson construit par encorbellements successifs.

- Déterminer les matériaux les mieux adapter ainsi que leurs caractéristiques qui seront pris en considération dans les différents calculs et dimensionnements et qui seront aussi utilisés lors de la réalisation de l'ouvrage.

- Réalisation d'un pré-dimensionnement qui définit les portées des travées, le découpage et les hauteurs des voussoirs sur piles, courants, clavage et sur cintre.

Définir les sections transversales des différents voussoirs ainsi que les éléments qui les constituent (âme, hourdi supérieure et inférieure, gousset supérieure et inférieure).

Déterminer les caractéristiques géométriques de chaque voussoir ainsi que pour les éléments constituant ces derniers.

- Définir les différentes charges auxquelles notre ouvrage sera soumis et ce en différentes phases d'étude afin de déterminer les sollicitations maximales et dimensionner la précontrainte.

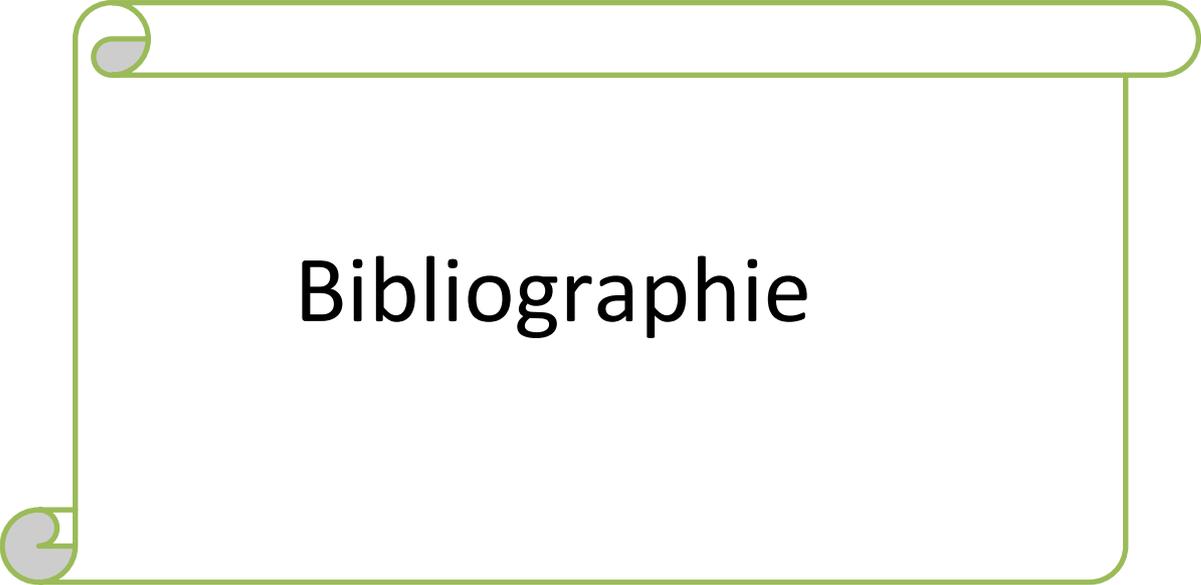
- Définir les armatures passives en fonction du moment maximal dans le sens transversal engendré par la combinaison la plus défavorable dans les différents éléments constituant les voussoirs (dalle supérieure et inférieure, âmes).

- Dimensionnement des équipements du pont (appareils d'appui, dés d'appuis, joints de chaussée).

- Vérifier la résistance à l'effort tranchant en effectuant la vérification au cisaillement et ce en tenant compte des charges et surcharges, de la réduction de l'effort tranchant due à la précontrainte .

- dimensionner la pile et vérifier la condition de flambement ainsi que pour la fondation.

Pour conclure, au cours de cette étude nous avons pu combiner les concepts de base théoriques que nous avons appris tout au long de notre formation avec des concepts pratiques et nous avons également pu avoir un aperçu sur notre future emploi.



Bibliographie

Bibliographie

- Guide de conception de la SETRA : "Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (Juin 2003).
- Guide de conception de la SETRA : « Appuis des tabliers, 2007 »
- Document technique réglementaire : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008).
- Le béton précontraint aux états limites : HENRY THONIER. "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992).
- Le fascicule n° 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts routes"(Edition 1971).
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés : JEAN-PIERRE MOUGIN, (Edition 2000).
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, EYROLLES, (Edition 2000).
- Règles B.P.E.L 91, EYROLLES,(Edition 1993).
- ✚ Logiciels
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.
- AutoCAD 2009.
- Microsoft word.
- Microsoft excel.
- ✚ Thèses :
- Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place; étudié par Mr : CH. Youcef, CH. Fatma, CH. Ibrahim; encadré par Mr : ADJRAD Arezki soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2013).
- Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place; étudié par Mr : Dahrib Samir encadré par Mr : ADJRAD Arezki soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2014).
- Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place; étudié par Mr : Rafa belkacem, Aliche Acen; encadré par Mr : Kaci soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2013).
- Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif franchissant l'oued de Sébaou; étudié par Mr : T. Samir, B. Karim; encadré par Mr : OUGMAT Ali soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion 2012/2013).



Annexe

ANNEXE

Etude longitudinale

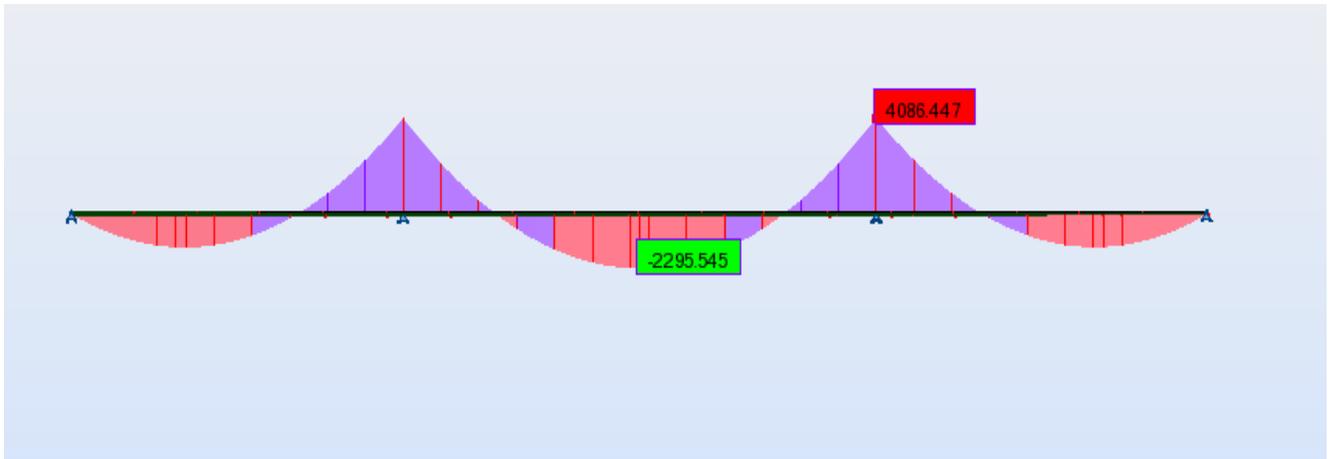


Diagramme des Moments fléchissant sous poids propre : G

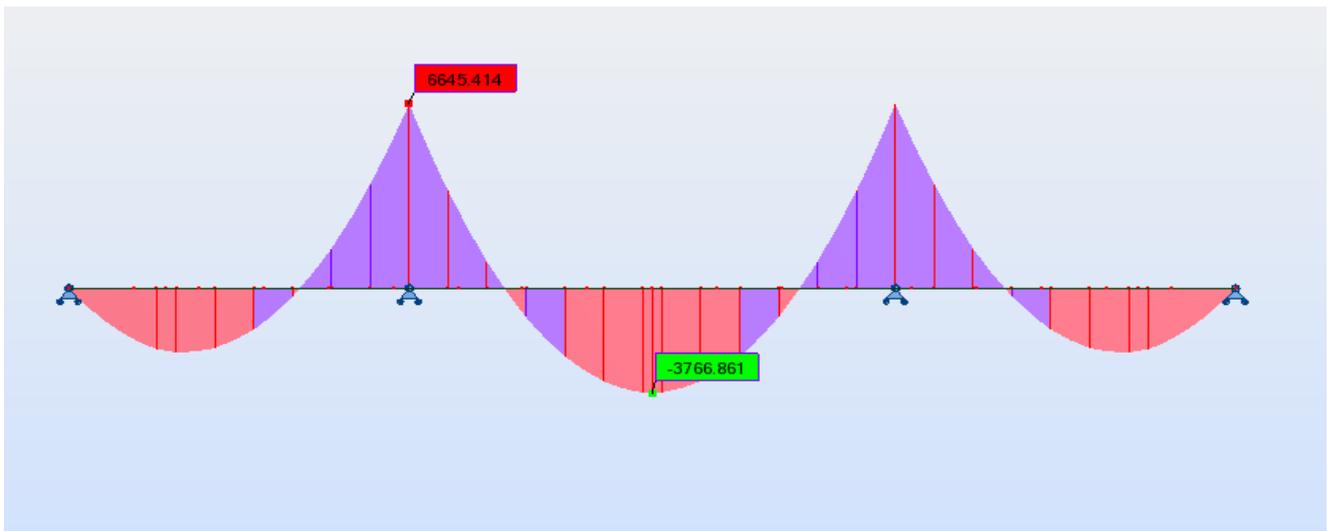


Diagramme des Moments fléchissant sous G+CCP à L'ELU

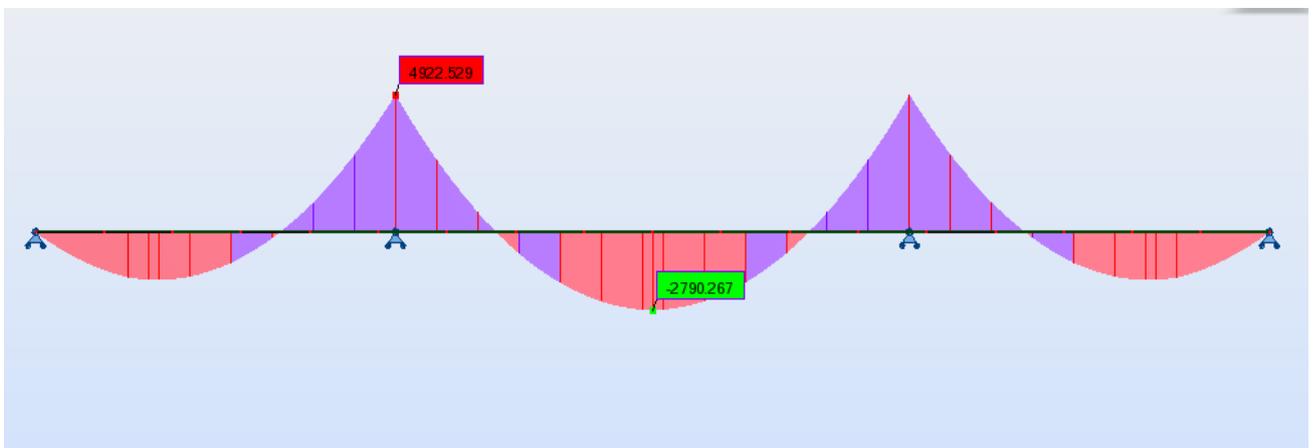


Diagramme des Moments fléchissant sous G+CCP à L'ELS

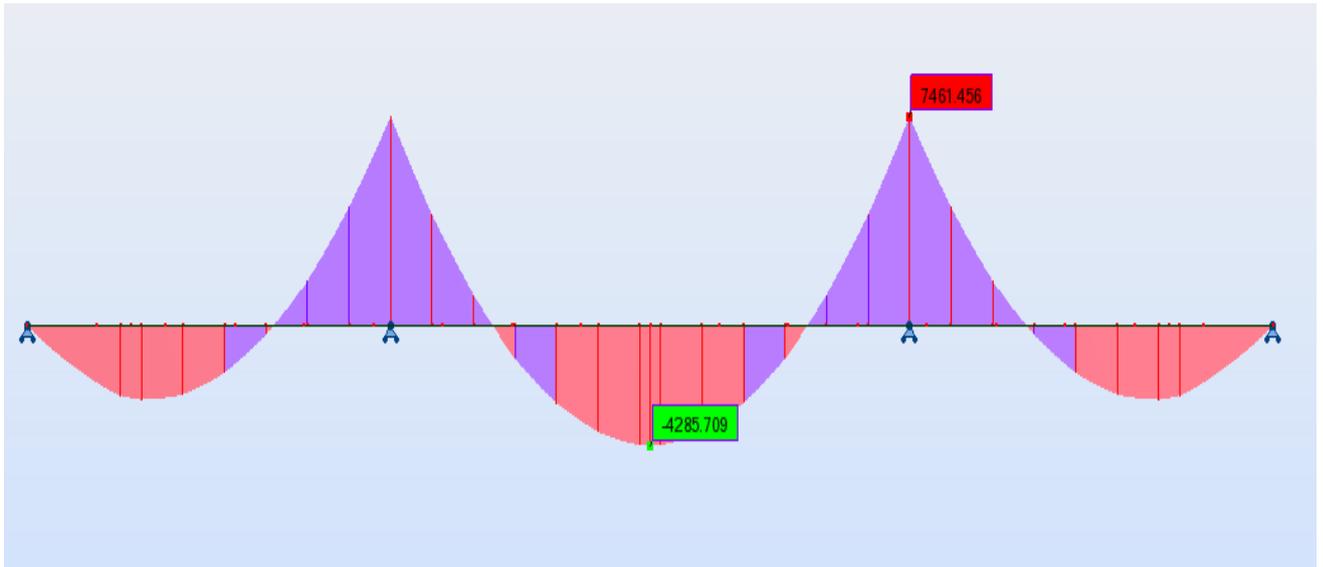


Diagramme des Moments fléchissant sous A(L) à L'ELS

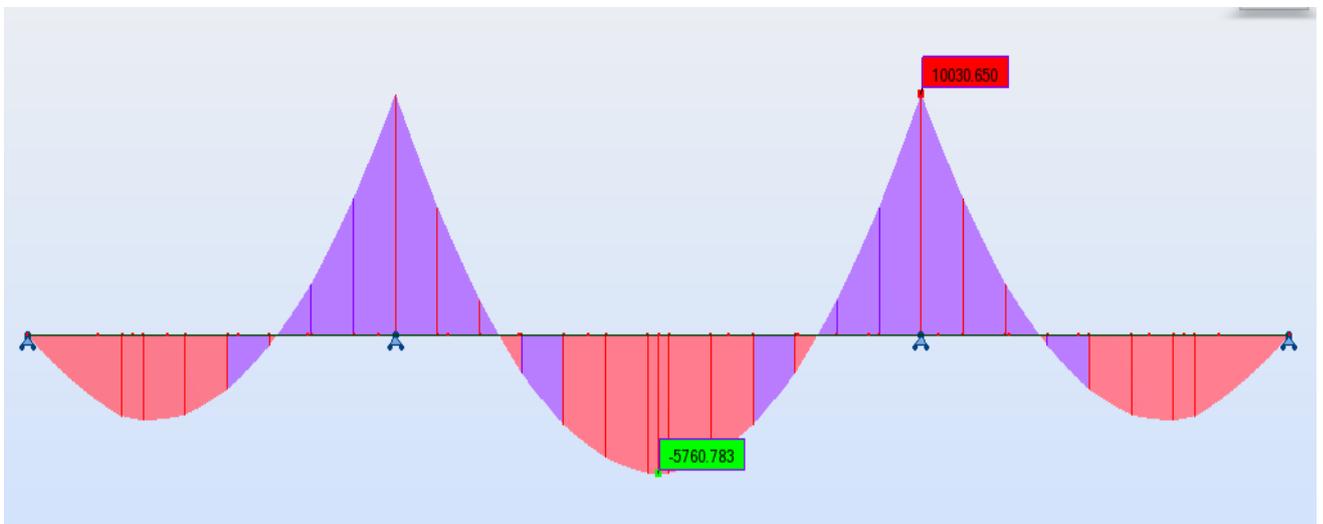


Diagramme des Moments fléchissant sous A(L) à L'ELU

ETUDE TRANVERSALE

✓ cullée :

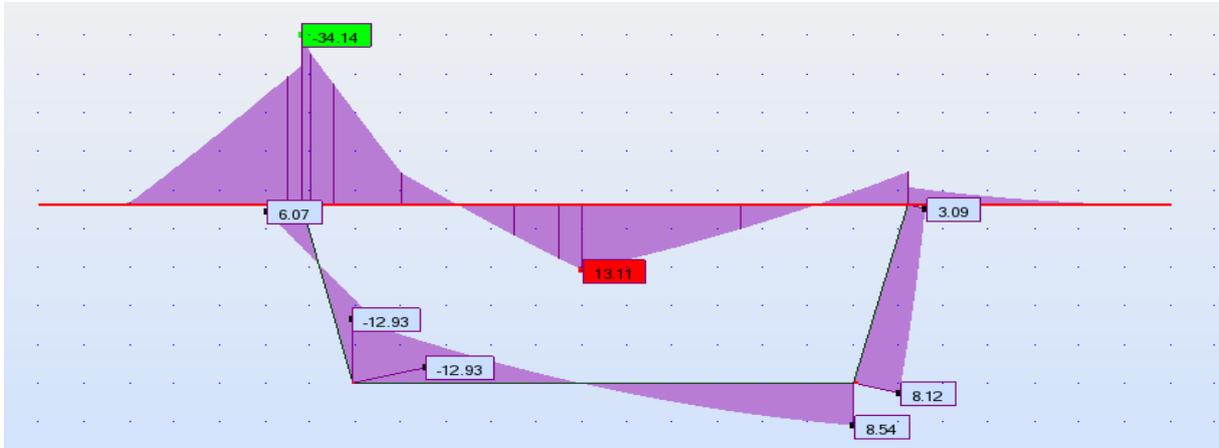


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

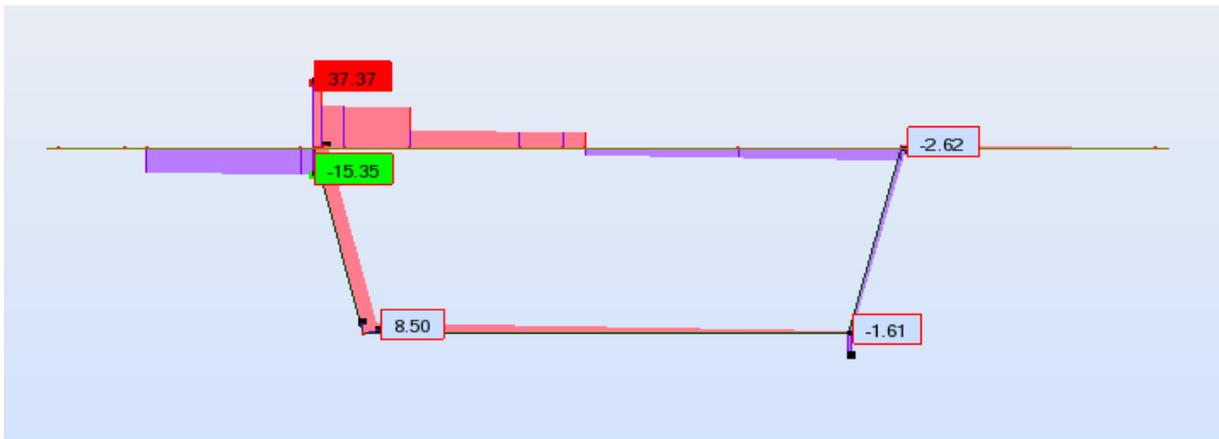


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

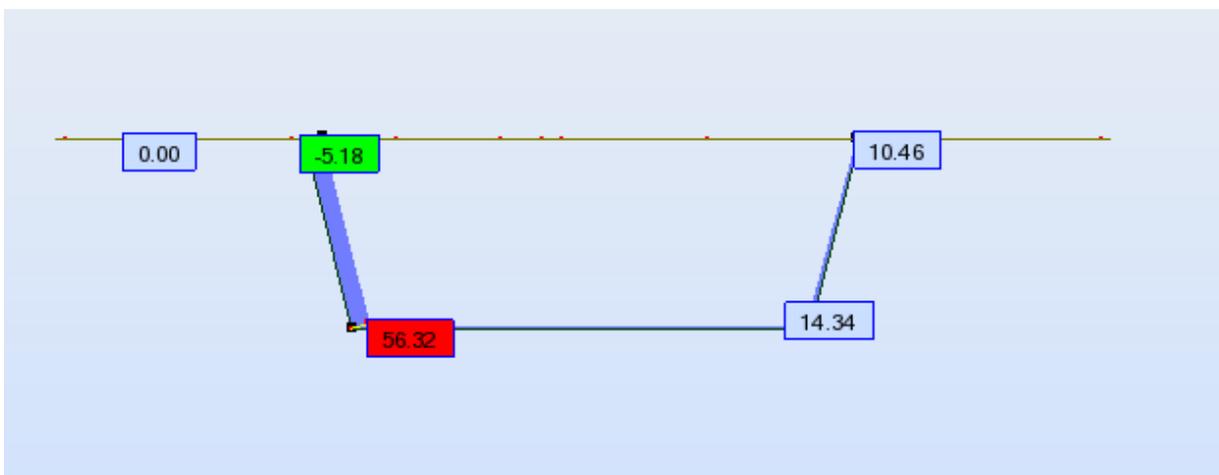


Diagramme des efforts normaux à l'ELU

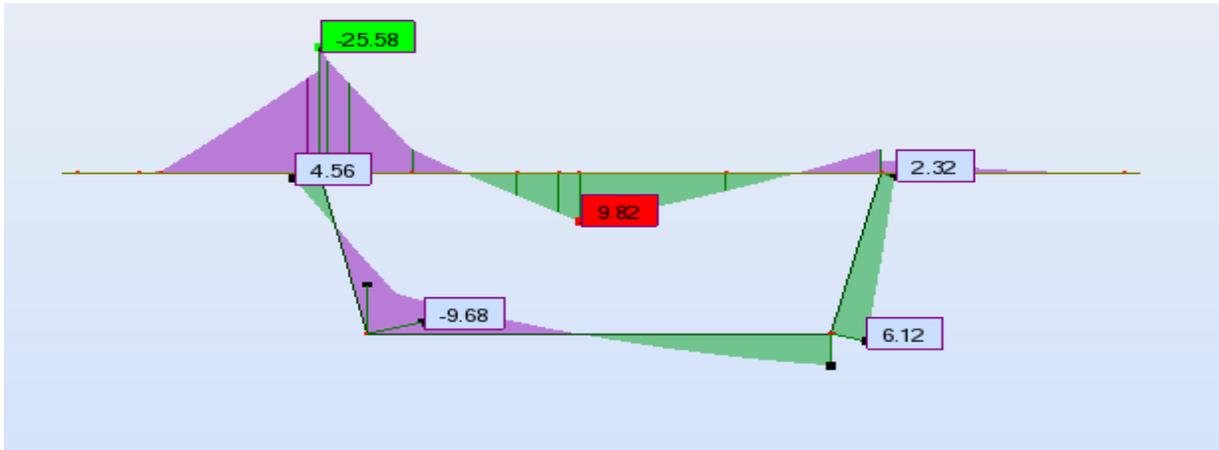


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

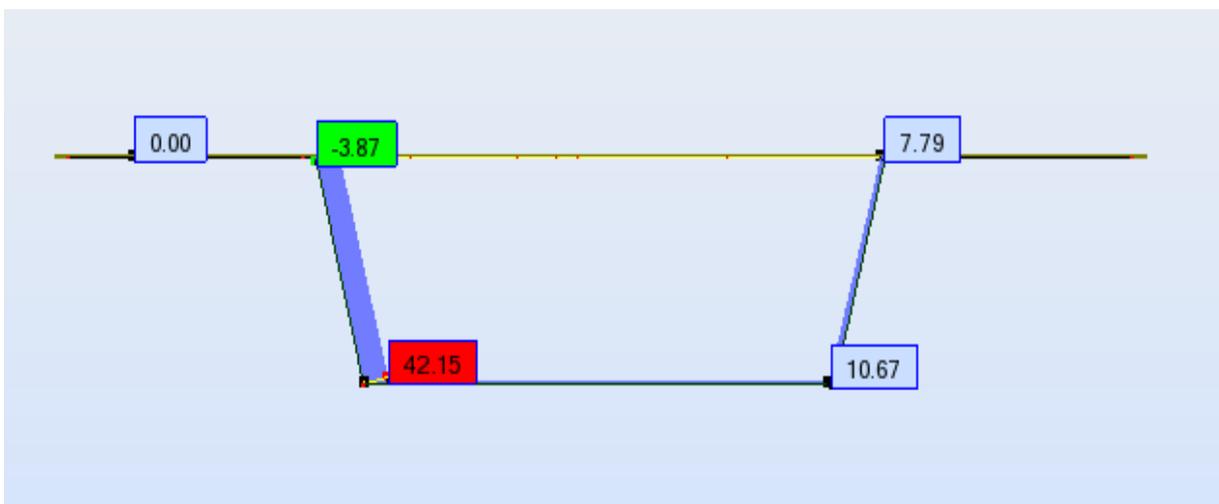


Diagramme des efforts normaux à l'ELS

✓ Pile :

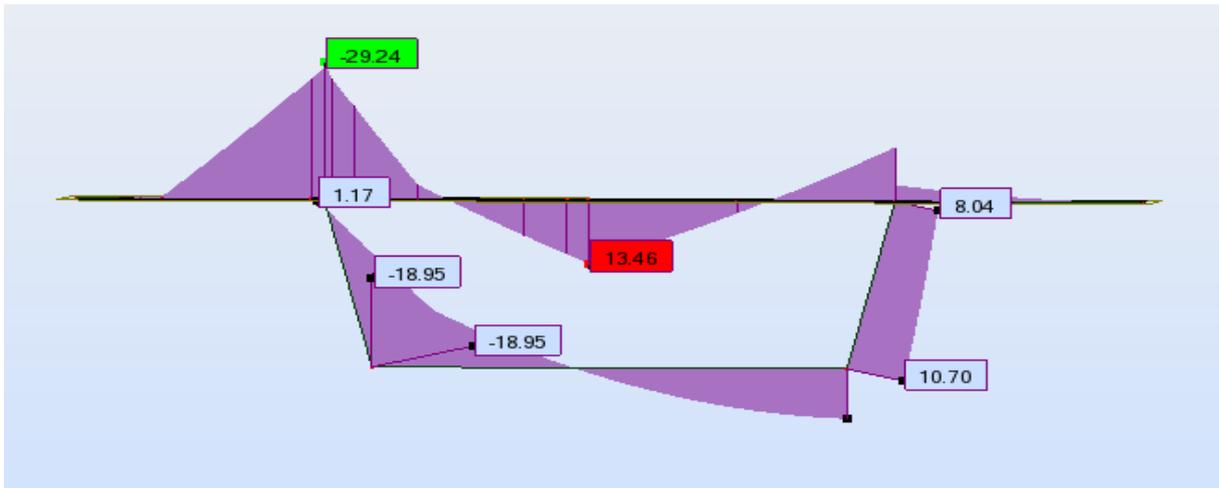


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

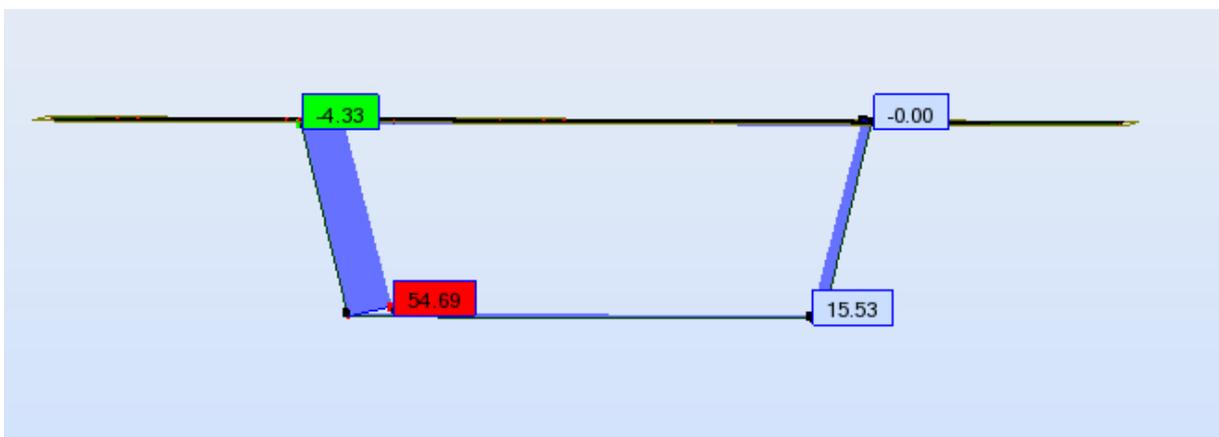


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

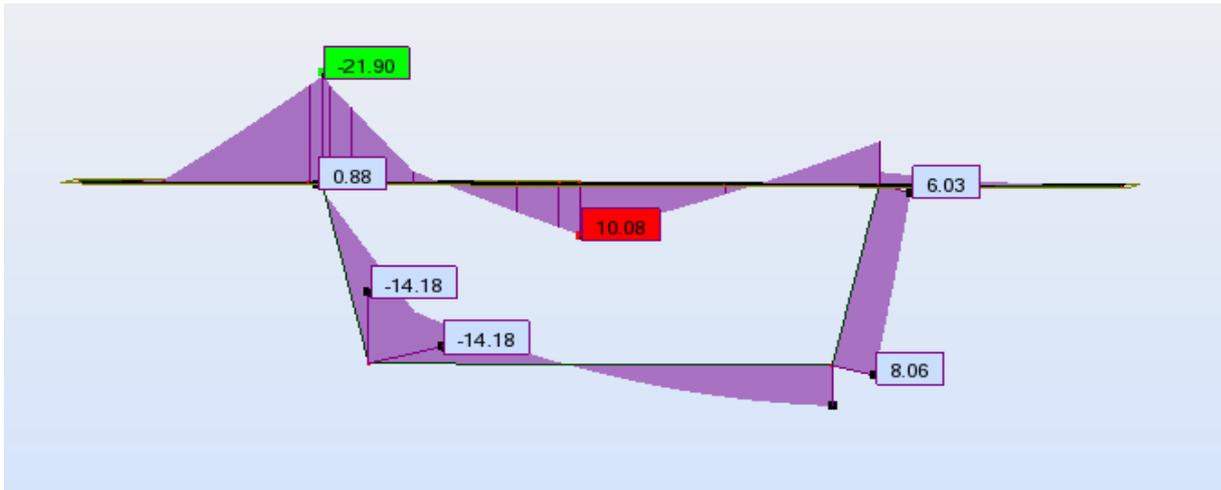


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

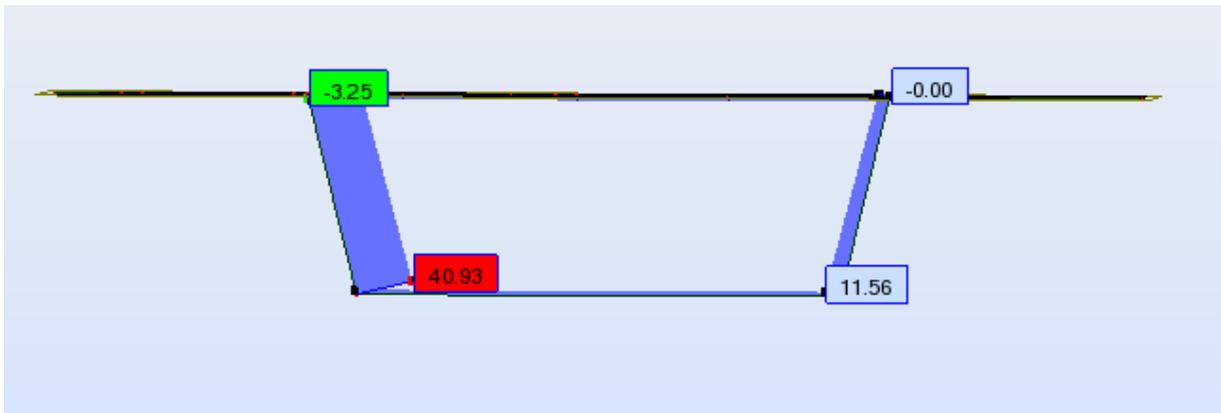


Diagramme des efforts normaux à l'ELS