

**République Algérienne Démocratique et Populaire**

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



# PROJET DE FIN D'ETUDE



En vue d'obtention du Diplôme Master en Génie Civil  
Option : Voies et Ouvrages d'Art

## Etude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension



Proposé par : l'Agence Nationale des Autoroutes (A.N.A)

Réalisé par :

- SMAINI Yacine
- BEN YUCEF Arezki

Encadré par :

Mr. OUGUEMAT Ali

Promotion 2016/2017

# REMERCIEMENT

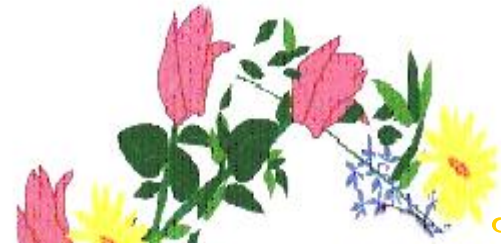
✚ Nos premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

✚ Nous tenons à remercier grandement Mr OUGUEMAT pour ses grandes disponibilités ses encouragements et ses précieux conseils tout au long de la rédaction de ce mémoire. Nous voudrions aussi exprimer notre gratitude au personnel de l'Agence National des Autoroutes qui nous a proposé le projet pour leur hospitalité.

✚ Nous remercions également tout le personnel de UMMTO, particulièrement nos enseignants, qui nous ont aidé et enrichi nos connaissances, durant les cinq ans de notre formation.

✚ Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail. Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Yacine et Arezki



🌸🌸 *Dédicaces* 🌸🌸

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

*Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce modeste travail que je dédie à:*

- 🌸 *Mes très chère parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.*
- 🌸 *Mes frères et mes sœurs et à toute ma famille « ben youcef »*
- 🌸 *A mon encadreur **Mr. OUGEMAT.A***
- 🌸 *A Mon binôme yacine*
- 🌸 *A toute la **promotion « VOA 2017 »**, en particulier Tahar, Salim, Bilal, Rezkj, Massinissa, Ali, Rafik.....*
- 🌸 *Tous mes collègues sans exception.*
- 🌸 *A vous...merci*

*Arezki*





🌸🌸 *Dédicaces* 🌸🌸

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

*Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce modeste travail que je dédie à:*

🌸 *Mes très chère parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.*

🌸 *Mes frères et à toute ma famille « Smaini »*

🌸 *A mon encadreur **Mr. OUGEMAT.A***

🌸 *A Mon binôme Arezki*

🌸 *A tous mes amis*

🌸 *A toute la **promotion « VOA 2017 »**, en particulier Tahar, Salim, Bilal, Rezki, Ali, Massinissa et Rafik,*

🌸 *Tous mes collègues sans exception.*

🌸 *A vous...merci*

**YACINE**



# ***SOMMAIRE***

## **Introduction générale**

### **CHAPITRE I: Présentation et description du projet**

I- Présentation du projet.....	1
I-1- Données fonctionnelles.....	2
I-1-1- Le tracé en plan.....	2
I-1-2- Profile en long.....	2
I-1-3- Profil en travers.....	3
I-2- Données naturelles.....	3
I-2-1- Données géomorphologiques.....	3
I-2-2- Données sismologiques.....	3
I-2-3- Données climatiques.....	3
I-2-3-1- La température.....	3
I-2-3-2- La neige.....	3
I-2-3-3- Le vent.....	3
I-3- Données géotechniques.....	3
I-4- Conclusion.....	5
II- Caractéristiques mécaniques es matériaux.....	5
II-1- Introduction.....	5
II-1-1- Béton.....	5
II-1-1-1- Résistance du béton.....	5
II-1-1-1-a- La résistance caractéristique à la compression.....	5
II-1-1-1-b- La résistance caractéristique à la traction.....	6
II-1-1-2- Contraintes admissibles de compression du béton.....	6
II-2- Aciers.....	7
II-2-1- Aciers passif.....	8
II-2-1-1- La limite élastique.....	8
II-2-1-2- Module d'élasticité longitudinale de l'acier.....	8

II-2-1-3- Contrainte limite de traction.....	8
II-2-2- Les aciers actifs.....	8
II-2-2-1- Caractéristiques géométriques.....	8
II-2-2-2- Caractéristiques mécaniques.....	8
<b>CHAPITRE II : Choix du type d'ouvrage.</b>	
II- Introduction.....	9
II-1- Critères de choix du type d'ouvrage.....	9
II-2- Les paramètres intervenant dans le choix du type d'ouvrage.....	9
II-3- Présentation des variantes.....	9
II-3-1- Variante I : pont mixte a poutres multiples.....	9
II-3-1-1- Introduction.....	9
II-3-1-2- Implantation des appuis.....	9
II-3-1-3- Avantages et inconvénients.....	10
II-3-2- Variante II : pont à caisson fermé.....	11
II-3-2-1- Introduction.....	11
II-3-2-2- Implantation des appuis.....	11
II-3-2-3- Avantages et inconvénients.....	12
II-3-3- Variante III : pont a poutres précontraintes.....	12
II-3-3-1- Introduction.....	12
II-3-3-2- Implantation des appuis.....	13
II-3-3-3- Avantages et inconvénients.....	13
II-4- Analyse multicritères.....	14
II-5- Conclusion.....	14
<b>CHAPITRE III : Caractéristiques du tablier.</b>	
III- Introduction.....	15
III-1- Pré-dimensionnement des éléments du tablier.....	15
III-1-1- Les poutres.....	15
III-1-2- L'hourdis.....	18
III-2- Caractéristiques géométriques des poutres.....	18
III-2-1- Notation.....	18

III-2-2- Caractéristiques géométriques des sections brutes.....	20
III-2-2-1- Poutre de rive et poutre intermédiaire sans hourdis.....	20
III-2-1-2- Poutre de rive et poutre intermédiaire avec hourdis.....	20
III-2-3- Caractéristiques géométriques de la section nette.....	20

## **CHAPITRE IV : Calcul des charges et surcharges.**

IV- Introduction.....	22
IV-1- Les charges permanentes.....	22
IV-1-1- Les éléments porteurs.....	22
IV-1-1-1- La dalle (Hourdis).....	22
IV-1-1-2- La poutre.....	23
IV-1-1-3- Poids propre des entretoises et des amorces.....	24
IV-1-1-3-a- Les entretoises.....	24
IV-1-1-3-b- Les amorces.....	25
IV-1-1-4- Les compléments des charges permanentes.....	25
IV-1-1-4-a- Poids de la chaussée.....	25
IV-1-1-4-b- Poids du trottoir.....	25
IV-1-1-5- Poids total du tablier.....	26
IV-1-2- Les surcharges.....	26
IV-1-2-1- Système de charges A(L).....	27
IV-1-2-2- Système de charges B.....	27
IV-1-2-2-a- Système Bc.....	27
IV-1-2-2-b- Système Bt.....	29
IV-1-2-2-c- Système Br.....	30
IV-1-2-3- Surcharge militaire Mc120.....	30
IV-1-2-4- Charge exceptionnelle D240.....	30
IV-1-2-5- Surcharge sur trottoirs.....	31

## **CHAPITRE V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres.**

V- Introduction.....	33
V-1- Calcul des moments fléchissant longitudinaux.....	33
V-1-1- Moments engendrés par les charges permanente.....	33

V-1-2- Moments engendrés par la surcharge A(L).....	33
V-1-3- Moments engendrés par les surcharges sur les trottoirs.....	34
V-1-4- Moments engendrés par les surcharges « Bc ».....	34
V-1-5- Moments engendrés par les surcharges « Bt ».....	42
V-1-6- Moments engendrés par la surcharge Mc120.....	44
V-1-7- Moments engendrés par la surcharge D240.....	45
V-2- Calcul des efforts tranchants.....	46
V-2-1- Les efforts tranchants engendrés par les charges permanentes.....	46
V-2-2- Les efforts tranchants engendrés par la surcharge A(L).....	46
V-2-3- Les efforts tranchants engendrés par les surcharges sur les trottoirs.....	47
V-2-4- Les efforts tranchants engendrés par la surcharge « Bc ».....	48
V-2-5- Les efforts tranchants engendrés par la surcharge « Bt ».....	48
V-2-6- Les efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc120.....	49
V-2-7- Les efforts tranchants engendrés par la surcharge D240.....	49
<b>CHAPITRE VI : Modélisation.</b>	
VI- Introduction.....	51
VI-1- Présentation du logiciel Robot.....	51
VI-2- Model de calcul .....	51
VI-2-1- Les cas de charge à considérer.....	52
VI-2-2- Les étapes de modélisation.....	52
VI-3- Efforts internes dans les poutres.....	61
VI-4- Etude du platelage.....	63
VI-4-1- Méthode numérique (Robot millenium) .....	63
VI-4-2- Les résultats obtenus avec le logiciel Robot millenium.....	64
VI-4-3- Le ferrailage.....	66
VI-5- Etude de la torsion.....	72
VI-5-1- Effet de la torsion.....	72
<b>CHAPITRE VII : Etude des entretoises d'about.</b>	
VII-1- Définition du rôle d'entretoise d'about.....	74
VII-2- Calcul des efforts internes (M et T) dans l'entretoise .....	74

VII-3- Ferrailage de l'entretoise.....	81
<b>CHAPITRE VIII : Etude de la précontrainte.</b>	
VIII-1- Qu'est ce que la précontrainte? .....	85
VIII-2- Précontrainte par post-tension.....	85
VIII-3- Dimensionnement de la précontrainte.....	86
VIII-3-1- Précontrainte minimale.....	86
VIII-3-2- Calcul du nombre de câbles.....	88
VIII-3-3- Vérification des sections.....	89
VIII-3-4- Détermination du nombre de câbles a l'about.....	90
VIII-4- Tracé des câbles.....	90
VIII-4-1- Positionnement.....	90
VIII-4-2- Principe.....	90
VIII-4-3- Application au projet.....	92
VIII-4-4- Tracé des câbles.....	94
VIII-4-5- Câble moyen fictif.....	95
VIII-5- Caractéristiques géométriques des sections nettes .....	96
VIII-6- Fuseaux limites.....	98
VIII-7- Les pertes de tensions.....	100
VIII-7-1- Les pertes instantanées.....	100
VIII-7-1-1- Pertes par frottement.....	100
VIII-7-1-2- Perte par recul d'encrage.....	101
VIII-7-1-3- Perte due a la relaxation des aciers.....	108
VIII-7-1-4- Perte due au fluage.....	109
VIII-8- Pertes différées totales et tension finale probable.....	111
<b>CHAPITRE IX : Justification des contraintes normales.</b>	
IX- Justification des contraintes normales.....	112
IX-1- Justification à l'E.L.S.....	112
IX-1-1-Distance des armatures de précontrainte aux parements.....	112
IX-1-2- Armatures de précontrainte (actives) .....	113
IX-2- Ferrailage passif longitudinal.....	116

IX-3- Justification à l'E.L.U.....	117
------------------------------------	-----

## **CHAPITRE X : Justification des contraintes tangentielles.**

X- Introduction.....	121
X-1-Justification des contraintes à l'ELS.....	121
X-1-1-Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.....	121
X-1-2- Application au projet.....	122
X-2- Justification à l'ELU.....	124
X-2-1- Armatures transversale minimales.....	124
X-2-2- Justification des armatures transversales .....	124
X-2-3- Justification des bielles de compression du béton .....	125
X-2-4- Justification des armatures longitudinales .....	126

## **CHAPITRE XI : Etude de la zone d'about.**

XI-1- Zone d'appui simple d'about.....	127
XI-1-1 Justification de la bielle d'about.....	127
XI-1-2- Justification de l'équilibre du coin inférieur.....	130
XI-1-3- Des justifications relatives à l'introduction des forces de précontraintes.....	131
XI-1-4- Equilibre de la zone de 1ère régularisation.....	132
XI-1-5- Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation .....	133
XI-1-6 Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure.....	134
XI-2- Application au projet.....	134

## **CHAPITRE XII : Calcul des déformations.**

XII-1- Calcul des flèches.....	140
XII-1-1- Flèche due au poids propre .....	140
XII-1-2- Flèche aux surcharges.....	140
XII-1-3- Contre flèche.....	141
XII-1-4- Flèche totale.....	143
XII-2- Calcul des rotations.....	143
XII-2-1- Sous le poids propre.....	143
XII-2-2 Sous les surcharge.....	143
XII-2-3 Sous la précontrainte.....	143

XII-2-4-Rotation résultante.....	143
XII-3- Calcul des déplacements d'appui.....	143
XII-3-1- Déplacement due à la rotation.....	143
XII-3-2-Déplacement du au retrait .....	143
XII-3-3-Déplacement du fluage.....	144
XII-3-4-Déplacement du à la variation de la température.....	144
XII-3-5- Déplacement total.....	144

### **CHAPITRE XIII : Etude des équipements d'un pont.**

XIII-1- Les appareilles d'appuis.....	145
XIII-1-1- Le type d'appareil d'appui choisit pour notre ouvrage.....	145
XIII-1-2- Dimensionnement des appareils d'appuis .....	146
XIII-2- Vérification de l'appareil d'appui.....	149
XIII-3- Dimensionnement des frettes.....	149
XIII-4- Les dés d'appui.....	150
XIII-4-1- Dimension du dé d'appui.....	150
XIII-4-2- Ferrailage du dé d'appui .....	151
XIII-5- Joints de chaussée.....	152
XIII-5-1- Choix du type de joint.....	152
XIII-5-2- Calcul du souffle du joint.....	152
XIII-5-2-1- Rotation d'extrémité sous chargement.....	152
XIII-5-2-2- Dilatation thermique.....	153
XIII-5-2-3- Retrait.....	153
XIII-5-2-4- Fluage .....	153
XIII-6- Conclusion.....	153

### **CHAPITRE XIV : Etude sismique.**

XIV-1- Calcul de la masse de la structure (M) .....	154
XIV-2- Analyse de la structure.....	154
XIV-2-1- Caractéristique de l'ouvrage et du site d'implantation.....	154
XIV-3- Détermination des actions sismiques.....	155
XIV-4- Calcul de la période fondamental de l'ouvrage (T) .....	155

XIV-4-1- Calcul de la raideur de la structure.....	155
XIV-5- Spectre de réponse.....	156
XIV-6- Spectre de dimensionnement .....	158
XIV-7- Effet sismique dans le sens longitudinal.....	158
XIV-7-1- Calcul élastique ( $q=1$ ) .....	158
XIV-7-2- Calcul inélastique (dimensionnement $q>1$ ) .....	159
XIV-8- Effet sismique dans le sens transversal.....	159
XIV-8-1- Calcul des efforts sismiques transversaux.....	161
XIV-9- Effet sismique dans le sens vertical.....	162
XIV-9-1- Calcul de la période dans le sens vertical.....	162
XIV-9-2- Calcul des périodes correspondantes pour chaque point nodal.....	162
XIV-9-3- Calcul du déplacement vertical.....	163
XIV-10- Récapitulatif des résultats .....	163
XIV-11- Combinaisons des composantes de l'action sismique.....	163
XIV-11-1- Calcul en déplacements.....	164
<b>CHAPITRE XV : Etude de la pile.</b>	
XV-1- Pré dimensionnement de la pile.....	165
XV-1-1- Etude du chevêtre.....	165
XV-1-1-1- Evaluation des charges et surcharges.....	165
XV-1-1-2- Calcul des sollicitations.....	166
XV-1-1-3- Ferrailage du chevêtre a la flexion.....	167
XV-1-1-4- Etude et ferrailage du chevêtre a la torsion.....	168
XV-1-2- Etude du fût .....	170
XV-1-2-1- Evaluation des efforts .....	170
XV-1-2-2- Stabilité du fût au flambement .....	172
XV-1-2-3- Calcul d'une section circulaire en flexion composée.....	172
XV-1-3- Etude de la semelle .....	174
XV-1-4- Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) .....	175
XV-1-5- Ferrailage des pieux.....	178

## **CHAPITRE XVI : Etude de la culée.**

XVI-1- Pré dimensionnement de la culée.....	182
XVI-2- Evaluation des efforts sollicitant la culée.....	182
XVI-2-1- Calcul du coefficient de poussée.....	182
XVI-2-2- Poussée des surcharges de remblai.....	183
XVI-2-3- Calcul des sollicitations.....	183
XVI-2-4- Vérification de la stabilité de la culée à vide.....	184
XVI-3- Conclusion.....	185

## *Liste des figures*

### **Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.**

Figure. I.1: Vue satellite du site de l'implantation de l'ouvrage.....	1
Figure. I.2: Le tracé en plan.....	2
Figure. I.3: Profil en long.....	4
Figure. I.4: Profil en travers.....	4
Figure. I.1: Evolution de la résistance en fonction de l'âge du béton.....	6

### **Chapitre II : Choix du type d'ouvrage.**

Figure. II.1: schéma de l'implantation des piles.....	10
Figure. II.2: schéma de l'implantation de pile.....	11
Figure. II.3: schéma de l'implantation des piles.....	13

### **Chapitre III : Caractéristiques du tablier.**

Figure.III.1: Coupe transversale d'une poutre.....	15
Figure.III.2: Notations utilisées.....	19
Figure.III.3: caractéristiques géométriques de la poutre.....	19

### **Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges.**

Figure. IV.1: Dimension de hourdis revenant aux poutres.....	22
Figure. IV.2: Coupe longitudinale de l'âme de la poutre.....	23
Figure. IV.3: Détails entretoise et amorces section d'about.....	24
Figure. IV.4: Revêtement.....	25
Figure. IV.5: Disposition de système Bc.....	28
Figure. IV.6: Disposition de système Bt.....	29
Figure. IV.7: Caractéristique de système Mc120.....	30
Figure. IV.8: Caractéristiques de système D240.....	31

### **Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres.**

Figure. V.1: Répartition longitudinale de la charge permanente G.....	33
Figure. V.2: Recherche du moment maximal.....	35
Figure. V.3: recherche du moment maximal.....	35
Figure. V.4: ligne d'influence du moment sous P3.....	36
Figure. V.5: lignes d'influences sous P4.....	37
Figure. V.6: Chargement type sous un tandem (système Bt).....	42
Figure. V.7: moment max. sous P1.....	42
Figure. V.8: Position de Mc120.....	44
Figure. V.9: position de D240 sur la travée.....	45
Figure. V.10: Schéma statique d'une poutre.....	46
Figure. V.11: Ligne d'influence de l'effort tranchant à 0,1.....	46
Figure. V.12: Position du système Bc donnant T max à 0,0.....	48
Figure. V.13: surcharge Bt.....	48

Figure. V.14: surcharge Mc120.....	49
Figure V.15:surcharge D240.....	49

## **Chapitre VI : Modélisation.**

Figure. VI.1: Vue du modèle de tablier en 3D.....	51
Figure. VI.2: Modélisation du tablier.....	54
Figure. VI.3: Définition des appuis.....	55
Figure. VI.4: Chargement sous le poids du revêtement.....	56
Figure. VI.5: Chargement sous le poids des trottoirs.....	56
Figure. VI.6: Chargement sous le poids du garde corps.....	56
Figure. VI.7: Chargement sous le poids des glissières de sécurités.....	57
Figure. VI.8: Chargement sous le poids des corniches.....	57
Figure. VI.9: Chargement sous le système A(1).....	57
Figure. VI.10: Chargement sous le poids des surcharges sur trottoir.....	58
Figure. VI.11: Chargement sous le système Bc.....	58
Figure. VI.12: Chargement sous le système Mc120.....	59
Figure. VI.13: Chargement sous le système D240.....	59
Figure. VI.14: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	61
Figure. VI.15: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	61
Figure. VI.16: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	62
Figure. VI.17: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	62
Figure. VI.18: Diagramme du moment fléchissant max sous la poutre la plus sollicitée.....	62
Figure. VI.19: Diagramme de L'effort tranchant Max sous la poutre la plus sollicitée.....	63
Figure. VI.20: Le ferrailage général de platelage (donné par le logiciel robot millenium)....	70
Figure. VI.21: Plan Ferrailage de lit supérieur.....	70
Figure. VI.22: Plan Ferrailage de lit inferieur.....	71
Figure. VI.23 : section de torsion.....	72

## **Chapitre VII : Etude des entretoises d'about.**

Figure.VII.1: Surface d'influence de l'entretoise.....	74
Figure. VII.2: Calcul de Moment fléchissant.....	75
Figure. VII.3: Ligne d'influence demoment.....	76
Figure. VII.4: Ligne d'influence de T.....	76
Figure. VII.5: Ligne d'influence de M.....	77
Figure. VII.6: Ligne d'influence de T.....	77
Figure. VII.7: Surface d'influence d'une chenille sur l'entretoise d'about.....	78
Figure. VII.8: Ligne d'influence de M (Mc120).....	78
Figure. VII.9: Ligne d'influence de T (Mc120).....	79
Figure. VII.10: Ligne d'influence de M (D240).....	80
Figure.VII.11: Coupe de ferrailage de l'entretoise d'about.....	84

Figure. VII.12: Plan de ferrailage de l'entretoise d'about.....	84
---	----

### **Chapitre VIII : Etude de la précontrainte.**

Figure. VIII.1: Tracé d'un câble.....	91
Figure. VIII.2: Tracé du câble émargeant.....	92
Figure. VIII.3: Disposition des câbles.....	93
Figure. VIII.4: Tracé des câbles.....	94
Figure. VIII.5: Composantes de la force de précontrainte.....	96
Figure. VIII.6: Diagramme de chute de tension avant et après blocage du 1er câble.....	102

### **Chapitre IX : Justification des contraintes normales.**

Figure. IX.1: Diagramme des contraintes.....	116
Figure. IX.2: Diagramme des déformations et des contraintes à E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.....	118

### **Chapitre XI : Etude de la zone d'about.**

Figure. XI.1: La bielle d'about.....	127
Figure. XI.2: Equilibre du coin inférieur ( $\alpha = \theta$ ).....	130
Figure. XI.3 : La zones d'aval d'application de la précontraintes et la zone de régularisation.....	131
Figure. XI.4: Prisme symétrique.....	131
Figure. XI.5: Equilibre général.....	133
Figure. XI.6: Sollicitations dans l'état d'équilibre général de diffusion.....	133
Figure. XI.7: Zone de 1ère régularisation (prisme symétrique).....	135
Figure. XI.8: Composantes des efforts de précontraintes.....	136
Figure. XI.9: Contraintes normales et tangentielles.....	137
Figure. XI.10: Ferrailage de la zone d'about.....	139

### **Chapitre XII : Calcul des déformations.**

Figure.XII.1: Diagramme des moments dans une poutre.....	141
Figure.XII.2: Diagramme des moments sous la précontrainte... ..	142

### **Chapitre XIII : Etude des équipements d'un pont.**

Figure. XIII.1: disposition des appareils d'appuis.....	145
Figure. XIII.2: Appareil d'appui en élastomère frette.....	146
Figure. XIII.3: Dimensions de l'appareil d'appui.....	146
Figure. XIII.4: Contrainte de cisaillement engendré par les différentes sollicitations.....	147
Figure. XIII.5: Détails de l'appareil d'appui.....	150
Figure. XIII.6: Dimensions en plan du dé d'appui.....	150
Figure. XIII.7: Ferrailage du dé d'appui.....	151
Figure. XIII.8: Rotation d'extrémité du tablier sous chargement.....	152
Figure. XIII.9: joint de chaussée type FT150 (Freyssinet).....	153

## **Chapitre XIV : Etude sismique.**

Figure.XIV.1: Model mécanique de la structure.....	155
Figure.XIV.2: Discrétisation de la structure.....	160

## **Chapitre XV : Etude de la pile.**

Figure. XV.1: Ferrailage du chevetre.....	170
Figure. XV.2: Calcul des paramètres de Walther.....	172
Figure. XV.3: Abaque de Walther.....	173
Figure. XV.4: Ferrailage du fut.....	173
Figure. XV.5: Ferrailage de la semelle en plan (nappe supérieure).....	177
Figure. XV.6: Ferrailage de la semelle en plan (nappe inférieure).....	177
Figure. XV.7: Ferrailage de la semelle.....	178
Figure. XV.8: Système statique des pieux.....	178
Figure. XV.9: Ferrailage de pieux.....	181

## *Liste des tableaux*

### **Chapitre. II : Choix du type d'ouvrage.**

Tableau. II.1 : implantation de la pile/culée (VI).....	10
Tableau. II.2: implantation de la pile/culée (VII).....	12
Tableau. II.3: implantation de la pile/culée (VIII).....	13
Tableau. II.4 : Analyse multicritères.....	14

### **Chapitre III : Caractéristiques du tablier.**

Tableau. III.1 : Calcul de l'inertie de la section médiane.....	20
Tableau. III.2 : Calcul de l'inertie de la section d'about.....	20
Tableau. III.3 : Inertie des poutres intermédiaires et de rives avec hourdis.....	21
Tableau. III.4 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques.....	21

### **Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges.**

Tableau. IV.1 : Récapitulation des charges permanentes.....	26
Tableau. IV.2 : Classe de pont.....	26
Tableau. IV.3 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge.....	27
Tableau. IV.4 : Coefficient $b_c$ .....	28
Tableau. IV.5 : Charge par essieu (système) $B_c$ .....	29
Tableau. IV.6 : Charge par essieu (système) $B_t$ .....	30
Tableau. IV.7 : Valeurs du coefficient dynamiques $\delta$ .....	32

### **Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres.**

Tableau. V.1: Valeurs des moments dans les différentes sections sous les charges permanentes.....	33
Tableau .V.2: Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge « A(L) ».....	34
Tableau. V.3: Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge Sur trottoir.....	34
Tableau. V.4: vérification de l'inégalité (V.2).....	35
Tableau. V.5: lignes d'influence du moment sous $P_3$ .....	36
Tableau. V.6: lignes d'influence du moment sous $P_4$ .....	37
Tableau. V.7: recherche de la section dangereuse $S$ .....	38
Tableau .V.8: Lignes d'influences du moment sous $P_1$ .....	38
Tableau .V.9: Lignes d'influences du moment sous $P_2$ .....	38
Tableau .V.10: recherche de la section dangereuse $S$ .....	39
Tableau .V.11: Lignes d'influences du moment sous $P_2$ .....	39
Tableau .V.12: recherche de la section dangereuse $S$ .....	39
Tableau .V.13: Lignes d'influences du moment sous $P_2$ .....	40
Tableau .V.14: Lignes d'influences du moment sous $P_3$ .....	40
Tableau .V.15: recherche de la section dangereuse $S$ .....	40

Tableau .V.16: Lignes d'influences du moment sous $P_3$ .....	40
Tableau .V.17: recherche de la section dangereuse S.....	41
Tableau .V.18: Lignes d'influences du moment sous $P_3$ .....	41
Tableau .V.19: Lignes d'influences du moment sous $P_4$ .....	41
Tableau .V.20: Moments de la surcharge Bc dans les différentes sections.....	42
Tableau .V.21: lignes d'influence du moment sous $P_1$ .....	43
Tableau .V.22: lignes d'influence du moment sous $P_2$ .....	43
Tableau .V.23: Moments des surcharges Bt dans les différentes sections.....	44
Tableau .V.24: Moments des surcharges Mc 120 dans les différentes sections.....	45
Tableau .V.25: Moment des surcharges D240 dans les différentes sections.....	45
Tableau .V.26: effort tranchant dans les différentes sections sous G.....	46
Tableau .V.27: effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge A (L).....	47
Tableau .V.28: effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge trottoirs..	47
Tableau .V.29: lignes d'influence due à la surcharge BC à 0,0 L.....	48
Tableau .V.30: efforts tranchants dus à la surcharge BC dans les différentes sections.....	48
Tableau .V.31: Effort tranchants engendré par la surcharge Bt.....	49
Tableau .V.32: Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120.....	49
Tableau .V.33: Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240.....	50
Tableau .V.34: récapitulatif des efforts internes longitudinaux le long de la poutre.....	50

## **Chapitre VI : Modélisation.**

Tableau.VI.1 : valeurs des charges considérées.....	52
Tableau.VI.2 : les différentes combinaisons.....	60
Tableau.VI.3 : Efforts internes maximum dans les poutres.....	63
Tableau.VI.4 : calcul de l'inertie de torsion $\tau$ .....	73
Tableau.VI.5 : moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme.....	73

## **Chapitre VII : Etude des entretoises d'about.**

Tableau.VII.1: Moment et effort tranchant.....	80
Tableau.VII.2: Combinaison des efforts internes.....	80
Tableau.VII.3: Moment et effort tranchant après combinaison.....	80

## **Chapitre VIII : Etude de la précontrainte.**

Tableau .VIII.1: caractéristiques de la section nette (intermédiaire).....	87
Tableau .VIII.2: Paramètres de calcul de la 1ere et 2eme famille de câbles.....	94
Tableau .VIII.3: Récapitulatif des longueurs des câbles.....	95
Tableau .VIII.4: Câble moyen fictif.....	96
Tableau .VIII.5: Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule).....	97
Tableau .VIII.6: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.....	97
Tableau .VIII.7: Caractéristiques de la section d'about+ hourdis.....	98
Tableau .VIII.8: Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.....	98
Tableau .VIII.9: Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre+hourdis).....	99
Tableau .VIII.10: Caractéristiques du fuseau limite de compression.....	100

Tableau. VIII.11: Perte par frottement.....	101
Tableau. VIII.12: Pertes par recul d'encrage.....	104
Tableau. VIII.13: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille).....	105
Tableau. VIII.14: Pertes subies par la 1ère famille lors de la mise en tension de la 2 <sup>ème</sup> famille.....	106
Tableau. VIII.15: Pertes instantané totales à différentes sections (MPa).....	106
Tableau. VIII.16: Tensions initiales probables $\sigma_{pi}$ (MPa).....	107
Tableau. VIII.17: Valeurs des pertes dues au retrait du béton.....	108
Tableau. VIII.18: Pertes dans les câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille.....	109
Tableau. VIII.19: Pertes dans les câbles de la 2 <sup>ème</sup> famille.....	109
Tableau. VIII.20: Pertes par fluage dans les câbles de la 1ère famille.....	110
Tableau. VIII.21: Pertes par fluage dans les câbles de la 2ème famille.....	110
Tableau. VIII.22: Pertes différées totales.....	111
Tableau. VIII.23: Moyenne des pertes différées dans les différentes sections.....	111
Tableau. VIII.24: Pourcentage des pertes.....	111

### **Chapitre IX : Justification des contraintes normales.**

Tableau. IX.1: Valeur limites des contraintes dans le béton.....	112
Tableau. IX.2 : Valeurs de $f_{cj}$ et $f_{tj}$ .....	113
Tableau. IX.3 : les caractéristiques géométriques de section nette.....	113
Tableau. IX.4 : Les différentes phases de construction.....	114
Tableau. IX.5 : Contraintes dans les différentes phases.....	115

### **Chapitre X : Justification des contraintes tangentielles.**

Tableau. X.1: Caractéristiques géométriques de la section nette à $x = 0,00 L$ .....	122
Tableau. X.2 : Vérifications des contraintes de cisaillement.....	123

### **Chapitre XI : Etude de la zone d'about.**

Tableau. XI.1 : Valeurs de $\theta_k$ .....	129
Tableau. XI.2 : Calcul de la section d'armature.....	131
Tableau. XI.3 : calcul de l'effort tranchant.....	138

### **Chapitre XII : Calcul des déformations.**

Tableau. XII.1 : Valeurs de $\sigma_{pm}$ dans les différentes sections.....	141
Tableau. XII.2 : Valeurs des moments aux différentes sections.....	142

### **Chapitre XIV : Etude sismique.**

Tableau. XIV.1 : valeur de calcul de la période.....	160
--	-----

### **Chapitre XV : Etude de la pile.**

Tableau. XV.1 : Valeurs des charges et surcharges eux états limites.....	166
Tableau. XV.2 : Evaluation des efforts.....	167
Tableau. XV.3 : Efforts interne à l'E.L.U et l'E.L.S dans le chevêtre.....	167
Tableau. XV.4 : Combinaison des efforts.....	171
Tableau. XV.5 : Les valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}$ , $\chi_{\theta P}$ .....	180

Tableau. XV.6 : Récapitulatif donnant les moments en fonction de Z.....	180
---	-----

### **Chapitre XVI : Etude de la culée.**

Tableau. XVI.1: Récapitulatif des accélérations pour les quatre cas de séisme.....	183
Tableau. XVI.2: Calcul des moments et des efforts globaux.....	184
Tableau. XVI.3 : Résultats du calcul de la poussée à vide.....	185

## ***Introduction générale:***

L'évolution de la technologie des ponts peut être divisée en deux périodes : la période romaine et la période contemporaine. Le pont représentatif dans la période romaine était le pont en arc en plein cintre. Le matériau de construction de base était la pierre. Pendant plus de 2 000 ans, la conception des ponts n'a pas connu d'évolution, jusqu'à la période contemporaine a commencé avec la révolution industrielle, lorsque le développement des échanges commerciaux a nécessité la construction d'une grande quantité de réseaux de chemins de fer, de routes et de ponts et où parallèlement les connaissances théoriques ont fait des progrès considérables. Cette période a commencé il y a près de 200 ans. Elle est marquée par le développement des ponts en béton armé puis en précontraints, des ponts suspendus de grandes portées et des ponts à haubans, qui ont tous été rendus possibles avec l'introduction de l'acier.

D'une façon générale, Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, etc.) en passant par-dessus cette séparation. Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil.

La conception de ce dernier doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles (ou les données naturelles) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception.

L'élaboration d'un projet de pont procède, quel qu'en soit le maître d'ouvrage, par étapes : étapes techniques, qui sont assez semblable pour tous types d'ouvrages, et étapes administratives, qui dépendent de la nature et de la destination d'ouvrages.

En premier lieu notre tâche sera basée sur la recherche d'une meilleure Conception de ce pont, en tannent compte des paramètres de choix et des contraintes du site et du tracé routier, on proposera quelques solutions envisageables pour retenir la variante qui nous fournit une bonne solution à notre travail, afin de rentrer dans une étude détaillé.

# CHAPITRE I

## Présentation et description de l'ouvrage

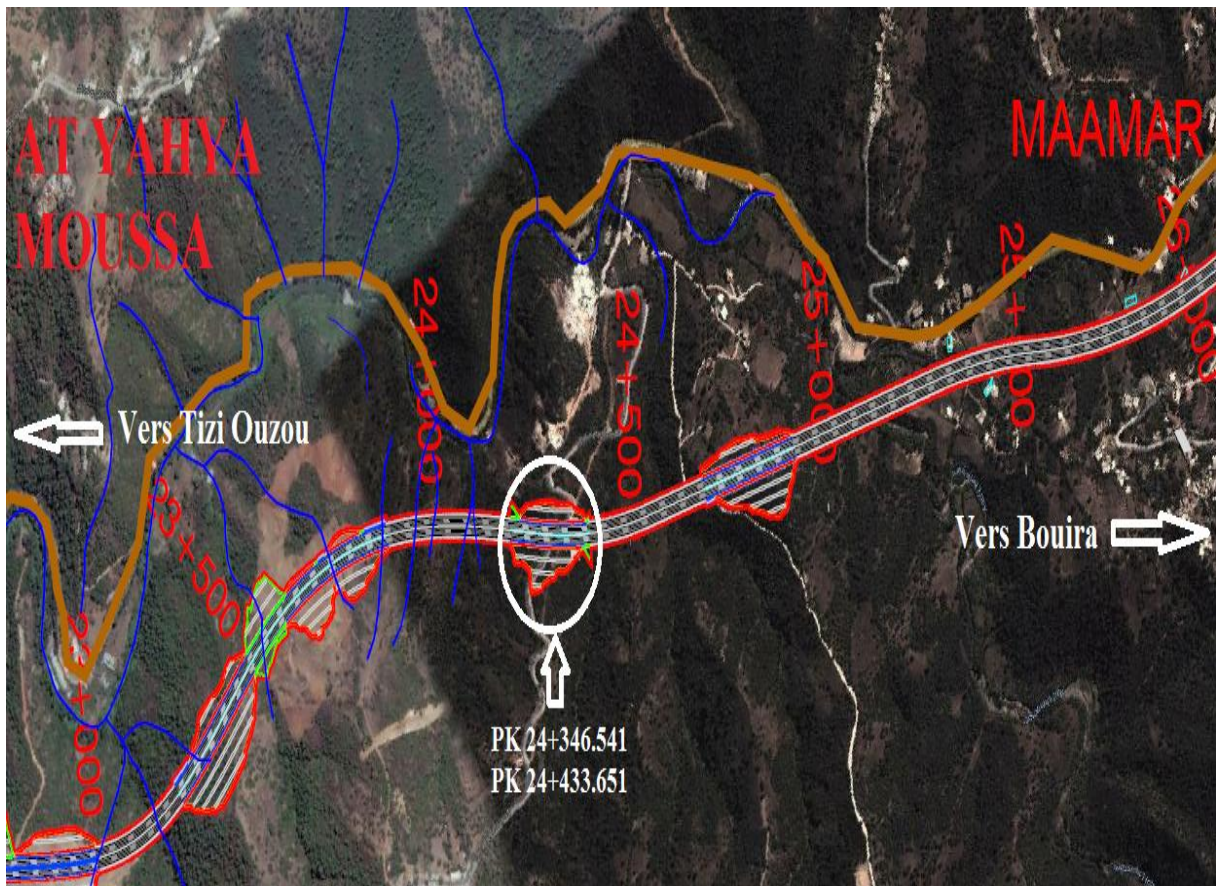
### I. Présentation du projet :

Notre projet nous a été proposé par l'ANA (Agence Nationale des Autoroutes), il consiste à faire la conception et l'étude d'un pont routier droit à poutres multiples) dans une voie express à un seul « 1 » sens. Ce pont fait partie du projet de la pénétrante qui relie la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia sur 48 km.

Ce viaduc connu sous le code **V14** sera implanté dans la région de Draa El Mizan entre les points kilométriques 24+346.451 et 24+433.651 en partant de Tizi-Ouzou, nous a été proposé par l'ANA (Agence Nationale des Autoroutes).

- Une longueur de 90 m.
- Une largeur de 13.80 m.
- Une pente longitudinale de 1.2 %.

**Remarque : l'ouvrage se compose de deux ponts parallèles et identiques mais l'étude est faite pour un seul pont**



**Figure-I-1:** vue satellite du site de l'implantation de l'ouvrage

## I.1. Donnée fonctionnelle :

### I.1.1. Le tracé en plan :

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

Ce projet présente un alignement droit d'une longueur total de 90 m.

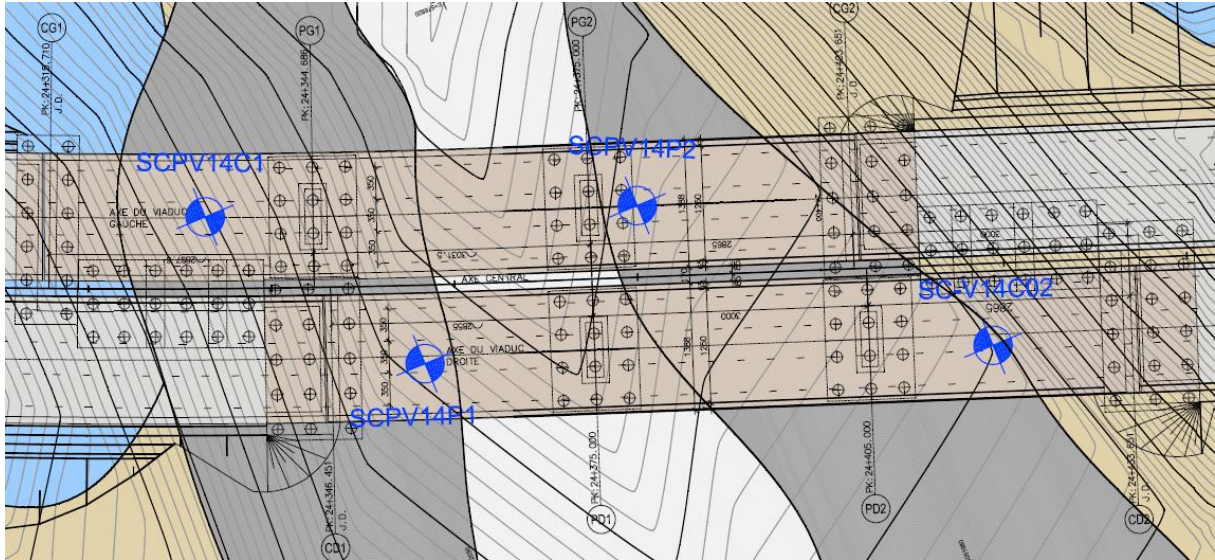


Figure-I-2: Le tracé en plan.

### I.1.2. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles.

Viaduc a quatre appuis : deux culées et deux piles intermédiaires.

Notre ouvrage présente une pente longitudinale de 1,2%.

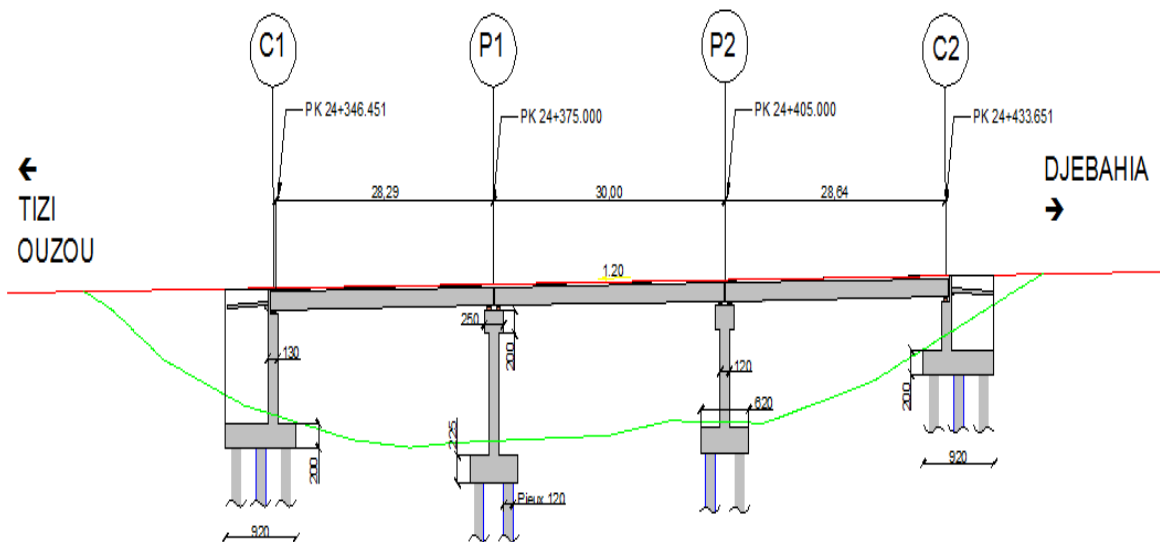


Figure-I-3: profil en long

### I.1.3. 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 de le modifier (par exemple, de 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 rouable :  $L_r = 12,5\text{m}$  ; Nombre de voies = 3 voies. Chaque voie à 3.5m.
- Deux trottoirs de 0.65m
- Glissières de sécurité.
- Pente transversal de 2.5%.

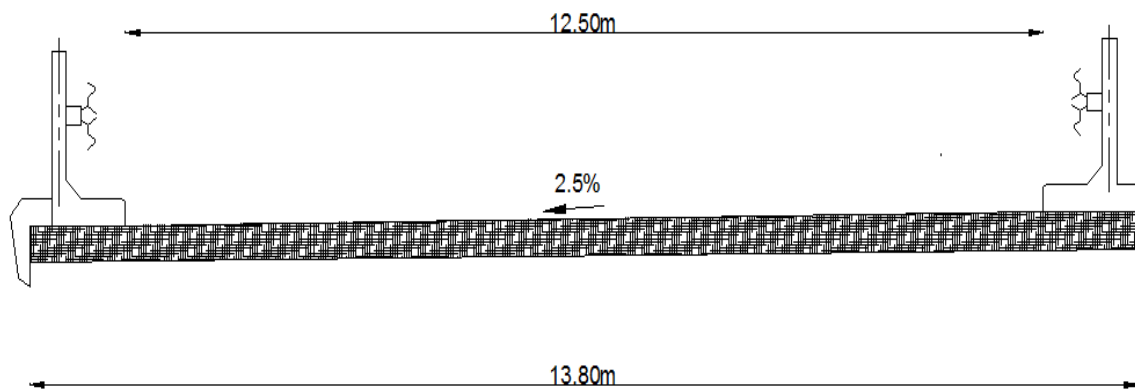


Figure-I-4: profil en travers

### I.2. Données naturelles :

#### I.2.1. Données géomorphologique:

La géomorphologie est la science qui a pour objet la description et l'explication des formes du relief terrestre, dont le but est de savoir le type d'obstacle à franchir.

Ce projet s'agit d'une zone avec des reliefs tendres de petites collines.

#### I.2.2. Données sismologiques :

En ce qui concerne à la sismicité cela a été déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008). Selon la norme citée les ponts qui franchissent ou longent d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants, dedans le groupe 2. La carte de zonage sismique, révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la **Zone IIa** et, pour ce groupe, le coefficient d'accélération à prendre en compte est  $A = 0,25$ , avec:

- $k_h = 0.5 A$  (%g) = forces horizontales = 0,10 g
- $k_v = \pm 0,3 k_h$  = forces verticales = 0,03 g

### **I.2.3. Données climatiques :**

#### **I.2.3.1. La température :**

Les effets de variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis.

L'ouvrage d'art a été considéré comme situé dans une zone à température variable entre :  
Températures Min; Max: 10°C; 35°C ,  $\Delta T$  de calcul = 25°

#### **I.2.3.2. La neige :**

Etant donné que les charges véhiculaires sont supérieures à celles de la neige accumulée et qu'elles n'agissent pas simultanément, les charges de neige seront négligées.

#### **I.2.3.3. Le vent :**

Les effets du vent sont bien pris en compte dans le calcul des constructions et sont effectués au niveau du tablier et au niveau des piles, et la vitesse de référence est prise égale à 28 m/s

### **I.3. Données géotechniques :**

Pour avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage. Il faut partir de l'étude géologique-géotechnique qui définit la nature et stratigraphie du terrain ; les propriétés des couches existantes dans la zone d'influence des fondations et les conditions de l'eau phréatique dans chaque couche dans le but de prévoir les meilleures conditions de stabilité et de rigidité de la structure et définir le type de fondation ainsi que leurs procédés d'exécution.

### **I.4. Conclusion :**

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

## **II. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

### **II.1. Introduction :**

Le choix des matériaux de construction conditionne, en grande partie, la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception suivant les règles BAEL91 modifié 99 qui se base sur la théorie des états limites.

Etat limite ultime :

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage par rupture ou perte de la stabilité.

Etat limite de service :

Correspond à l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites et cela par apparition des fissures ou déformations des éléments.

## II.1.1. Béton :

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée  $f_{c28}$ .

### II.1.1.1. Résistance du béton

La valeur caractéristique du béton notée «  $f_{c28}$  » est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte

Pour un béton âge de J jours on a : (B.A.E.L 91).

Le béton utilisé sera dosé à :

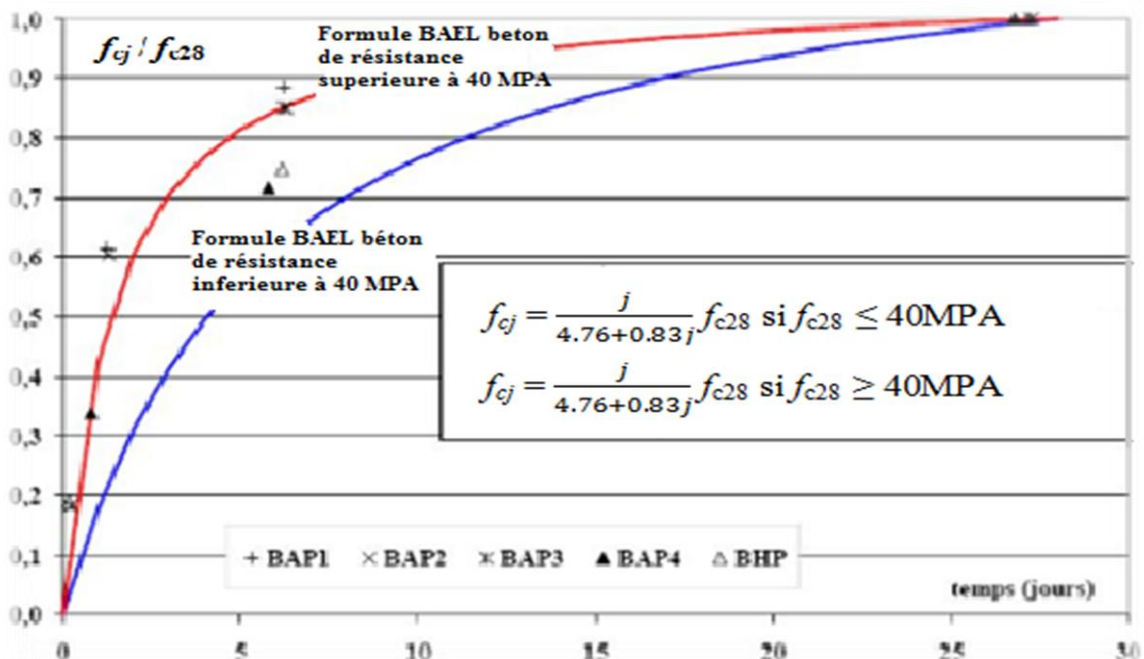
- 350 kg/m<sup>3</sup>, pour les fondations et les pieux.
- 330 kg/m<sup>3</sup> pour les piles et chevêtre et les murs de culés et en aile.
- 320kg /m<sup>3</sup> pour dalle du tablier et les pré-dalles.
- 340kg/m<sup>3</sup> pour les poutres.

Densité : la masse volumique du béton armé  $\gamma = 2,5$  t/m

#### II.1.1.1.a. La résistance caractéristique à la compression :

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours.

- La compression du béton à « j » jours,  $j \geq 28$  jours est :
  - Pour les poutres : 35 MPA
  - pour les appuis et la dalle : 30 MPA
  - pour les pieux et fondations : 30 MPA
- La compression du béton à « j » jours, ( $j < 28$  jours) est :



*Figure-II-1: Évolution de la résistance en fonction de l'âge du béton.*

### II.1.1.1.b. La résistance caractéristique à la traction :

Les bétons en général caractérisés par leur résistance à la compression mais leur résistance à la traction  $f_{tj}$  joue aussi un rôle très important dans leur comportement mécanique ; c'est le cas en particulier pour tout ce que concerne l'adhérence. La résistance à la traction à 28 jours est  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$

$$f_{t28} = \begin{cases} \text{Pour les poutres : } 2.7 \text{ MPA} \\ \text{Pour les pieux et fondation : } 2.4 \text{ MPA} \\ \text{Pour les appuis et la dalle : } 2.4 \text{ MPA} \end{cases}$$

### II.1.1.2. Contraintes admissibles de compression du béton :

#### a) E.L.U :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_b: \text{coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :} \\ 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires.} \\ 1,3 \text{ en situations accidentelles.} \end{cases}$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé - 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.

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

#### b) E.L.S:

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :  $\sigma_b = 0,6 f_{c28}$

#### c) Module de déformation longitudinale du béton « $E$ » :

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

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

#### d) module de déformation longitudinale différée du béton :

Pour des charges de longue durée d'application en tenant compte du retrait et fluage, les effets du fluage du béton rajoutent une déformation complémentaire qui est le double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple.

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{1}{3} E_{ij}$$

L'indice « v » vient de Freyssinet, qui considérait qu'il s'agissait du module «vrai» du béton.

## e) Module de déformation transversale <<G>>:

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

## f) Coefficient de poisson :

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

Le coefficient  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0,3** mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0,2**. Quant au cas d'un béton fissuré,  $\nu$  devient **nul**. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur.  $\nu = 0,2$  pour un béton non fissuré (**ELS**) et  $\nu = 0$  pour un béton fissuré (**ELU**).

## II.2.Acier:

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

- Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

### II.2.1.Aciers passif :

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

#### II.2.1.1.La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **B500**, sa limite élastique est égale à **400MPa**.

Dans les calculs relatifs à l'**ELU**, on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{Pour une situation accidentelle} \\ 1,15 & \text{Pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

#### II.2.1.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Pour les calculs sous sollicitations normale, on substitue aux diagrammes expérimentaux un diagramme idéalisé qui se compose conventionnellement :

- De droite de Hooke, de pente  $E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$  qui est le module d'élasticité.
- D'un palier horizontale d'ordonnée  $f_e$ .

#### II.2.1.3. Contrainte limite de traction :

En fissuration peu nuisible :  $\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$ .

En fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 (n f_t j) 1/2)$ .

En fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (n f_t j) 1/2)$

Avec :  $n = 1,6 \longrightarrow$  Aciers à haute adhérence

### II.2.2. Les aciers actifs :

Ce sont des armatures en acier à haute résistance utilisées pour les constructions en béton précontraint.

- Les armatures actifs sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classés par trois catégories : fils, barres, Torons.

#### II.2.2.1. Caractéristiques géométriques :

Section normale de l'acier (câbles 12T15):  $A_p = 1800 \text{ mm}^2$ .

Diamètre de la gaine :  $\varnothing_{\text{ext}} = 82 \text{ mm}$

$\varnothing_{\text{int}} = 75 \text{ mm}$

#### II.2.2.2. Caractéristiques mécaniques :

Caractéristiques mécaniques Contrainte de rupture garantie :  $F_{prg} = 1660 \text{ MPa}$

Contrainte limite élastique garantie :  $F_{peg} = 1583 \text{ MPa}$

Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$

Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$

Recul d'ancrage :  $g = 6 \text{ mm}$

Relaxation à 1000h :  $\rho_{1000} = 2,5 \%$ .

Module d'élasticité de l'acier :  $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$ .

# Chapitre II

## Choix du type d'ouvrage

### II. Introduction

Le choix du type de l'ouvrage et une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

#### II.1. Critères de choix du type de l'ouvrage :

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées. Mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails .....etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

#### II.2. Les paramètres intervenant dans le choix du type de l'ouvrage :

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

#### II.3. Présentation des variantes :

Trois variantes sont envisagées et qui sont susceptibles de satisfaire les conditions imposées.

- Variante 1 : pont mixte.
- Variante 2 : pont à caisson fermé.
- Variante 3 : pont à poutres précontraintes.

##### II.3.1. Variante I : pont mixte a poutres métalliques :

###### II.3.1.1. Introduction :

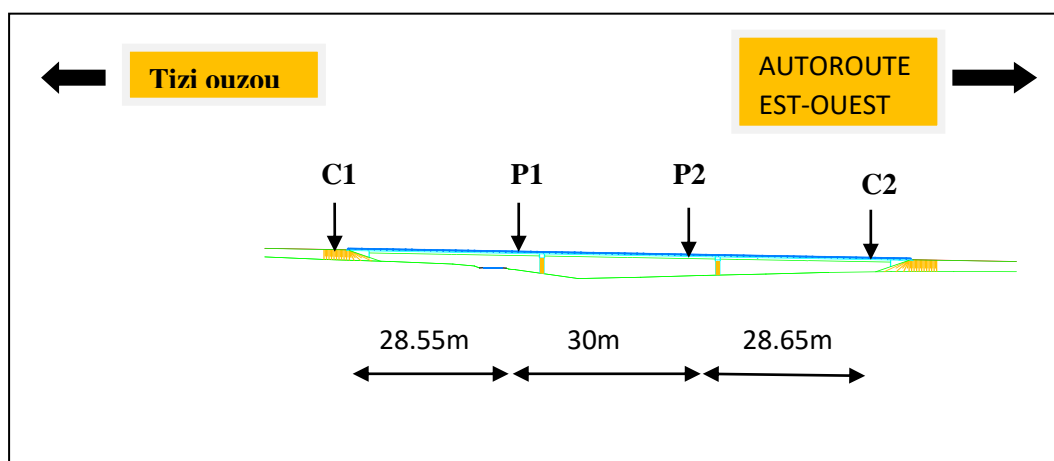
Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature (métallique). Cette dernière est constituée par un réseau de poutres secondaires longitudinales (longerons) et transversales (pièces de pont).

###### II.3.1.2. Implantation des appuis :

Pour cette variante, il y'a trois travées :

Travée central :  $L= 30$  m

Travées de rives : → L=28.65 m  
→ L= 28.55 m



*Figure-II-1: schéma de l'implantation des piles (VI)*

*Tableau-II-1: implantation de la pile/culée (VI)*

Pile/culée	Pk
C1	24+346.451
P1	24+375.000
P2	24+405.00
C2	24+433.651

### II.3.1.3. Avantages et inconvénients :

#### Avantages :

- La possibilité de franchir des grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- Le gain sur les coûts de construction.
- Offre de multiples possibilités de conception architecturale.
- Facilite l'entretien, car les éléments de la structure sont accessibles aux inspections et à la maintenance.
- L'excellent rapport poids/performance du matériau acier.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.

### Inconvénients :

- Le coût est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- la stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Les poutres en I sensibles au déversement pour les ensembles des pièces de pont montant ou entretoises.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.

### II.3.2. variante II : pont à caisson fermé :

#### II.3.2.1.Introduction :

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, qui est fixé à la partie de l'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte.

Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la fabrication du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 40 à 60 ou 70 m.

#### II.3.2.2. Implantation des appuis :

Pour cette variante, on va prendre la disposition suivante avec deux travées identiques de :  
 $L = 43.6 \text{ m}$

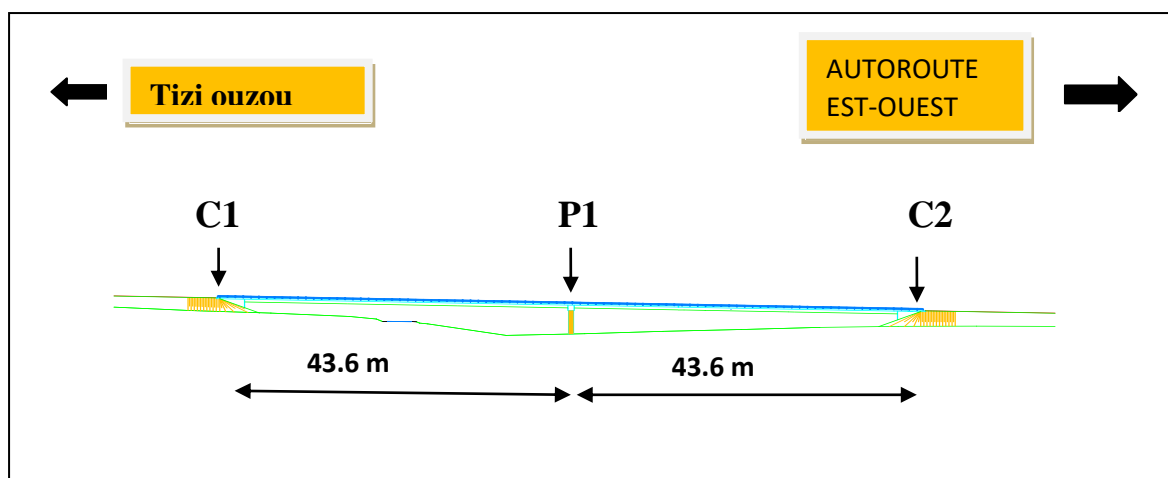


Figure-II-2 : schéma de l'implantation de la pile (VII)

**Tableau-II-2 : implantation de la pile/culée (VII)**

Pile/culée	Pk
C1	24+346.451
P1	24+390.051
C2	24+433.651

### II.3.2.3. Avantages et inconvénients :

#### Avantages :

- l'entretien n'est demandé qu'au bout d'un certain temps.
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique.
- La portée de ce type de pont est plus grande.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
- L'effet de torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson.

#### Inconvénients :

- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton armé.
- Echafaudage important.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers précontrainte.
- L'aspect économique est très élevé.

### II.3.3. variante III : pont à poutres précontraintes

#### II.3.3.1. Introduction :

Les ponts à poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par poste tension. Bien entendu, cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand, en effet un viaduc comportant de nombreuses travées justifie des moyens de mises en place spécifiquement adaptés.

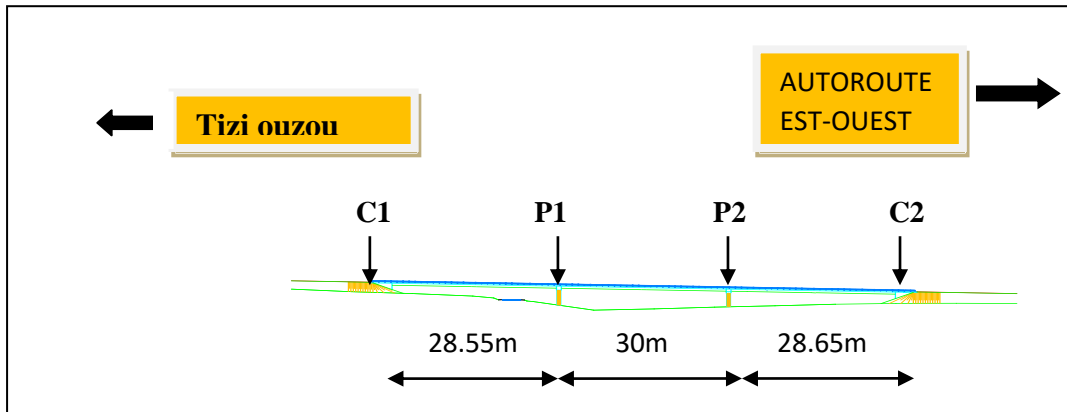
Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes, à savoir d'une trentaine à une cinquantaine de mètres.

**II.3.3.2. Implantation des appuis :**

Pour cette variante, il y'a trois travées :

Travée centrale :  $L= 30\text{ m}$

Travées de rives :  $L=28.65\text{ m}$   
 $L= 28.55\text{ m}$



*Figure-II-3: schéma de l'implantation des piles (VIII)*

*Tableau-II-3: implantation de la pile/culée (VIII)*

Pile/culée	Pk
C1	24+346.451
P1	24+375.000
P2	24+405.00
C2	24+433.651

**II.3.3.3. Avantages et inconvénients :**

**Avantages :**

- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés peuvent atteindre des longueurs comprises entre 30 et 50m en précontrainte en poste tension.)
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- L'absence à peu près complète de pathologie grave.
- La maîtrise de la méthode d'exécution.
- Limitation des fissures (béton comprimé).

## Chapitre II : Choix du type d'ouvrage

---

### 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 (pré-tension ou poste-tension) au même temps la vérification de la pose des graines et câble et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et mettre en place...

### II.4. Analyse multicritères :

Dans cette analyse. On tiendra compte des 4 critères principaux, qui sont :

- L'économie.
- L'entretien.
- L'esthétique.
- L'exécution.

*Tableau-II-4: Analyse multicritères*

	<b>pont mixte a poutres métalliques</b>	<b>pont a caisson fermé</b>	<b>pont à poutres précontraintes</b>
<b>Economie</b>	-	-	+
<b>Entretien</b>	-	-	+
<b>Esthétique</b>	+	+	+
<b>Exécution</b>	+	+	+

+ : favorable.

- : peu favorable

### II.5. Conclusion :

D'après l'analyse multicritère (tableau-II-4) et selon les critères de choix, nous avons choisis la variante N°III (**pont a poutre en béton précontrainte par post-tension**). Il y a lieu de signaler que le choix n'est fait qu'après avoir eu recours à des études approfondis et plus avancées pour chacune des variantes, que l'on a malheureusement pas pu faire par manque de temps.

Chapitre III  
CARACTERISTIQUES DU  
TABLIER

### III. Introduction:

Dans ce chapitre nous établirons le pré dimensionnement de la superstructure, tout ce qui concerne les caractéristiques de tablier ainsi que ses équipements (poutres, hourdis).

### III.1. Pré-dimensionnement des éléments du tablier :

#### III.1.1. Les poutres: (selon le guide S.E.T.R.A)

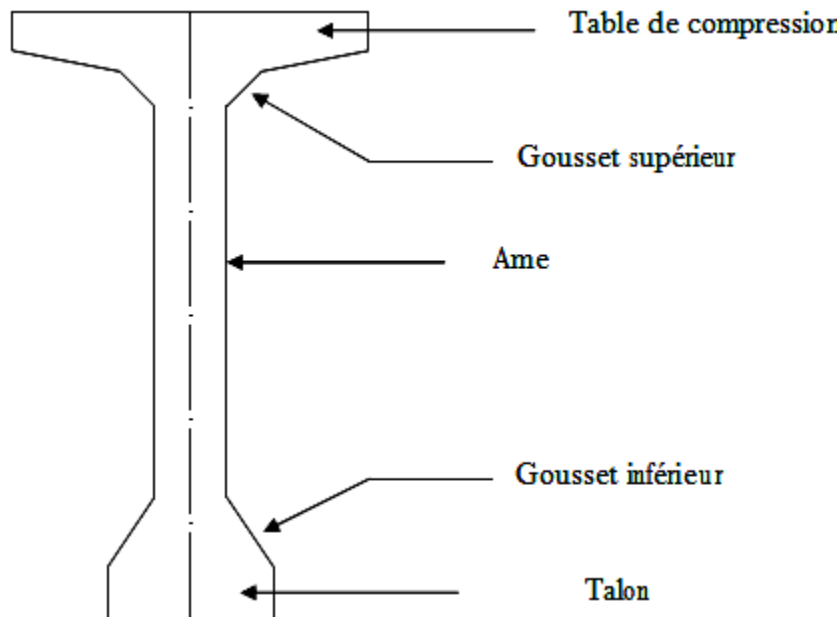


Figure-III-1: Coupe transversale d'une poutre.

#### ❖ L'espacement entre axes des poutres ( $\lambda$ )

L'espacement des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres légères et rapprochées ; nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées. Comme nous l'avons envisagé, l'emploi de poutres en section I la largeur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon, ce qui nous laisse choisir entre 1,5 et 2,5 m d'espacement entre les axes des poutres ; donc nous allons fixer l'espacement.

On prend :

$$\lambda = 1.5\text{m}$$

#### ❖ Nombre de poutres (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par :  $N = (L_a / \lambda) + 1$

$L_a$  : est la distance entre appuis de rive  $\Rightarrow L_a = L - (b/2) \times 2 \Rightarrow L_a = 12.6\text{m}$

L'espacement :  $\lambda = 1.5\text{m}$

$$N = (12.6/1.5) + 1$$

Donc le nombre de poutres  $\Rightarrow$

$$N = 9 \text{ poutres}$$

### ❖ Hauteur des poutres :

La hauteur d'une poutre de pont dont la portée est supérieure ou égale à 20 m ( $L \geq 20\text{m}$ ) est donnée par la condition suivante :

$$\begin{cases} \frac{L}{20} - 0.2 \leq h_p \leq \frac{L}{20} + 0.5 \\ \frac{L}{18} \leq h_p \leq \frac{L}{15} \end{cases}$$

$L$  : distance entre les axes des appuis de la travée.

$$\begin{cases} \frac{30}{20} - 0.2 \leq h_p \leq \frac{30}{20} + 0.5 \\ \frac{30}{18} \leq h_p \leq \frac{30}{15} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} 1.3 \leq h_p \leq 2 \\ 1.667 \leq h_p \leq 2 \end{cases}$$

Donc on prendra :  $h_p = 1.5\text{m}$

### ❖ Largeur de la table de compression (b) :

La table de compression reprend les forces de compressions.

$$B \geq 0.6 h_p$$

Avec :  $h_p = 150\text{cm} \Leftrightarrow B \geq 0.9 \text{ m}$

On prend :  $b = 120 \text{ cm}$

### Remarque :

Des prés dalles sont nécessaires pour le coffrage du hourdis. L'on prévoit des goussets de **(10 cm x 10 cm)** qui jouent un rôle important :

- ▶ Faciliter la mise en œuvre du béton
- ▶ Assurer l'encastrement physique de la table à l'âme
- ▶ Permettre de loger les ancrages des câbles

### ❖ Epaisseur de la table de compression ( $e_c$ ) :

$$12 \leq e_c \leq 15\text{cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{on prend : } e_c = 12\text{cm}$$

### ❖ Largeur du talon ( $L_t$ ):

- Sa largeur «  $b_t$  » est comprise entre 40 et 70 cm. On prend :  $B_t = 55\text{cm}$
- Sa hauteur «  $h_t$  » est comprise entre 10 et 20 cm, afin de permettre un bon bétonnage et contenir les armatures passives, On prend :  $h_t = 20\text{cm}$

### POUR LA SECTION MEDIANE :

### ❖ Epaisseur de l'âme : « $b_0$ »

L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et doit permettre la bonne mise en place du béton. L'épaisseur de l'âme «  $b_0$  » est donnée par la formule suivante :

$$b_0 > h_t / 36 + \phi_g \text{ ext}$$

## Chapitre III : Caractéristiques du tablier

---

$\phi_{g\text{ext}}$ : Diamètre de la gaine avec  $\phi_{g\text{ext}} = 6.7$  cm.

$b_0 > 150/36 + 6.7$  On prend :  $b_0 = 20$ cm

### ❖ Le gousset de jonction entre le talon et l'âme :

Elle doit avoir une pente suffisante pour assurer un bon bétonnage du talon. Cette dernière doit satisfaire l'expression :

$$1 \leq \tan\varphi = \frac{2hg}{bt-b_0} \leq \frac{3}{2}$$

Avec :

$hg$  : Hauteur du gousset.

$Bt = 55$ cm

$ht = 20$ cm

$$\frac{bt-b_0}{2} \leq hg \leq \frac{3}{2} \times \frac{(bt-b_0)}{2} \Leftrightarrow 17.5 \leq hg \leq 26.25 \Rightarrow hg = 22.5\text{cm}$$

$$1 \leq \tan\varphi = \frac{2hg}{bt-b_0} = \frac{2 \times 22.5}{55-20} = 1.29 \leq \frac{3}{2}$$

### POUR LA SECTION D'ABOUT :

#### ❖ Epaisseur de l'âme : « $b_0$ »

L'épaisseur de l'âme est imposée par les plaques d'ancrages sur lesquelles s'appuie le socle de vérins lors de la mise en tension.

$$b_0 \geq a + 2n$$

$a$  : largeur de la plaque d'ancrage ; 24 cm

$n$  : nombre de poutre ; **09 poutres.**

$$b_0 \geq 24 + 2 \times 9 \Leftrightarrow b_0 \geq 42 \text{ cm}$$

On prend :  $b_0 = 45$ cm

#### ❖ Le gousset de jonction entre le talon et l'âme :

Elle doit avoir une pente suffisante pour assurer un bon bétonnage du talon cette pente doit satisfaire l'expression :

$$1 \leq \tan\varphi = \frac{2hg}{bt-b_0} \leq \frac{3}{2}$$

$hg$  : Hauteur du gousset.

$bt = 55$ cm

$ht = 20$ cm

$$\frac{bt-b_0}{2} \leq hg \leq \frac{3}{2} \times \frac{(bt-b_0)}{2} \Leftrightarrow 5 \leq hg \leq 7.5 \Rightarrow hg = 7.5\text{cm}$$

$$1 \leq \tan\varphi = \frac{2hg}{bt-b_0} = \frac{2 \times 7.5}{55-45} = 1.5 \leq \frac{3}{2}$$

### III.1.2.L'hourdis:

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres. Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces derniers se présentent sous la forme de dallâtes en mortier de fibres ou en béton arme.

#### ❖ Epaisseur du hourdis:

Dans notre cas, le hourdis est en béton armé, sans entretoises intermédiaires, il jouera donc un rôle d'entretoisement transversal et va servir comme une dalle de couverture dont l'épaisseur est :

$$h \geq \frac{\lambda}{15}$$

$\lambda$ : Distance entre axe des poutres et égale à 1.5 m.

$$h \geq \frac{150}{15} \Leftrightarrow h \geq 10\text{cm} \Rightarrow \text{On prend : } h=20\text{cm}$$

### III.2.Caractéristiques géométriques des poutres

#### III.2.1.Notation :

$(\Delta)$  : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême

$Z$  : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section

Considérée par rapport à l'axe  $(\Delta)$

$I_{\Delta}$ : Moment d'inertie de la section considérée par rapport à  $(\Delta)$

$$I_{\Delta} = I_0 + B * Z^2$$

$I_G$ : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S\Delta^2}{B}$$

$S_{\Delta}$ : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe  $(\Delta)$      $S_{\Delta} = B * Z$

$I_0$ : Montant d'inertie par rapport au centre de gravité

$$\rightarrow \text{Pour une section triangulaire} \Rightarrow I_0 = \frac{bh^3}{36}$$

$$\rightarrow \text{Pour une section rectangulaire} \Rightarrow I_0 = \frac{bh^3}{12}$$

$h$  : Hauteur du rectangle ou du triangle considéré

$V$   $V'$  : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre     $V = ht - V'$

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

$R$  : Rayon de giration     $r^2 = I_G / B$

$B$  : Section transversale totale de la poutre.

$\rho$  : Rendement géométrique de la section.  $\rho = I_G / B * V * V'$

$h$  : hauteur du rectangle ou du triangle considérée.

$ZI' = Zi (1 + \frac{h^2}{12 * Zi^2})$  Pour une section rectangulaire.

$ZI' = Zi (1 + \frac{h^2}{18 * Zi^2})$  Pour une section triangulaire.

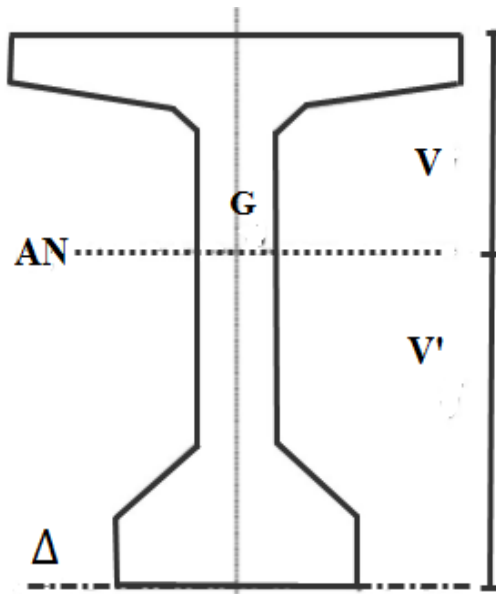


Figure-III-2: Notations utilisées

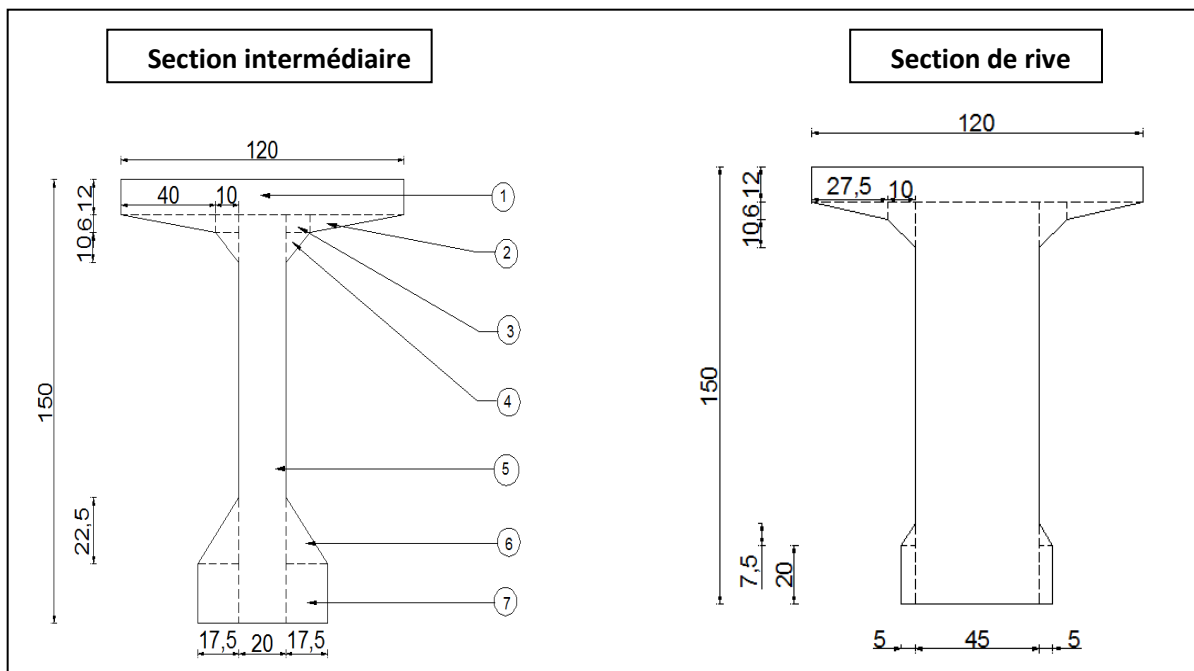
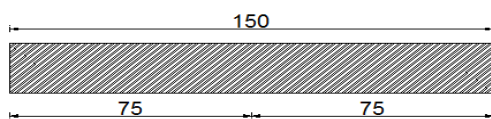
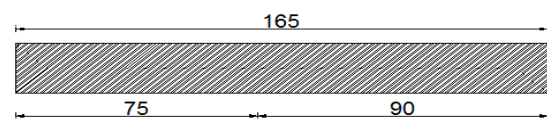


Figure-III-3: caractéristiques géométriques de la poutre



Section de hourdis revenant aux poutres intermédiaires



Section de hourdis revenant aux poutres de rives

## Chapitre III : Caractéristiques du tablier

**Remarque :** le calcul des sections médianes et d'about des poutres se fait avec et sans hourdis.

### III.2.2. Caractéristiques géométriques des sections brutes :

#### III.2.2.1. Poutre de rive et poutre intermédiaire sans hourdis :

##### a) Section médiane

**Tableau-III-1: Calcul de l'inertie de la section médiane**

Désignation	Dimension	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> = BxZ (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> xcm)	I <sub>Δ</sub> = I <sub>0</sub> + BxZ <sup>2</sup>
1	120x12	1440	144	207360	144.08	17280	29877120
2	2(40x6)/2	240	136	32640	136.01	480	4439520
3	(6x10)x2	120	135	16200	135.02	360	2187360
4	2(10x10)/2	100	128.66	12866	134.23	555.55	1655895.11
5	138x20	2760	69	190440	92	4380120	17520480
6	2(17.5x22.5)/2	393.75	27.5	10828.125	28.5 2	11074.22	308847.66
7	(17.5x20)x2	700	10	7000	13.33	23333.33	93333.33
Total	/	5753.75	/	477334.125	/	4433203.1	56082556.1

I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup>	ρ (%)
16482666.13	82.96	67.04	2864.68	51.51

##### b) Section d'about

**Tableau-III-2: Calcul de l'inertie de la section d'about**

Désignation	Dimension	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> = BxZ (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> xcm)	I <sub>Δ</sub> = I <sub>0</sub> + BxZ <sup>2</sup>
1	120x12	1440	144	207360	144.08	17280	29877120
2	2(27.5x6)/2	165	136	22440	136.01	330	3052170
3	(6x10)x2	120	135	16200	135.02	360	2187360
4	2(10x10)/2	100	128.66	12866	128.7	555.55	1655895.11
5	138x45	6210	69	428490	92	9855270	39421080
6	2(5x7.5)/2	37.5	22.5	843.75	22.64	117.19	19101.565
7	(5x20)x2	200	10	2000	13.33	6666.67	26666.67
Total	/	8272.5	/	690199.75	/	9880579.41	76239393.35

IG (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup>	ρ (%)
18653936.12	83.43	66.57	2254.93	40.6

#### III.2.2.2. Poutre de rive et poutre intermédiaire avec hourdis :

**Tableau-III-3: Inertie des poutres intermédiaires et de rives avec hourdis.**

	désignation	dimension	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> xcm)	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section médiane	Poutre	/	5753.75	/	477334.125	4433203.1	56082556.1
	Hourdis	20 x 150	3000	160	480000	100000	76900000
	Poutre + hourdis	/	8753.75	/	957334.125	4533203.1	132982556.1
Section d'about	Poutre	/	8272.5	/	690199.75	9880579.41	76239393.35
	Hourdis	20 x 150	3000	160	480000	100000	76900000
	Poutre + hourdis	/	11272.5	/	1170199.75	9980579.41	153039393.4

## Chapitre III : Caractéristiques du tablier

	IG (cm <sup>3</sup> ×cm)	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup>	ρ (%)
Section médiane	28285868.75	109.36	50.64	3231.29	58.35
Section d'about	31560799.04	103.81	66.19	2799.8	40.75

### III.2.3. Caractéristiques géométriques de la section nette :

La section nette s'obtient en déduisant la section des câbles de la section brute, elle est calculée forfaitairement en déduisant les valeurs suivantes :

- $B \text{ (nette)} = B \text{ (brute)} - 5\% B \text{ (brute)} = 95\% B \text{ (brute)}$
- $S_{\Delta} \text{ (nette)} = S_{\Delta} \text{ (brute)} - 8\% S_{\Delta} \text{ (brute)} = 92\% S_{\Delta} \text{ (brute)}$
- $I_{\Delta} \text{ (nette)} = I_{\Delta} \text{ (brute)} - 10\% I_{\Delta} \text{ (brute)} = 90\% I_{\Delta} \text{ (brute)}$

**Tableau-III-4:** Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques.

	Poutre seule Rive et intermédiaire		Poutre + hourdis Rive et intermédiaire	
	médiane	D'about	médiane	D'about
B (cm <sup>3</sup> )	5753.75	8272.5	8753.75	11272.5
S <sub>Δ</sub>	477334.125	690199.75	957334.125	1170199.75
I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	56082556.1	76239393.35	132982556.1	153039393.4
I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	18653936.12	18653936.12	28285868.75	31560799.04
V' (cm)	82.96	83.43	109.36	103.81
V (cm)	66.57	66.57	50.64	66.19
r <sup>2</sup>	2864.68	2254.93	3231.29	2799.8
ρ (%)	51.51	40.6	58.35	40.75

# Chapitres IV

## Charges et Surcharges

### IV. Introduction :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter, car il a une fonction porteuse. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

#### IV.1. Les charges permanentes:

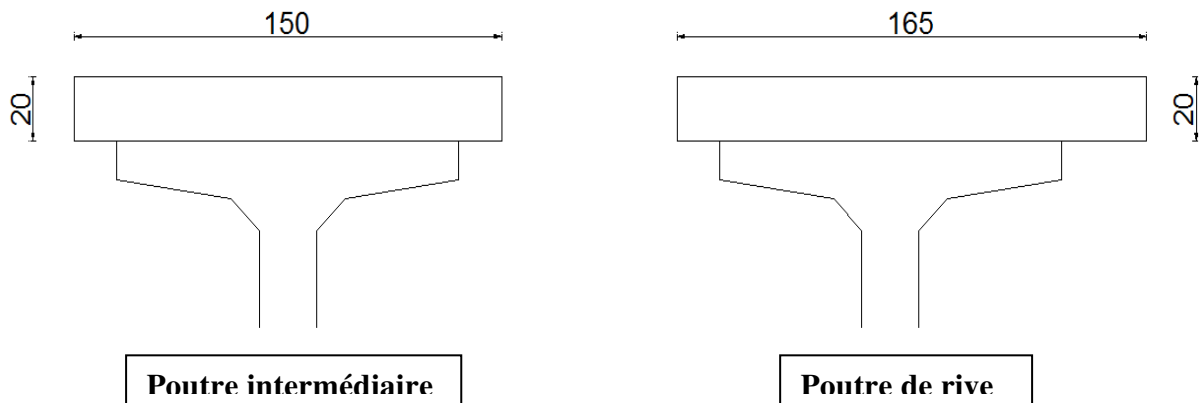
Elles concernent toutes les charges qui restent invariables durant toute la vie de l'ouvrage, elles sont

Constituées de :

- Des éléments porteurs : poids propre de tablier (poutres, entretoises, amorces, hourdis).
- Des éléments non porteurs: la superstructure qui est constitué à son tour de (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement, étanchéité).

##### IV.1.1. les éléments porteurs :

###### IV.1.1.1. La dalle (hourdis):



*Figure-IV-1: dimension de hourdis revenant aux poutres*

Épaisseur de la dalle est de 20cm

- Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire est :

$$P_i = 0.20 \times 1.5 \times 2.5 \times 1 = 0.75 \text{ t/ml}$$

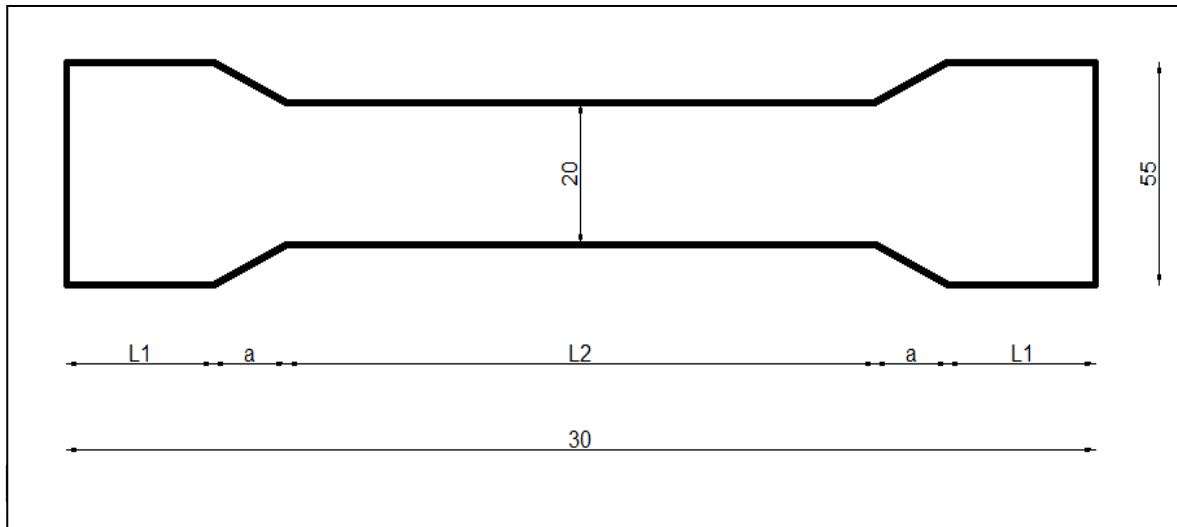
- Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rive est :

$$P_r = 0.20 \times 1.65 \times 2.5 \times 1 = 0.825 \text{ t/ml}$$

- **Le poids propre de la dalle :**

$$P_D = 7 \times 0.75 + 0.825 \times 2 \quad \Leftrightarrow \quad P_D = 6.9 \text{ t/ml}$$

**IV.1.1.2. La Poutre :**



*Figure-VI-2: Coupe longitudinale de l'âme de la poutre.*

L'inclinaison du gousset doit avoir 45° :

S1 : Section d'about au niveau de l'âme.

S2 : Section médiane au niveau de l'âme.

**S<sub>1</sub>=8272.5 cm<sup>2</sup>** Section d'about

**S<sub>2</sub>=5753.75 cm<sup>2</sup>** Section médiane

**a** : Demi-différence de l'âme

$$a = \frac{45-20}{2} = 12.5\text{cm} = 0.125\text{m}$$

L1 : longueur de la section d'about ; avec  $L1 = L/4$

L2 : longueur de la section médiane ; avec  $L2 = L - (2L1 + 2a)$

$$L1 = \frac{L}{4} = \frac{30}{4} = 7.5\text{cm} \quad \Leftrightarrow \quad L1 = 7.5\text{m}$$

$$L2 = L - (2 \times L1 + 2a) = 30 - (2 \times 7.5 + 2 \times 0.125) \quad \Leftrightarrow \quad L2 = 14.75\text{m}$$

**Section équivalent de la poutre :**

$$S_{eq} = \frac{1}{L} \left[ 2 \times (L1 \times S1 + \frac{S1+S2}{2} \times a) + L2 \times S2 \right]$$

$$S_{eq} = \frac{1}{30} \left[ 2 \times (7.5 \times 0.82725 + \frac{0.82725 + 0.575375}{2} \times 0.125) + 14.75 \times 0.575375 \right]$$

$$S_{eq} = 0.70 \text{ m}^2$$

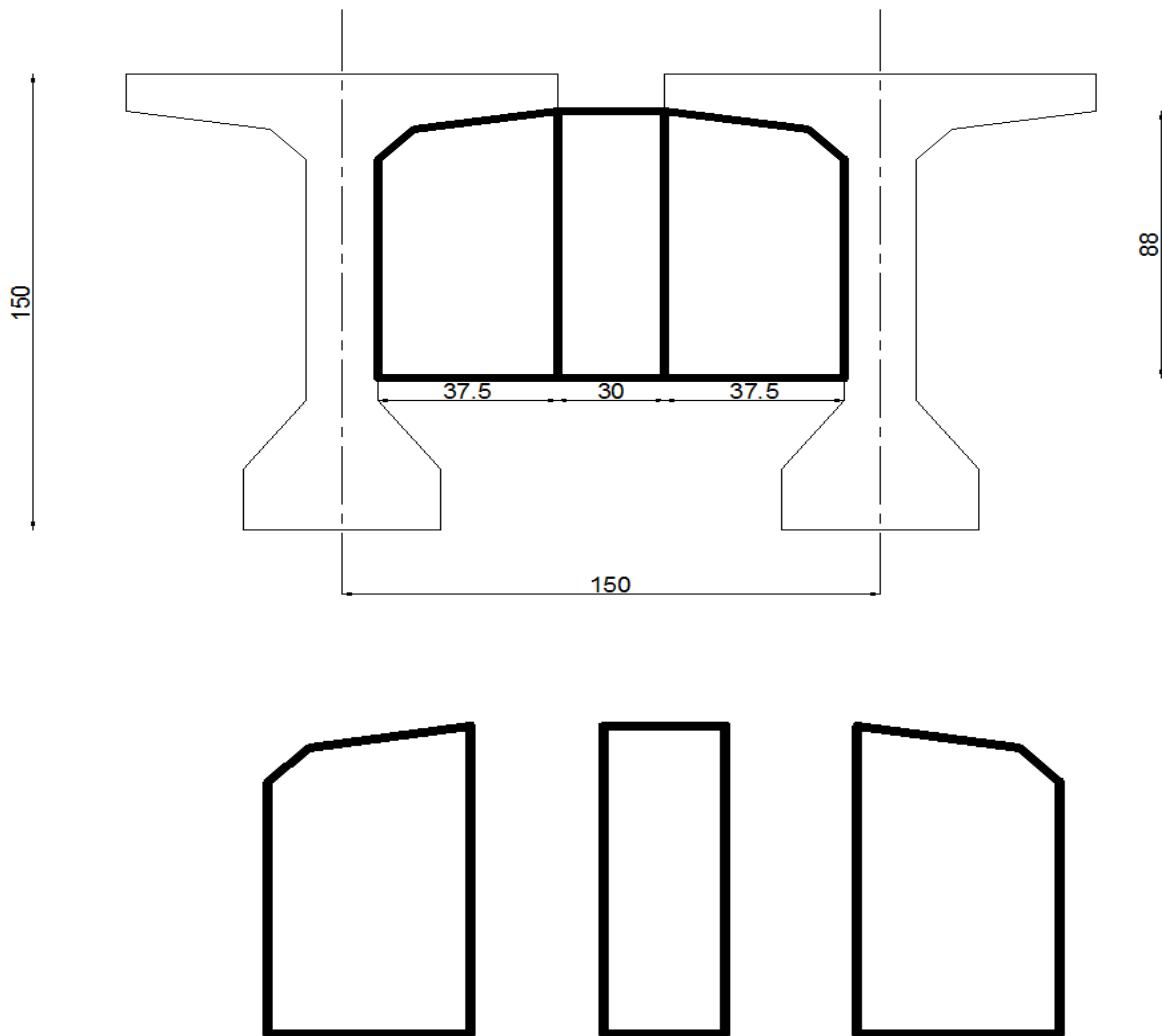
**Poids propre de la poutre :**

$$P_p = \rho \times S_{eq} \quad \Leftrightarrow \quad P_p = 2.5 \times 0.93 \quad \Leftrightarrow \quad P_p = 1.75 \text{ t/ml}$$

**Le poids de toutes les poutres :**  $P_p = 15.75 \text{ t/ml}$

$$P_p = 9 \times 1.75 \quad \Leftrightarrow \quad P_p = 59.31 \text{ t/ml}$$

**IV.1.1.3. Poids propre des entretoises et des amorces (d'about) :**



*Figure-IV-3: Détails entretoise et amorces section d'about*

**IV.1.1.3.a. Les entretoises :**

Poids de l'entretoise :  $P \text{ entretoises} = S \times e \times \rho b$

$$Se = (30 \times 88) \longrightarrow Se = 2640 \text{ cm}^2 \longrightarrow Se = 0.264 \text{ m}^2$$

$$Pe = Se \times e \times \rho b \longrightarrow Pe = 0.264 \times 0.30 \times 2.5 \longrightarrow Pe = 0.198 \text{ t}$$

Poids de l'entretoise revenant à :

$$\text{Poutre intermédiaire : } Pe_i = \frac{0.198 \times 2}{30} \longrightarrow Pe_i = 0.0132 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poutre de rive : } Pe_r = \frac{0.198 \times 1}{30} \longrightarrow Pe_r = 0.0066 \text{ t/ml}$$

$$Pt = 2 \times 0,0066 + 7 \times 0,0132 \longrightarrow Pt = 0,2244 \text{ t/ml}$$

## Chapitre IV : Charges et surcharges

### IV.1.1.3.b. Les amorces :

$$S_a = (37.5 \times 88) - \left[ \frac{27.5 \times 6}{2} + \frac{10 \times 10}{2} + (10 \times 10) \right] = 3067.5 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_a = 0.413 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{amorce}} = 0.30675 \times 0.3 \times 2.5 \longrightarrow P_{\text{amorce}} = 0.23 \text{ t}$$

Poids des amorces revenant à :

- **Poids de l'amorce revenant à une poutre intermédiaire :**

$$P_{\text{ai}} = \frac{0.23 \times 2}{30} \longrightarrow P_{\text{ai}} = 0.0153 \text{ t/ml}$$

- **Poids de l'amorce revenant à une poutre de rive :**

$$P_{\text{ar}} = \frac{0.23 \times 1}{30} \longrightarrow P_{\text{ar}} = 0.00767 \text{ t/ml}$$

$$P_T = 0,00767 \times 2 + 0,0153 \times 7 \longrightarrow P_T = 0.122 \text{ t/ml}$$

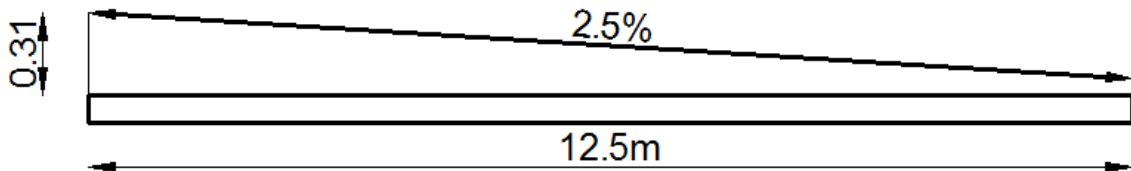
### IV.1.1.4. Les compléments des charges permanentes :

Ces charges sont appelées CCP, et concernent :

- La chaussée
- Les trottoirs (trottoir, la corniche, glissières de sécurité, Le garde corps).

#### IV.1.1.4.a. Poids de la chaussée :

Elle est constituée d'une couche de revêtement bitumineux de 7cm d'épaisseur de densité de  $2,2 \text{ t/m}^3$  et d'une chape d'étanchéité de 3 cm d'épaisseur, de densité de  $2,2 \text{ t/m}^3$ .



*Figure-IV-4: Revêtement.*

- **Poutre intermédiaires :**

$$P_c = 2.2 \times 0.07 \times 1.5 \longrightarrow P_c = 0.231 \text{ t/ml} \quad (\text{Revêtement bitumineux})$$

$$P_c = 2.2 \times 0.03 \times 1.5 \longrightarrow P_c = 0.099 \text{ t/ml} \quad (\text{Chape d'étanchéité})$$

- **Poutre de rive :**

$$P_c = 2.2 \times 0.07 \times 1.65 \longrightarrow P_c = 0.2541 \text{ t/ml} \quad (\text{Revêtement bitumineux})$$

$$P_c = 2.2 \times 0.03 \times 1.65 \longrightarrow P_c = 0.1089 \text{ t/ml} \quad (\text{Chape d'étanchéité})$$

#### IV.1.1.4.b. Poids du trottoir :

1) le trottoir

$$P_t = 0.65 \times 0.2 \times 2.5 \longrightarrow P_t = 0.325 \text{ t/ml}$$

## Chapitre IV : Charges et surcharges

2) **Poids de la corniche :**  $P_c = 0.125 \text{ t/ml}$

3) **Le poids du garde corps :**  $P_{\text{Garde-corps}} = 0.1 \text{ t/ml}$

4) **Poids de la glissière :**  $P_g = 0.06 \text{ t/ml}$ .

*Tableau-III-1: Récapitulation des charges permanentes.*

Charges permanentes	Poutre de rive (t/ml)	Poutre intermédiaire(t/ml)
Poutre seul	1.75	1.75
hourdis	0.825	0.75
chaussée	0.363	0.33
trottoir	0.610	/
Entretoise et amorce	0.01427	0.0285
Total	3.564925	2.86385

### IV.1.1.5. Poids total du tablier :

Poids total = charges permanentes + charges permanentes complémentaire.

$$\text{Poids total} = (2 \times 3.564925) + (7 \times 2.86385)$$

$$\text{Poids total} = 27.1768 \text{ t/ml}$$

$$G = 27.1768 \times 30 = 815.304 \text{ t} \quad \longrightarrow \quad G = 815.304 \text{ t}$$

### IV.1.2. Les surcharge :

On distingue :

- ◆ La surcharge de type A(L).
- ◆ Système B.
- ◆ La surcharge militaire MC 120.
- ◆ La surcharge exceptionnelle convois D240 t.
- ◆ Les surcharges sur trottoir.

#### ❖ La largeur roulable ( $L_r$ ) :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

#### ❖ La largeur chargeable ( $L_c$ ) :

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Dans notre projet on a :

$$L_r = 12.5 \text{ m} ; L_c = 12.5 \text{ m}$$

#### ❖ Le nombre de voie :

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.  $N=3$

On distingue trois classe de ponts, on fonction de leur largeur roulable.

On a  $L_r = 7\text{m}$  donc notre pont est classé dans la **1<sup>ère</sup> classe**

<i>Tableau-IV-2: Classe de pont</i>	
La classe	La largeur roulable
1	$L_r > 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

## Chapitre IV : Charges et surcharges

### IV.1.2.1. Système de charges A(L):

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur L chargée est donne par la formule suivante :

$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$  avec :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}$$

L : portée du pont= 30m

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{30+12} = 1087.15 \text{ kg/m}^2 \quad \longrightarrow \quad A(L) = 1.0872 \text{ t/m}^2$$

$a_1$  : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Nombre de voies chargées	1	2	3
Classe du pont	1	1	0.9
	2	1.2	0.9
	3	0.9	0.9

→  $a_1=0.9$

$$a_2=v_0/v$$

Avec :

$v_0= 3,5$  m (pont de 1<sup>ère</sup> classe)

$$a_2= \frac{3.5}{3.5}$$

→

$$a_2= 1$$

v : largeur d'une voie

$$\text{Donc : } A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L) \rightarrow A(L)=0.9 \times 1 \times 1.0872 \quad \longrightarrow \quad A(L)= 0.97848 \text{ t/m}^2$$

### IV.1.2.2. Système de charges B :

Le système de charge B comprend trois sous systèmes les suivantes :

- Sous système  $B_c$  : ce compose de camions types (30t).
- Sous système  $B_r$  : ce compose d'une roue isolée.
- Sous système  $B_t$  : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8t).

#### IV.1.2.2.a. Sous système $B_c$ :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation (cf. Art.2.2) et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

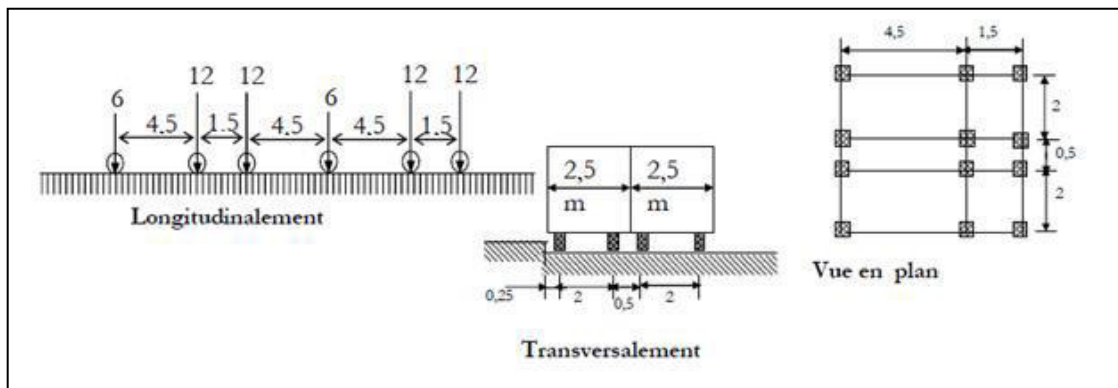
Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

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

## Chapitre IV : Charges et surcharges

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du Système B<sub>c</sub> prise en compte est multipliée par le coefficient **b<sub>c</sub>**, donné dans le tableau suivant :

<i>Tableau-IV-4: Coefficient b<sub>c</sub></i>					
Classe du pont	Nombre de fils considéré				
	1	2	3	4	≥5
1	1.2	1.1	0,95	0.80	0.70
2	1.0	1.0	/	/	/
3	1.0	0.8	/	/	/



**Figure-IV-5: Disposition de système B<sub>c</sub>**

Chaque camion port trois essieux a roues simple ayant une masse totale de **30t** donc Un essieu avant de 6t deux essieux arrières de **12t**.

### Calcul des coefficients dynamiques :

Les surcharges du système B<sub>c</sub> sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{5}} + \frac{0.4}{1 + 2 \times L}$$

L = 30 m : portée de travée.

G: La charge permanente.

G = 815.304 t

S : Surchage **B<sub>c</sub>** maximale multipliée au préalable par **b<sub>c</sub>**.

❖ Une voie chargée : **b<sub>c</sub> = 1,2**

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_c \longrightarrow S = 2 \times 30 \times 1.2 = 72t$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times (815.304 / 72)} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30} = 1.070 \longrightarrow \delta = 1.070$$

❖ Deux voies chargées: **b<sub>c</sub> = 1,10**

$$S = 30 \times 4 \times 1,10 = 132t.$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times (815.304 / 132)} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30} = 1.080 \longrightarrow \delta = 1.080$$

## Chapitre IV : Charges et surcharges

❖ Trois voies chargées:  $b_c = 0.95$

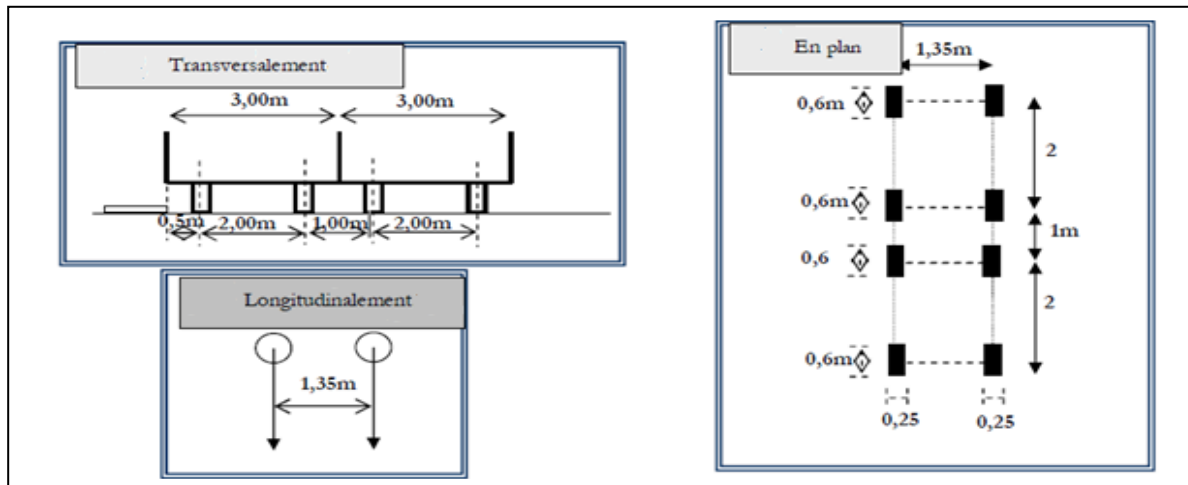
$$S = 30 \times 6 \times 0.95 = 171t.$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times (815.304 / 171)} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30} = 1.087 \longrightarrow \delta = 1.087$$

<i>Tableau-IV-5: Charge par essieu (système) Bc</i>								
Désignation	L	bc	G	S	$\delta$	Charge par essieu(t)		
1 file	30	1.20	815.304	72	1.070	E.AV	1 x 6 x 1,20 x 1,070	7.704
						E.AR	1 x 12 x 1,20 x 1,070	15.408
2 files	30	1.10	815.304	132	1.080	E.AV	2 x 6 x 1,10 x 1,080	14.256
						E.AR	2 x 12 x 1,10 x 1,080	28.512
3 files	30	0.95	815.304	171	1.087	E.AV	3 x 6 x 0.95 x 1,087	18.5877
						E.AR	3 x 12 x 0.95 x 1,087	37.1754

### IV.1.2.2.b. Sous Système B<sub>t</sub> :

Un tandem du système B<sub>t</sub>, il comporte deux essieux (2x16t), chaque un à deux roues simples qui répond à la caractéristique suivante.



*Figure-IV-6: Disposition de système B<sub>t</sub>*

Les valeurs des charges du système B<sub>t</sub> prise en compte son multiplié par le coefficient  $b_t$ .  
 Les charges du système B<sub>t</sub> sont frappées par un coefficient de majoration dynamique.  
 Pont de 1<sup>er</sup> classe →  $b_t = 1$

❖ Une voie chargée :  $b_t = 1$

$$S_{B_t} = 32 \times 1 \times 1 \longrightarrow S_{B_t} = 32t$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times (815.304 / 32)} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30} = 1.063 \longrightarrow \delta = 1.063$$

❖ Deux voies chargées:  $b_t = 1$

$$S_{B_t} = 32 \times 2 \times 1 \longrightarrow S_{B_t} = 64t$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times (815.304 / 64)} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30} = 1.069 \longrightarrow \delta = 1.069$$

## Chapitre IV : Charges et surcharges

<b>Tableau-IV-6: Charge par essieu (système) Bt</b>					
Désignation	S	bt	$\delta$	Charge par essieu (t)	
1 file	32	1	1.063	16 x1x1, 063	17.008
2 files	64	1	1.069	16 x2x1, 069	34.208

### IV.1.2.2.c. Sous Système Br :

Ce système de charge est composé d'une roue isolée de 10t qui peut être placé n'importe où sur

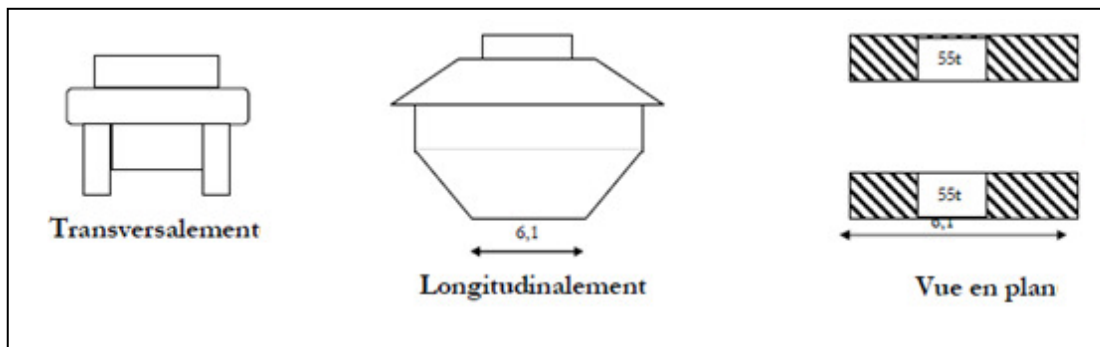
la largeur rouable pour avoir le cas le plus défavorable.

$$S = N_{\text{camion}} \times P ; N=1 ; S_{Br}=10 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.6}{1+4 \times (815.304/10)} + \frac{0.4}{1+0.2 \times 30} = 1.059 \longrightarrow \delta = 1.059$$

### IV.1.2.3. Système militaire Mc120 :

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorable que le système A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers.



**Figure-IV-7: caractéristique de système Mc120**

Masse totale de chenille 110t

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.6}{1+4 \times (815.304/110)} + \frac{0.4}{1+0.2 \times 30} = 1.077 \longrightarrow \delta = 1.077$$

$$P = 110 \times 1,077 = 118.47 \text{ t}$$

$$\text{Soit par ml de chenille} = 118,47/6,10 \longrightarrow M_{c120} = 12.21 \text{ t/ml}$$

### IV.1.2.4. Charge exceptionnelle D240 :

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

Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total.  $P = 240\text{t}$

$$\text{Soit : } p = \frac{P}{L} = \frac{240}{18.6} = 12.90 \text{ t/ml} \longrightarrow D240 = 12,90 \text{ t/ml}$$

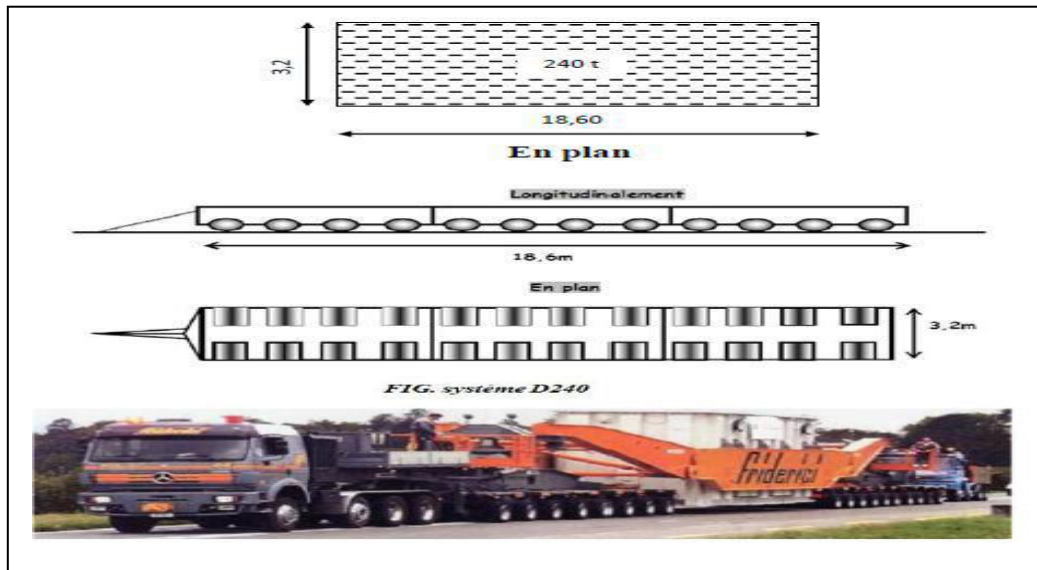


Figure-IV-8: caractéristiques de système D240

#### IV.1.2.5. Surcharge sur trottoirs :

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m<sup>2</sup>

Largeur du trottoir est : 0.65m

❖ Pour 1 trottoir chargé

$$P = 0,15 \times 0,65 = 0,0975 \text{ t/ml} \rightarrow P = 0,0975 \text{ t/ml}$$

❖ Pour 2 trottoirs chargés

$$P = 0,3 \times 0,65 = 0,195 \text{ t/ml} \rightarrow P = 0,195 \text{ t/ml}$$

#### - Coefficient de majoration dynamique :

Les systèmes de charges sont majorés par un coefficient dynamique. Il est calculé comme suit :

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

Avec :

L : Longueur de l'élément en mètre.

P : Poids ou charge permanente.

S : Surcharge ou charge du système.  $S = \text{Sup} (Bc, Bt, Br)$ .

#### Calcul de $\delta$ pour la poutre :

$$L = 30 \text{ m}$$

$$G = 815,304 \text{ t/ml}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times (815,304 / 132)} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 30} = 1,080 \rightarrow \delta = 1,080$$

## Chapitre IV : Charges et surcharges

---

**Calcul de  $\delta$  pour la dalle :** on calcul « L1 » telle que :

$L1 = \max (Lr ; e \text{ (entre axes des poutres de rives)})$ .

$L1 = \max (12.5 ; 12) = 12.5 \text{ m}$

$L' = \min (L1 ; \text{portée de la travée}) = (12.5 ; 30) = 12.5 \text{ m}$

Le poids total du tablier sans poutres :

Donc, le poids total du tablier (P), est :

$P = \{0.1652 + 0.2244 + 6.9\} \times 12.5 = 91.12 \text{ t}$

$P = 91.12 \text{ t}$ .

Les valeurs du coefficient dynamique sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau-IV-7: Valeurs du coefficient dynamiques  $\delta$**

		"P" (t)	"S" (t)	"L" (m)	$\delta$
Système B	Poutre	815.304	B max = Bc = 171	30	1.087
	Dalle	91.12	B max = Bc = 85.5	12.5	1.130
Système M	Poutre	815.304	Mc 120 = 110	30	1.077
	Dalle	91.12	Mc 120 = 110	12.5	1.134

# Chapitre V

## Répartition longitudinale des efforts dans les poutres

### V- Introduction:

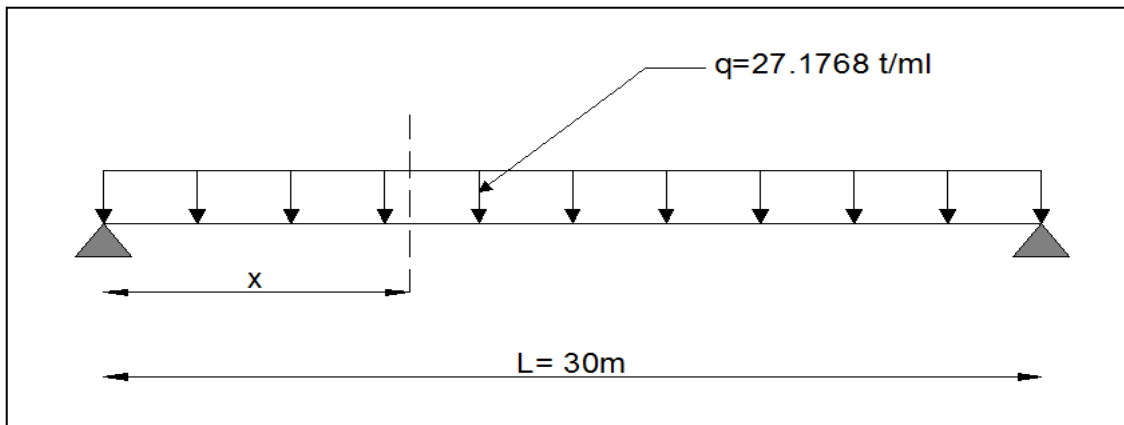
Le calcul se fait en utilisant la méthode de BARRE, qui consiste à déterminer les efforts internes (M, T) dans les différentes sections des poutres et cela en considérant le tablier comme une seule poutre reposant sur deux appuis simples. Les efforts ainsi obtenus seront divisés par le nombre de poutres.

Les charges et surcharges à prendre en considération sont calculées dans le chapitre précédent.

### V.1. Calcul des moments fléchissant longitudinaux:

#### V.1.1. moments engendrés par les charges permanentes :

Poids total du tablier :  $G = 815.304 \text{ t}$



*Figure-V-1: Répartition longitudinale de la charge permanente G*

La valeur du moment fléchissant d'une section située à une distance(x) de l'appui est donnée par la formule suivante :  $M(x) = q \cdot x (L-x)/2$  ..... (v-1)

Les valeurs des moments fléchissant dans différentes sections sont données dans le tableau suivant :

**Tableau-V-1: Valeurs des moments dans les différentes sections sous les charges permanentes**

Section	0,00 L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
Abscisses X(m)	0	3	6	9	12	15
M (t. m)	0	1100.66	1956.73	2568.21	2935.09	3057.39

#### V.1.2. moments engendrés par la surcharge A(L) :

$$A(L) = 978.48 \text{ kg/m}^2 = 0.97848 \text{ t/m}^2$$

$$q_A = n \times L_v \times A(L)$$

$n = 3$       Avec n : nombre de voies       $L_v =$  largeur d'une voie = 3,50m

$q_A$ : la surcharge A par mètre linéaire

- Pour trois voies chargées :  $q_{A3} = 3 \times 3.5 \times 0.97848 \longrightarrow q_A = 10.274 \text{ t/ml}$
- Pour deux voies chargées :  $q_{A2} = 2 \times 3.5 \times 0.97848 \longrightarrow q_{A2} = 6.849 \text{ t/ml}$
- Pour une voie chargée :  $q_{A1} = 1 \times 3.5 \times 0.97848 \longrightarrow q_{A1} = 3.425 \text{ t/ml}$

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres

En tenant compte de la pente qui égale à 2,5%, soit un angle  $\alpha = 1,432^\circ$ . en multipliant la charge  $q_A$  Par  $\cos\alpha$  nous aurons :

- Pour trois voies chargées :  $q_A = 10.271 \text{ t/ml}$
- Pour deux voies chargées :  $q_{A2} = 6.847 \text{ t/ml}$
- Pour une voie chargée :  $q_{A1} = 3.424 \text{ t/ml}$

NB : On remarque que  $q_A = 10.274 \approx 10.271 \text{ t/ml}$  soit une différence de 0,003 alors la pente est négligeable dans notre calcul.

On prend :  $q_A = 10.274 \text{ t/ml}$

$$q_{A2} = 6.849 \text{ t/ml}$$

$$q_{A1} = 3.425 \text{ t/ml}$$

Par la formule (V-1) précédente, on peut calculer la valeur du moment fléchissant dans les différentes sections, présentées dans le tableau suivant :

**Tableau-V-2: Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge « A(L) »**

Section		0,00 L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
Abscisses X(m)		0	3	6	9	12	15
Moment Mt (t.m)	1 voie chargée	0	138.713	246.600	323.663	369.900	385.313
	2 voies chargées	0	277.385	493.128	647.231	739.692	770.513
	3 voies chargées	0	416.097	739.728	970.893	1109.592	1155.825

### V.1.3. Moments engendrés par les surcharges sur le trottoir :

1 seul trottoir : 0.0975 t/ml

2 trottoirs : 0.195 t/ml

Par la formule (V.1) précédente, on peut calculer les valeurs du moment fléchissant dans les différentes sections qui sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau-V-3: Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge sur trottoir**

Section		0,00 L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
Abscisses X(m)		0	3	6	9	12	15
Moment Mt (t.m)	1 seul trottoir	0	3.949	7.02	9.214	10.53	10.969
	2 trottoirs	0	7.898	14.04	18.428	21.06	21.938

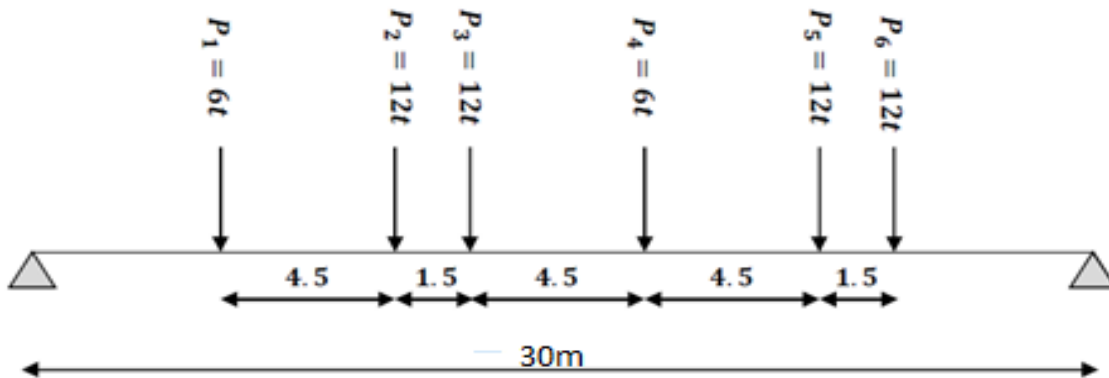
### V.1.4. Moments engendrés par les surcharges « Bc » :

On utilise le théorème de BARRE pour déterminer la section dangereuse.

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale des charges du convoi occupent des positions symétriques par rapport au milieu de la poutre.

Généralement; le maximum absolu a lieu au droit de l'un des essieux les plus voisins de la résultante générale.

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres



*Figure-V-2: Recherche du moment maximal.*

### ❖ Application de la Méthode de BARRE

- **Section dangereuse :**

La charge au droit de la section doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{k-1} P_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^k P_i \quad \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec : R : La résultante du système de charge.

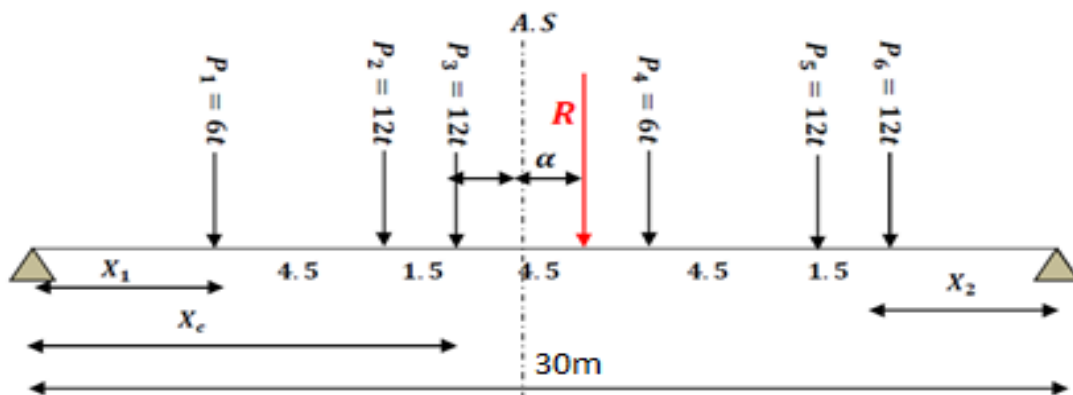
P : Charge d'un essieu du camion.

$$R = 6 \times 2 + 12 \times 4 = 60t$$

*Tableau-V-4: vérification de l'inégalité (V.2)*

Charges	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>
valeurs (t)	6	12	12	6	12	12
L'inégalité	$0 \leq 30 \leq 6$	$6 \leq 30 \leq 18$	$18 \leq 30 \leq 30$	$30 \leq 30 \leq 36$	$36 \leq 30 \leq 48$	$48 \leq 30 \leq 60$
Vérification	Non	Non	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	Non	Non

**Résultat:** la section dangereuse sera donnée soit par P3 ou P4.



*Figure-V-3: recherche du moment maximal*

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres

### Calcul de la distance $\alpha$ :

$$\Sigma M/R = P_1 \times (6+2\alpha) + P_2 \times (1.5+2\alpha) + P_3 \times 2\alpha - P_4 \times (4.5-2\alpha) - P_5 \times (9-2\alpha) - P_6 \times (10.5-2\alpha) = 0$$

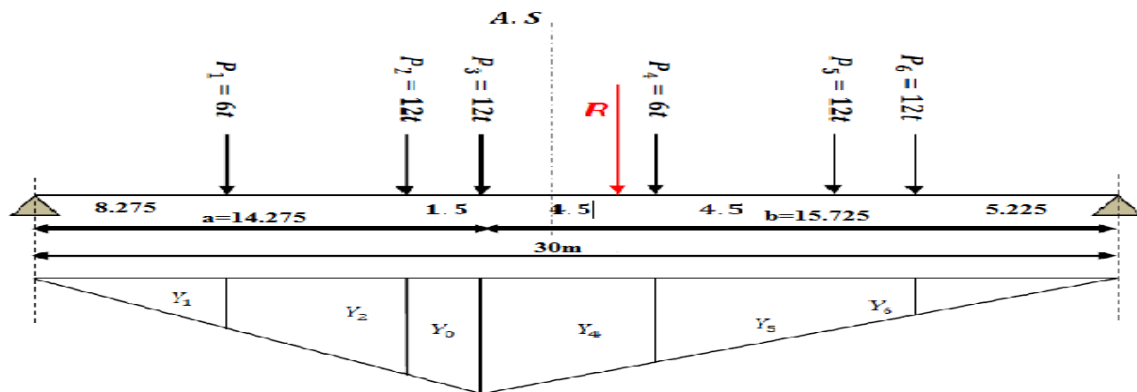
$$36 + 12\alpha + 18 + 24\alpha + 24\alpha - 27 + 12\alpha - 108 + 24\alpha - 126 + 24\alpha = 0$$

$$\alpha = 1.725$$

$$X_1 = 15 - (1.725 + 4.5 + 1.5) = 8.275\text{m}$$

$$X_2 = 30 - (8.275 + 4.5 + 1.5 + 4.5 + 4.5 + 1.5) = 5.225\text{m}$$

- **Le moment sous P3 :**



**Figure-V-4:** ligne d'influence du moment sous P3

D'après la similitude des triangles semblables :

La valeur d' $Y_0$  est donnée par la formule suivante :

$$Y_0 = (L-X/L) X \longrightarrow Y_0 = (30-14.275/30) \times 14.275 \longrightarrow Y_0 = 7.48\text{m}$$

$$0 \leq X \leq 14.275\text{m}$$

$$Y_i = (Y_0/a) X_i = (7.48/14.275) X_i$$

$$14.275 \leq X_i \leq 30\text{m}$$

$$Y_i = (Y_0/b) X_i = (7.48/15.725) X_i$$

**Tableau-V-5:** lignes d'influence du moment sous P3

$Y_i$	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
Valeur(m)	4.34	6.69	7.48	5.50	3.20	2.49

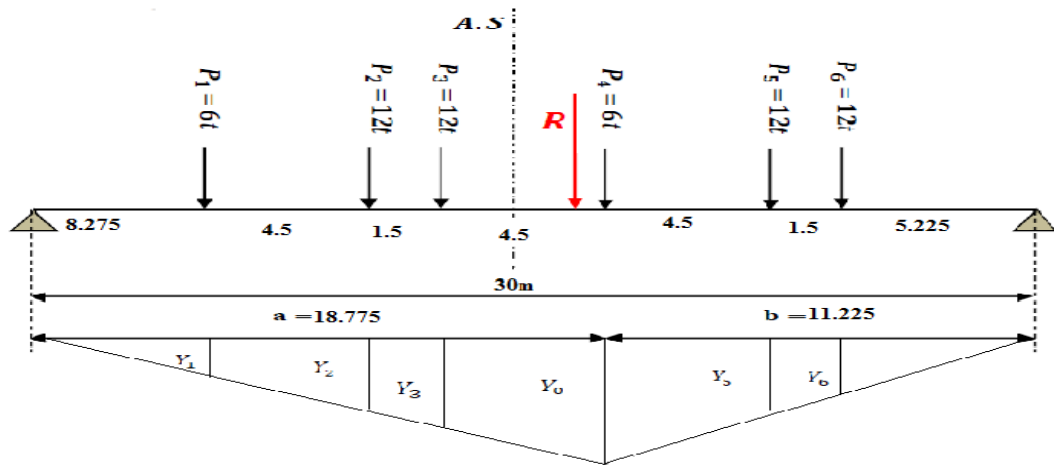
Le moment max sous P3 est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i \dots\dots\dots(V.3)$$

$$M_{\max} = [6 \times (4.34+5.50) + 12 \times (6.69+7.48+3.20+2.49)]$$

$$M_{\max} = 297.36 \text{ t.m}$$

- **Le moment sous P4 :**



**Figure-V-5:** lignes d'influences sous P4

La valeur d' $Y_0$  est donnée par la formule suivante :

$$Y_0 = (L-X/L) X \longrightarrow Y_0 = (30-11.225/30) \times 11.225 \longrightarrow Y_0 = 7.03\text{m}$$

$$0 \leq X \leq 18.775\text{m}$$

$$Y_i = (Y_0/a) X_i = (7.03/18.775) X_i$$

$$18.775 \leq X_i \leq 30\text{m}$$

$$Y_i = (Y_0/b) X_i = (7.03/11.225) X_i$$

**Tableau-V-6:** lignes d'influence du moment sous P4

$Y_i$	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
Valeur(m)	3.10	4.78	5.35	7.03	4.21	3.27

Le moment max sous P4 est donné par la formule (V.3) :

$$M_{\max} = [6 \times (3.10 + 7.03) + 12 \times (4.78 + 5.35 + 4.21 + 3.27)]$$

$$M_{\max} = 272.1 \text{ t.m}$$

Conclusion :

Le moment max  $M_{\max} = 297.36\text{t.m}$  se produit sous  $P_3 = 12\text{T}$  au droit de la section (c) avec :

$$X_c = 14,275\text{m}$$

**Remarque :** ce calcul est fait pour une seule voie, alors :

Pour deux voies  $M_{\max} = 594.72 \text{ t.m}$

Pour trois voies  $M_{\max} = 892.08 \text{ t.m}$

- **Détermination des moments fléchissant dans les différentes sections :**

Pour déterminer la section critique (C) qui correspond à la charge critique P qui engendre le moment fléchissant au niveau de (C), cette charge doit vérifier les 'intégralités suivantes :

$$\frac{\sum_{i=1}^j P_i}{a} \geq \frac{\sum_{i=j+1}^n P_i}{b} \quad ; \quad \frac{\sum_{i=1}^{j-1} P_i}{a} \geq \frac{\sum_{i=j}^n P_i}{b}$$

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres

### Exemple de calcul :

a)  $X = 0,1L$  :  $a = 3m$

$b = 27m$

*Tableau-V-7: recherche de la section dangereuse S*

<b>P</b>	<b>P<sub>1</sub></b>	<b>P<sub>2</sub></b>	<b>P<sub>3</sub></b>	<b>P<sub>4</sub></b>	<b>P<sub>5</sub></b>	<b>P<sub>6</sub></b>
<b>Condition 1</b>	$\frac{6}{3} > \frac{54}{27}$	$\frac{18}{3} > \frac{42}{27}$	$\frac{30}{3} > \frac{30}{27}$	$\frac{36}{3} > \frac{24}{27}$	$\frac{48}{3} > \frac{12}{27}$	$\frac{60}{3} > \frac{0}{27}$
<b>Condition 2</b>	$\frac{0}{3} < \frac{60}{27}$	$\frac{6}{3} > \frac{54}{27}$	$\frac{18}{3} > \frac{24}{27}$	$\frac{30}{3} > \frac{30}{27}$	$\frac{36}{3} > \frac{24}{27}$	$\frac{48}{3} > \frac{12}{27}$
<b>Résultat</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	Non	Non	Non	Non

D'après ce tableau, constate que c'est les charges P<sub>1</sub> et P<sub>2</sub> qui engendrent le moment maximale au droit de cette section (0,1L).

• **Calcul du moment sous P<sub>1</sub> à (x = 0,1L) :**

$$Y_0 = (Lc - Xc/Lc) Xc = (30 - 3/30) \times 3 = 2.7m$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

$$\begin{cases} 0 \leq X \leq 3 & Y_i = (Y_0/a)X_i = 0.9X_i \\ 3 \leq X \leq 30 & Y_i = (Y_0/b)X_i = 0.1X_i \end{cases}$$

*Tableau-V-8: Lignes d'influences du moment sous P<sub>1</sub>*

<b>y</b>	<b>y<sub>0</sub></b>	<b>y<sub>2</sub></b>	<b>y<sub>3</sub></b>	<b>y<sub>4</sub></b>	<b>y<sub>5</sub></b>	<b>y<sub>6</sub></b>
<b>Valeur</b>	2.7	2.25	2.1	1.65	1.2	1.05

Le moment Max est de :  $M_{max} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$

$$M_{max} (P_1) = 6(2.7 + 1.65) + 12(2.25 + 2.1 + 1.2 + 1.05) = 105.3 \text{ t.m}$$

$$M_{max} (P_1) = 105.3 \text{ t.m}$$

• **Calcul du moment sous P<sub>2</sub> à (x = 0,1L) :**

$$Y_0 = (Lc - Xc/Lc) Xc = (30 - 3/30) \times 3 = 2.7m$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

$$\begin{cases} 0 \leq X \leq 3 & Y_i = (Y_0/a)X_i = 0.9X_i \\ 3 \leq X \leq 30 & Y_i = (Y_0/b)X_i = 0.1X_i \end{cases}$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

*Tableau-V-9: Lignes d'influences du moment sous P<sub>2</sub>*

<b>y</b>	<b>y<sub>0</sub></b>	<b>y<sub>2</sub></b>	<b>y<sub>3</sub></b>	<b>y<sub>4</sub></b>	<b>y<sub>5</sub></b>	<b>y<sub>6</sub></b>
<b>Valeur</b>	0.0	2.7	2.55	2.1	1.65	1.5

Le moment max est de :  $M_{max} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$

$$M_{max} (P_2) = 6(0 + 2.1) + 12(2.7 + 2.55 + 1.65 + 1.5) = 113.4 \text{ t.m}$$

$$M_{max} (P_2) = \max (105.3; 113.4) = 113.4 \text{ t.m}$$

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres

**b) X = 0,2L : a = 6m    b=24m**

**Tableau-V-10: recherche de la section dangereuse S**

P	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>
Condition 1	$\frac{6}{6} \geq \frac{54}{24}$	$\frac{18}{6} \geq \frac{42}{24}$	$\frac{30}{6} \geq \frac{30}{24}$	$\frac{36}{6} \geq \frac{24}{24}$	$\frac{48}{6} \geq \frac{12}{24}$	$\frac{60}{6} \geq \frac{0}{24}$
Condition 2	$\frac{0}{6} \leq \frac{60}{24}$	$\frac{6}{6} \geq \frac{54}{24}$	$\frac{18}{6} \geq \frac{24}{24}$	$\frac{30}{6} \geq \frac{30}{24}$	$\frac{36}{6} \geq \frac{24}{24}$	$\frac{48}{6} \geq \frac{12}{24}$
Résultat	Non	<b>Oui</b>	Non	Non	Non	Non

D'après ce tableau, constate que c'est la charge P<sub>2</sub> qui engendre le moment maximale au droit de cette section (0,2L).

- **Calcul du moment sous P<sub>2</sub> à (x = 0.2L) :**

$$Y_0 = (Lc - Xc/Lc) Xc = (30 - 6/30) \times 6 = 4.8m$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

$$\begin{cases} 0 \leq X \leq 6 & Y_i = (Y_0/a)X_i = 0.8X_i \\ 6 \leq X \leq 30 & Y_i = (Y_0/b)X_i = 0.2X_i \end{cases}$$

**Tableau-V-11: Lignes d'influences du moment sous P<sub>2</sub>**

y	y <sub>1</sub>	y <sub>0</sub>	y <sub>3</sub>	y <sub>4</sub>	y <sub>5</sub>	y <sub>6</sub>
Valeur	3.11	4.80	4.38	3.13	1.76	1.45

Le moment max est de :  $M_{max} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$

$$M_{max}(P_2) = 6(3.11 + 3.13) + 12(4.8 + 4.38 + 1.76 + 1.45) = 186.12 \text{ t.m}$$

$$M_{max}(P_1) = 186.12 \text{ t.m}$$

**c) X = 0,3L: a = 9m    et    b= 21m**

**Tableau-V-12: recherche de la section dangereuse S**

P	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>
Condition 1	$\frac{6}{9} \geq \frac{54}{21}$	$\frac{18}{9} \geq \frac{42}{21}$	$\frac{30}{9} \geq \frac{30}{21}$	$\frac{36}{9} \geq \frac{24}{21}$	$\frac{48}{9} \geq \frac{12}{21}$	$\frac{60}{9} \geq \frac{0}{21}$
Condition 2	$\frac{0}{9} \leq \frac{60}{21}$	$\frac{6}{9} \geq \frac{54}{21}$	$\frac{18}{9} \geq \frac{24}{21}$	$\frac{30}{9} \geq \frac{30}{21}$	$\frac{36}{9} \geq \frac{24}{21}$	$\frac{48}{9} \geq \frac{12}{21}$
Résultat	Non	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	Non	Non	Non

D'après ce tableau, constate que c'est les charges P<sub>2</sub> et P<sub>3</sub> qui engendrent le moment maximale au droit de cette section (0, 3L).

- **Calcul du moment sous P<sub>2</sub> à (x = 0.3L) :**

$$Y_0 = (Lc - Xc/Lc) Xc = (30 - 9/30) \times 9 = 6.3m$$

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

**Tableau-V-13: Lignes d'influences du moment sous P<sub>2</sub>**

y	y <sub>1</sub>	y <sub>0</sub>	y <sub>3</sub>	y <sub>4</sub>	y <sub>5</sub>	y <sub>6</sub>
Valeur	4.08	6.3	5.75	4.11	2.46	1.91

Le moment max est de :  $M_{max} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$

$$M_{max} (P_2) = 6(4.08+4.11) + 12(6.3+5.75+2.46+1.91) = 246.18 \text{ t.m}$$

$$M_{max} (P_2) = 246.18 \text{ t.m}$$

- **Calcul du moment sous P<sub>3</sub> à (x = 0.3L) :**

$$Y_0 = (L_c - X_c / L_c) X_c = (30 - 9 / 30) \times 9 = 6.3 \text{ m}$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

**Tableau-V-14: Lignes d'influences du moment sous P<sub>3</sub>**

y	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	y <sub>0</sub>	y <sub>4</sub>	y <sub>5</sub>	y <sub>6</sub>
Valeur	2.1	5.25	6.3	4.95	3.6	3.15

Le moment max est de :  $M_{max} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$

$$M_{max} (P_2) = 6(2.1+4.95) + 12(5.25+6.3+3.6+3.15) = 261.96 \text{ t.m}$$

$$M_{max} (P_1) = \max (246.18; 261.96) = 261.96 \text{ t.m}$$

**d) X = 0,4L:** a = 12m b= 18m

**Tableau-V-15: recherche de la section dangereuse S**

P	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>
Condition 1	$\frac{6}{12} \geq \frac{54}{18}$	$\frac{18}{12} \geq \frac{42}{18}$	$\frac{30}{12} \geq \frac{30}{18}$	$\frac{36}{12} \geq \frac{24}{18}$	$\frac{48}{12} \geq \frac{12}{18}$	$\frac{60}{12} \geq \frac{0}{18}$
Condition 2	$\frac{0}{12} \leq \frac{60}{18}$	$\frac{6}{12} \geq \frac{54}{18}$	$\frac{18}{12} \geq \frac{24}{18}$	$\frac{30}{12} \geq \frac{30}{18}$	$\frac{36}{12} \geq \frac{24}{18}$	$\frac{48}{12} \geq \frac{12}{18}$
Résultat	Non	Non	<b>Oui</b>	Non	Non	Non

D'après ce tableau, constate que c'est la charge P<sub>3</sub> qui engendre le moment maximale au droit de cette section (0, 4L).

- **Calcul du moment sous P<sub>3</sub> à (x = 0.4L) :**

$$Y_0 = (L_c - X_c / L_c) X_c = (30 - 12 / 30) \times 12 = 7.2 \text{ m}$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

**Tableau-V-16: Lignes d'influences du moment sous P<sub>3</sub>**

y	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	y <sub>0</sub>	y <sub>4</sub>	y <sub>5</sub>	y <sub>6</sub>
Valeur	3.6	6.3	7.2	5.4	3.6	3.0

$$M_{max} (P_2) = 6(3.6+5.4) + 12(6.3+7.2+3.6+3.0) = 295.2 \text{ t.m}$$

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres

**d) X = 0,5L:** a = 15m et b= 15m

**Tableau-V-17: recherche de la section dangereuse S**

P	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>
Condition 1	$\frac{6}{15} \geq \frac{54}{15}$	$\frac{18}{15} \geq \frac{42}{15}$	$\frac{30}{15} \geq \frac{30}{15}$	$\frac{36}{15} \geq \frac{24}{15}$	$\frac{48}{15} \geq \frac{12}{15}$	$\frac{60}{15} \geq \frac{0}{15}$
Condition 2	$\frac{0}{15} \leq \frac{60}{15}$	$\frac{6}{15} \geq \frac{54}{15}$	$\frac{18}{15} \geq \frac{24}{15}$	$\frac{30}{15} \geq \frac{30}{15}$	$\frac{36}{15} \geq \frac{24}{15}$	$\frac{48}{15} \geq \frac{12}{15}$
Résultat	Non	Non	Non	Oui	Non	Non

D'après ce tableau, constate que c'est les charges P<sub>3</sub> et P<sub>4</sub> qui engendrent le moment maximale au droit de cette section (0, 4L).

- **Calcul du moment sous P<sub>3</sub> à (x = 0.5L) :**

$$Y_0 = (Lc - Xc/Lc) Xc = (30 - 15/30) \times 15 = 7.5 \text{ m}$$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

**Tableau-V-18: Lignes d'influences du moment sous P<sub>3</sub>**

y	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	y <sub>0</sub>	y <sub>4</sub>	y <sub>5</sub>	y <sub>6</sub>
Valeur	4.5	6.75	7.5	5.25	3.0	2.25

$$M_{\max}(P_2) = 6(4.5 + 5.25) + 12(6.75 + 7.5 + 3.0 + 2.25) = 292.5 \text{ t.m}$$

- **Calcul du moment sous P<sub>4</sub> à (x = 0.5L) :**

$$Y_0 = (Lc - Xc/Lc) Xc = (30 - 15/30) \times 15 = 7.5 \text{ m}$$

**Tableau-V-19: Lignes d'influences du moment sous P<sub>4</sub>**

y	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	y <sub>3</sub>	y <sub>0</sub>	y <sub>5</sub>	y <sub>6</sub>
Valeur	2.25	4.5	5.25	7.5	5.25	4.5

$$M_{\max}(P_2) = 6(2.25 + 7.5) + 12(4.5 + 5.25 + 5.25 + 4.5) = 292.5 \text{ t.m}$$

$$M_{\max}(P_1) = \max(292.5; 292.5) = 292.5 \text{ t.m}$$

- ❖ **Le moment fléchissant après majoration est donné comme suit :**

$$M = \delta p \times bc \times M_{\max}$$

$b_c = 0.95$  coefficient de pondération pour les trois convois

$\delta$ : coefficient dynamique de la poutre.

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

Avec : P=815.304t ; S= 171 ; L= 30m

donc:  $\delta = 1.087$

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres

Les résultats des moments sous différentes sections :

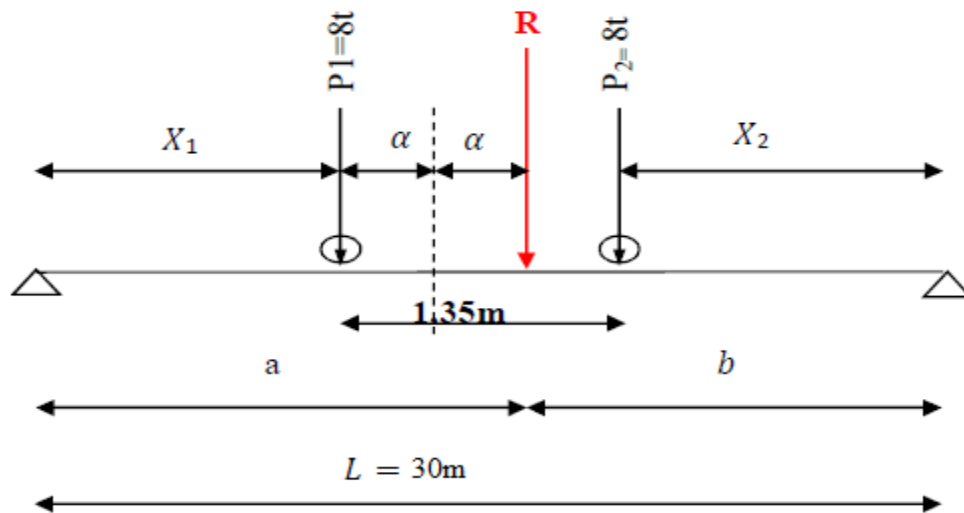
**Tableau-V-20: Moments de la surcharge Bc dans les différentes sections**

M (t.m)	Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
	Non corrigé	0	113.4	186.12	261.96	295.2	292.5
	b <sub>c</sub>	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
	δ	1.087	1.087	1.087	1.087	1.087	1.087
	1 convoi	0	117.103	192.197	270.513	304.838	302.050
	2 convois	0	234.205	384.394	541.026	609.677	604.100
	3 convois	0	351.308	576.591	811.539	914.515	906.150

### V.1.5. Les moments engendrés par les surcharges « Bt » :

Pour les ponts supportant au moins deux types deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée. Soit 4 files de 8t. La section dangereuse peut être obtenue sous P<sub>1</sub> ou P<sub>2</sub>.

$$P_1 = P_2 = 8t \Rightarrow R = \sum_{i=1}^2 P_i = 16t$$



**Figure-V-6: Chargement type sous un tandem (système Bt)**

$$\sum M/R = 0$$

$$8(2\alpha) - 8(1,35 - 2\alpha) = 0 \Rightarrow \alpha = \frac{10,8}{32} = 0,3375\text{m}$$

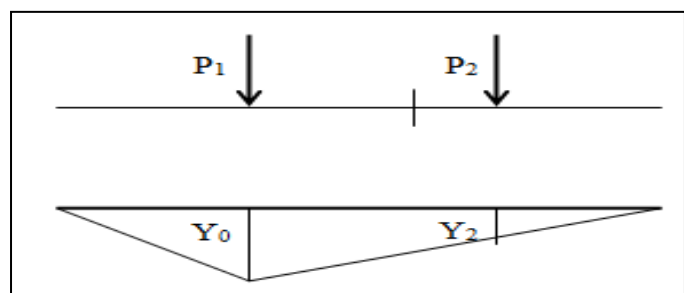
Calcul de X<sub>1</sub> et X<sub>2</sub> :

$$X_1 = \frac{30}{2} - \alpha = 14,6625\text{m}$$

$$X_2 = \frac{30}{2} - (1,35 - 0,3375) = 13,9875\text{m}$$

$$a = 30/2 + \alpha = 15,3375\text{ m.}$$

$$b = 30/2 - \alpha = 14,6625\text{ m.}$$



**Figure-V-7: moment max. sous P<sub>1</sub>**

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres

- **Calcul du moment max. sous P1:**

$$Y_0 = (L-X/L) X$$

$$Y_0 = (30 - 14.6625/30) 14.6625 = 7.496 \text{ m.}$$

$$Y_i = (Y_0/a) X_i = (7.496/15.3375) 13.9875 = 6.836 \text{ m.}$$

*Tableau-V-21: lignes d'influence du moment sous P<sub>1</sub>*

Y <sub>i</sub>	Y <sub>0</sub>	Y <sub>2</sub>
Valeur(m)	7.496	6.836

$$M_{\max} = n \sum_{i=1}^2 P_i Y_i$$

$$M_{\max} = 2 \times 8 \times (7.496 + 6.836) = 229.312 \text{ t.m}$$

- **Calcul du moment max. sous P2:**

$$Y_0 = (L-X/L) X$$

$$Y_0 = (30 - 15.3375/30) 15.3375 = 7.496 \text{ m.}$$

$$Y_i = (Y_0/a) X_i = (7.496/15.3375) 14.6625 = 7.166 \text{ m.}$$

*Tableau-V-22: lignes d'influence du moment sous P<sub>2</sub>*

Y <sub>i</sub>	Y <sub>0</sub>	Y <sub>2</sub>
Valeur(m)	7.496	7.166

$$M_{\max} = n \sum_{i=1}^2 P_i Y_i$$

$$M_{\max} = 2 \times 8 \times (7.496 + 7.166) = 234.592 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = \max(229.312 ; 234.592) = 234.592 \text{ t.m}$$

Le moment max. est engendré sous la charge P2 avec une valeur de 234,592 t. m

Pour un tandem :  $M_{\max} = 234.592 \text{ t. m}$

Pour deux tandems :  $M_{\max} = 2 \times 234.592 = 469.184 \text{ t. m}$

Pour trois tandems :  $M_{\max} = 3 \times 234.592 = 703.776 \text{ t.m}$

Cette valeur sera en suite multiplié par un coefficient correcteur  $b_t$  et le coefficient dynamique  $\delta = 1,069$

Notre pont est de 1<sup>ere</sup> classe =>  $b_t = 1,0$ .

Pour un tandem :  $M_{\max} = 234.592 \times 1 \times 1,069 = 250.779 \text{ t. m}$

Pour deux tandems :  $M_{\max} = 469.184 \times 1 \times 1,069 = 501.558 \text{ t. m}$

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres

De la même façon, on procède pour les autres sections de la travée. Les valeurs du moment dans chacune sont :

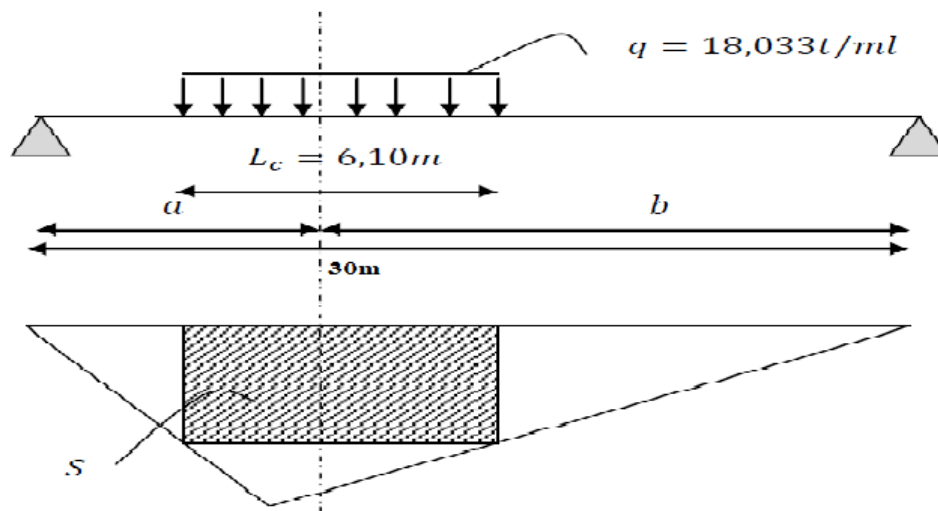
Les résultats des moments sous différentes sections :

**Tableau-V-23: Moments des surcharges Bt dans les différentes sections**

	Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
M (t.m)	Non corrigé	0					
	$b_t$	1	1	1	1	1	1
	$\delta$	1.069	1.069	1.069	1.069	1.069	1.069
	1 convoi	0	98.17	173.58	229.32	257.93	270.65
	2 convois	0	196.34	347.16	458.64	515.86	541.30

### V.1.6. Moment engendré par la surcharge Mc120 :

Les véhicules du système Mc peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelque soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre n'est pas limité sauf que la distance libre entre les points de contacts des chenilles de deux véhicules consécutifs doit avoir au moins 30,50 m. De ce fait, un seul véhicule est considéré pour le calcul du moment.



**Figure-V-8: Position de Mc120**

Le convoi Mc 120 comporte 2 chenilles et représente une charge totale de 1100 KN

$$\text{Alors : } q = \frac{1100}{6.1} = 18.033 \text{ t/ml}$$

Exemple pour  $X = 0,1L$  :  $a = 3\text{m}$   $b = 27\text{m}$

$$M_{\max} = q \times S$$

$$\text{Avec : } S = \frac{a \times b}{L} \times L_c \times \left(1 - \frac{L_c}{2L}\right) = 14.80 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 266.89 \text{ t.m}$$

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres

- **Calcul du coefficient de majoration dynamique :**

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1+2 \times L}$$

L : longueur de l'élément => L = 30m

pois de l'élément concerné par la flexion longitudinal, P = 815.304 t

S : la charge du système considéré => S = 110 t

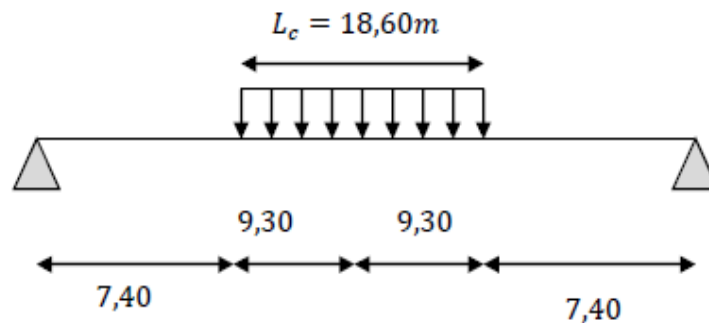
$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{815.304}{110}} + \frac{0.4}{1+2 \times 30} = 1.077$$

De la même méthode, on calcul le moment max pour les autres sections :

**Tableau-V-24: Moments des surcharges Mc 120 dans les différentes sections**

M (t.m)	Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
	$\delta$		1.077	1.077	1.077	1.077	1.077
	Non corrigé	0	266.89	474.33	622.55	711.49	741.13
	corrigé	0	287.44	510.85	670.49	766.27	798.20

### V.1.7. Moment engendré par la surcharge D240 :



**Figure-V-9: position de D240 sur la travée**

$$q = \frac{240}{18.6} = 12.903 \text{ t/ml}$$

$$M_{\max} = q \times S$$

$$S = \frac{a \times b}{L} \times L_c \times \left(1 - \frac{L_c}{2L}\right)$$

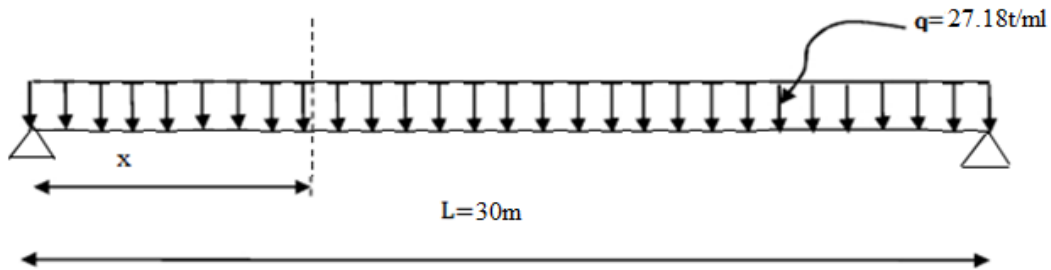
On procède de la même manière que la surcharge Mc 120 pour déterminer les moments dans les différentes sections.

**Tableau-V-25: Moment des surcharges D240 dans les différentes sections**

Section	0,0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
Abscisse	0	3	6	9	12	15
M (t.m)	0	447.112	794.866	1043.262	1192.299	1241.978

**V.2. calcul des efforts tranchants :**

**V.2.1. Les efforts tranchants engendrés par les charges permanentes :**



*Figure-V-10: Schéma statique d'une poutre*

La valeur de l'effort tranchant d'une section située à une distance X de l'appui gauche est donnée par l'expression suivante :

$$T(x) = q \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right)$$

Avec :  $q = 27.18 \text{ t/ml}$

$$T(x) = 27.18 (15 - x)$$

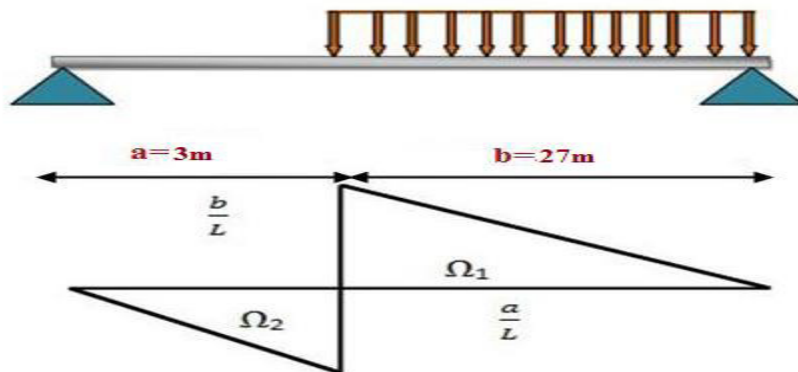
Les valeurs de l'effort tranchant aux différentes sections sont données dans le tableau ci après:

**Tableau-V-26: effort tranchant dans les différentes sections sous G**

Section	0,0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
Abscisse	0	3	6	9	12	15
M (t.m)	407.70	326.16	244.62	163.08	81.54	0

**V.2.2. Les efforts tranchants engendrés par la surcharge A(l) :**

Nous utilisons les lignes d'influences, sachant que l'effort tranchant maximal est obtenu en chargeant la partie de la poutre située entre le point C et l'appui le plus éloigné.



*Figure-V-11: Ligne d'influence de l'effort tranchant à 0,1L*

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres

$$T = q \cdot \Omega$$

Exemple de calcul  $x = 0,0L$  :

$$a = 0.0m \quad ; \quad b = 30m$$

$$A(L) = 1 \times 0.9 \times \left( 230 + \frac{36000}{30+12} \right) 10^{-3} = 0.9784 \text{ t/m}^2$$

$$q = A \times V = 0.9784 \times 3.5 = 3.424 \text{ t/m}$$

$$T_{\max} = 3,4244 \times (30)^2 / (2 \times 30) = 51.366t$$

**Pour deux voies chargées :**  $T_{\max} = 102.732t$

**Pour trois voies chargées :**  $T_{\max} = 154.098t$

On procédera de la même manière pour le calcul de l'effort tranchant aux différentes sections et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau-V-27:** effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge A (L)

T (t)	Section	0,0 L	0,01L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
		X (m)	0	3	6	9	12
	q (t/ml)	3.424	3.424	3.424	3.424	3.424	3.424
	01 voie	51.366	41.602	32.870	25.166	18.490	12.840
	02 voies	102.732	83.204	65.740	50.332	36.890	25.680
	03 voies	154.098	124.806	98.610	75.498	55.470	38.520

### V.2.3. efforts tranchants engendrés par les surcharges sur les trottoirs :

En suivant le même cheminement que la surcharge A(l), en appliquant la méthode des lignes d'influence :

1 trottoir chargé :  $q = 0,0975 \text{ t/ml}$

2 trottoirs chargés :  $q = 0,195 \text{ t/ml}$

$$T = \frac{q}{2L} (b)^2$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

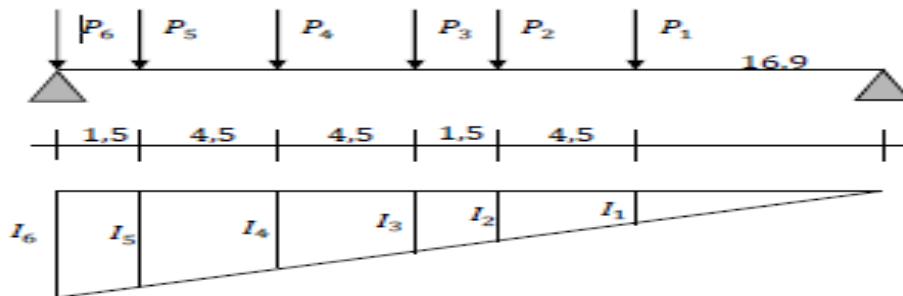
**Tableau-V-28:** effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge trottoirs

T (t)	Section	0,0 L	0,01L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
		X (m)	0	3	6	9	12
	1 trottoir chargé	1.463	1.185	0.936	0.717	0.527	0.366
	2 trottoirs chargés	2.926	2.370	1.872	1.434	1.054	0.732

### V.2.4. Les efforts tranchants engendrés par la surcharge Bc :

On utilise la méthode des lignes d'influence et on calcule, comme exemple, l'effort tranchant à la section  $X = 0,0L$

$$T = \sum_{i=1}^6 (P_i \times I_i) \quad \text{avec : } I_i = I_6 \cdot X_i / L$$



*Figure-V-12: Position du système Bc donnant T max à 0,0L*

Exemple de calcul :

**Section 0,0L:**

$$a = 0\text{m}$$

$$b = 30\text{m}$$

$$I_6 = \frac{b}{L} = \frac{30}{30} = 1$$

*Tableau-V-29: lignes d'influence due à la surcharge BC à 0,0 L*

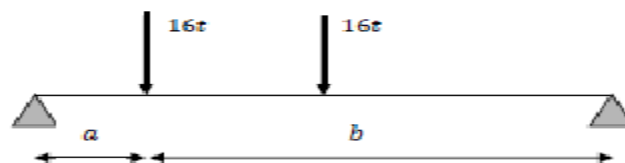
Ii	I6	I5	I4	I3	I2	I1
Valeurs (m)	1	0.95	0.8	0.65	0.6	0.45

*Tableau-V-30: efforts tranchants dus à la surcharge BC dans les différentes sections*

section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Abscisses	0.00	3	6	9	12	15
T (t) 1 convoi	45.63	41.31	36.72	32.13	27.54	22.95
T (t) 2 convois	91.26	82.62	73.44	64.26	55.08	45.9
T (t) 3 convois	136.89	123.93	110.16	96.39	82.62	68.85

### V.2.5. Les efforts tranchants engendrés par la surcharge Bt :

De la même façon nous utilisons la méthode des lignes d'influences, pour calculer l'effort tranchant par la formule suivante :



*Figure-V-13: surcharge Bt*

$$\sum_{i=1}^6 (P_i \times I_i)$$

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres

### Exemple de calcul :

**X = 0,1L:**

a = 3m b = 27m

$I_1 = b/L = 0,9$

$I_2 = [I_1/(L-3)]X_i$  donc:  $I_2 = 0,859$

T max = 16 (0,9 + 0,859) = 28,15t

**Tableau-V-31: Effort tranchants engendré par la surcharge Bt**

section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Abscisses	0	3	6	9	12	15
T (t) 1 tandem	30.55	28.15	26.43	24.18	22.59	20.88
T (t) 2 tandems	61.10	56.30	52.86	48.36	45.18	41.76

### V.2.6. Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120:

En utilisant la méthode RDM :

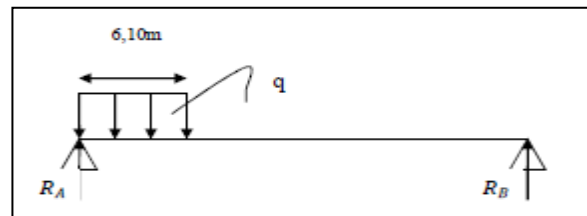
Exemple X = 0,0L

a = 0,0m b = 30m

$q = 110/6,1 = 18,033\text{t/ml}$

$\Sigma M/B = R_A.L - q \times 6,1(b - 6,1/2) = 0$

$R_A = T \text{ max} = 98,82\text{t}$



**Figure-V-14: surcharge Mc120**

Les résultats des différentes sections sont données dans le ci-dessous :

**Tableau-V-32: Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120**

section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
a	0	3	6	9	12	15
T (t)	98.82	87.82	76.82	65.82	54.82	43.82

### V.2.7. Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240:

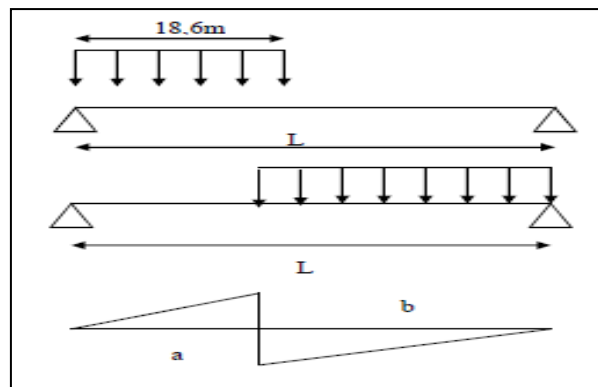
Avec la méthode utilisée précédemment on calcule l'effort tranchant dû à la surcharge D240 :

**Exemple de calcul :**

**X = 0,0L :**

$\Sigma M/B = R_A.L - q \times 18,6(b - 18,6/2) = 0$

$R_A = T \text{ max} = 165,60\text{t}$



**Figure-V-15: surcharge D240**

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts dans les poutres

Les résultats des différentes sections sont données dans le ci-dessous :

**Tableau-V-33: Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240**

section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
a	0	3	6	9	12	15
T (t)	165.60	141.58	117.60	93.60	69.60	45.60

Les résultats des moments et efforts tranchant dans les différentes sections sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau-V-34: récapitulatif des efforts internes longitudinaux le long de la poutre**

Type de charge	Nbre de voies chargées	Section effort	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
G		M (t. m)	0	1100.66	1956.73	2568.21	2935.09	3057.39
		T(t)	407.70	326.16	244.62	163.08	81.54	0
A(l)	1 voie chargée	M (t. m)	0	138.713	246.600	323.663	369.900	385.313
		T(t)	51.366	41.602	32.870	25.166	18.490	12.840
	2 voies chargées	M (t. m)	0	277.385	493.128	647.231	739.692	770.513
		T(t)	102.732	83.204	65.740	50.332	36.890	25.680
	3 voies chargées	M (t. m)	0	416.097	739.728	970.893	1109.592	1155.825
		T(t)	154.098	124.806	98.610	75.498	55.470	38.520
Trottoirs	1 seul Trottoir	M (t. m)	0	3.949	7.02	9.214	10.53	10.969
		T(t)	1.463	1.185	0.936	0.717	0.527	0.366
	2 trottoirs	M (t. m)	0	7.898	14.04	18.428	21.06	21.938
		T(t)	2.926	2.370	1.872	1.434	1.054	0.732
Bc	1 convoi	M (t. m)	0	117.103	192.197	270.513	304.838	302.050
		T(t)	45.63	41.31	36.72	32.13	27.54	22.95
	2 convois	M (t. m)	0	234.205	384.394	541.026	609.677	604.100
		T(t)	91.26	82.62	73.44	64.26	55.08	45.9
	3 convois	M (t. m)	0	351.308	576.591	811.539	914.515	906.150
		T(t)	136.89	123.93	110.16	96.39	82.62	68.85
Bt	1 Tandem	M (t. m)	0	98.17	173.58	229.32	257.93	270.65
		T(t)	30.55	28.15	26.43	24.18	22.59	20.88
	2 tandem	M (t. m)	0	196.34	347.16	458.64	515.86	541.30
		T(t)	61.10	56.30	52.86	48.36	45.18	41.76
Mc 120	/	M (t. m)	0	287.44	510.85	670.49	766.27	798.20
		T(t)	98.82	87.82	76.82	65.82	54.82	43.82
D240	/	M (t. m)	0	447.112	794.866	1043.262	1192.299	1241.978
		T(t)	165.60	141.58	117.60	93.60	69.60	45.60

# Chapitre VI

## Modélisation

### **VI. Introduction :**

Pour modéliser le tablier du pont on a opté pour le calcul numérique on utilisant le programme aux éléments finis ROBOT Millenium 2010.

### **VI.1.Présentation du logiciel robot :**

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

**Robot** 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.

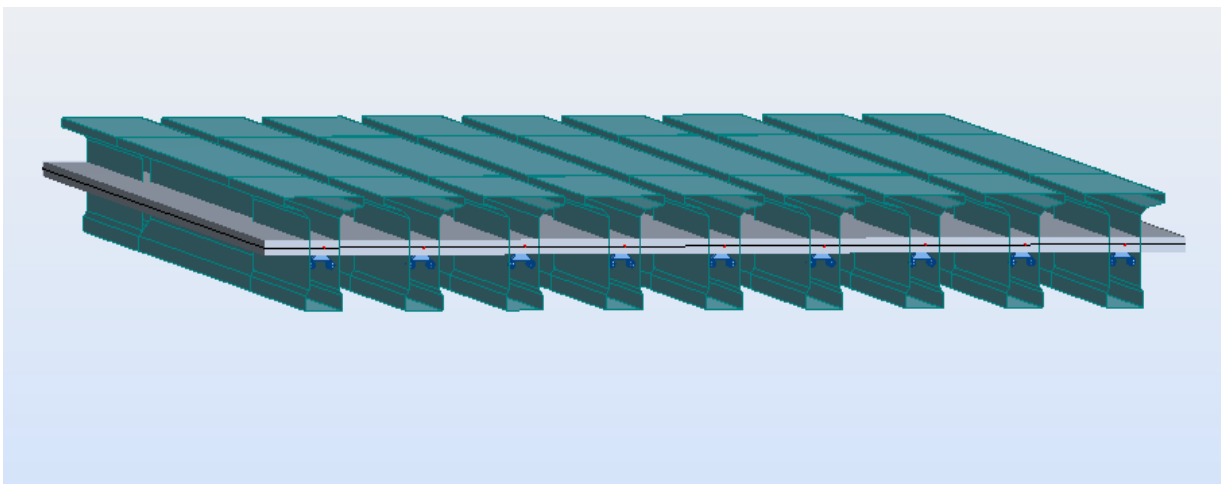
### **VI.2.Modèle de calcul :**

Pour calculer les efforts dans la structure (M, N, T), Le modèle numérique a été généré en utilisant un ensemble d'éléments finis. Des éléments finis bidimensionnels ont été utilisé pour la dalle (élément plaque) et éléments barres pour les poutres.

Chaque élément fini est décrit par nœuds et des caractéristiques mécaniques données calculées à partir des matériaux et des sections adéquatement introduites dans le modèle de calcul.

En ce qui concerne les conditions aux limites, le tablier est reposé sur des appuis simples.

Vu que le pont est constitué de 03 travées isostatiques chaque travée travaille toute seule d'où la modélisation de la travée la plus grande pour ensuite englobé les résultats sur toute la structure.



*Figure-VI-1: vue du modèle de tablier en 3D*

### VI.2.1. Les cas de charge à considérer :

*Tableau-VI-1: valeurs des charges considérées*

Désignation		valeur
Charges Permanentés	Poids propres G	G : est pris automatiquement par le logiciel.
	Revêtement et étanchéité $G_{\text{revêtement}}$	$G_{\text{revêtement}} = 0.24 \text{ t/ml}$
	Poids du trottoir $G_{\text{trottoir}}$	$G_{\text{trottoir}} = 0.5 \text{ t/ml}$
	Poids propre de la corniche	$G_{\text{corniche}} = 0.125 \text{ t/ml}$
	Poids du garde corps	$G_{\text{garde-corp}} = 0.1 \text{ t/ml}$
	Poids de la glissière de sécurité	$G_{\text{glissière}} = 0.06 \text{ t/ml}$
Surcharges D'exploitation	Surcharge sur trottoir $Q_{\text{trottoir}}$	Charge uniforme de 0.15 t/ml
	Surcharge A(l)	Charge uniforme de $0.98 \text{ t/m}^2$
	Système BC	Charge concentré 3t pour les essieux avant et 6t pour les essieux arrière
	MC120	charge uniforme de $9.02 \text{ t/m}^2$
	D240	Charge uniforme de $4.03 \text{ t/m}^2$

### VI.2.2. Les étapes de modélisation :

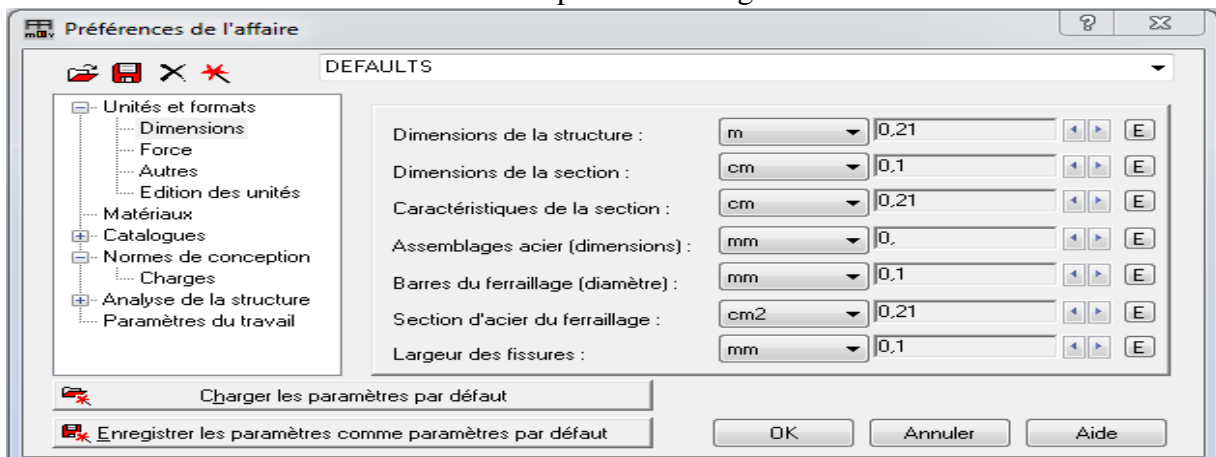
Le tablier est modélisé par des poutres et une dalle supporté par neuf appuis, les poutres sont modélisées par des éléments (**barre**) et la dalle est modélisée par éléments panneau à 4 nœuds.

On a modélisée suivant les étapes Ci-après :

#### ❖ 1<sup>ère</sup> étape :

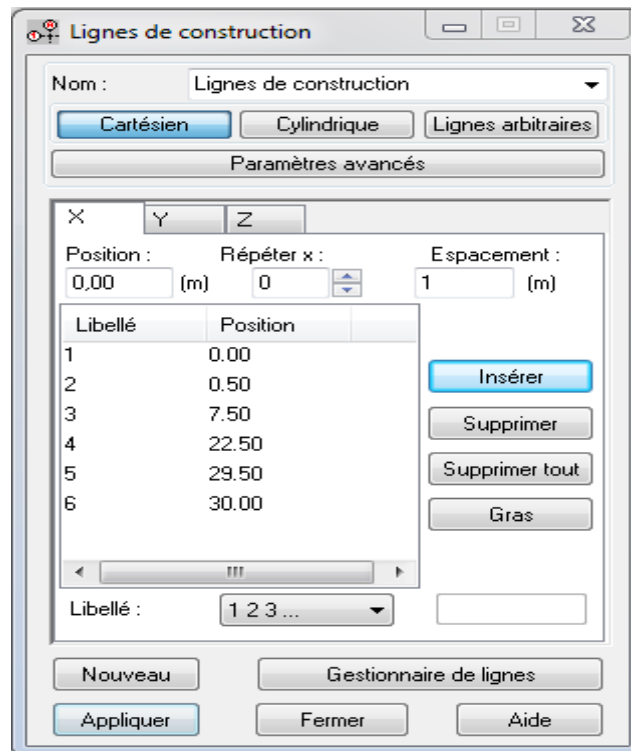
Le logiciel nécessite la définition des caractéristiques «préférences de l'affaire» :

- Définition des caractéristiques des matériaux.
- Définition des unités.
- Définition des normes de conception et des règlements.

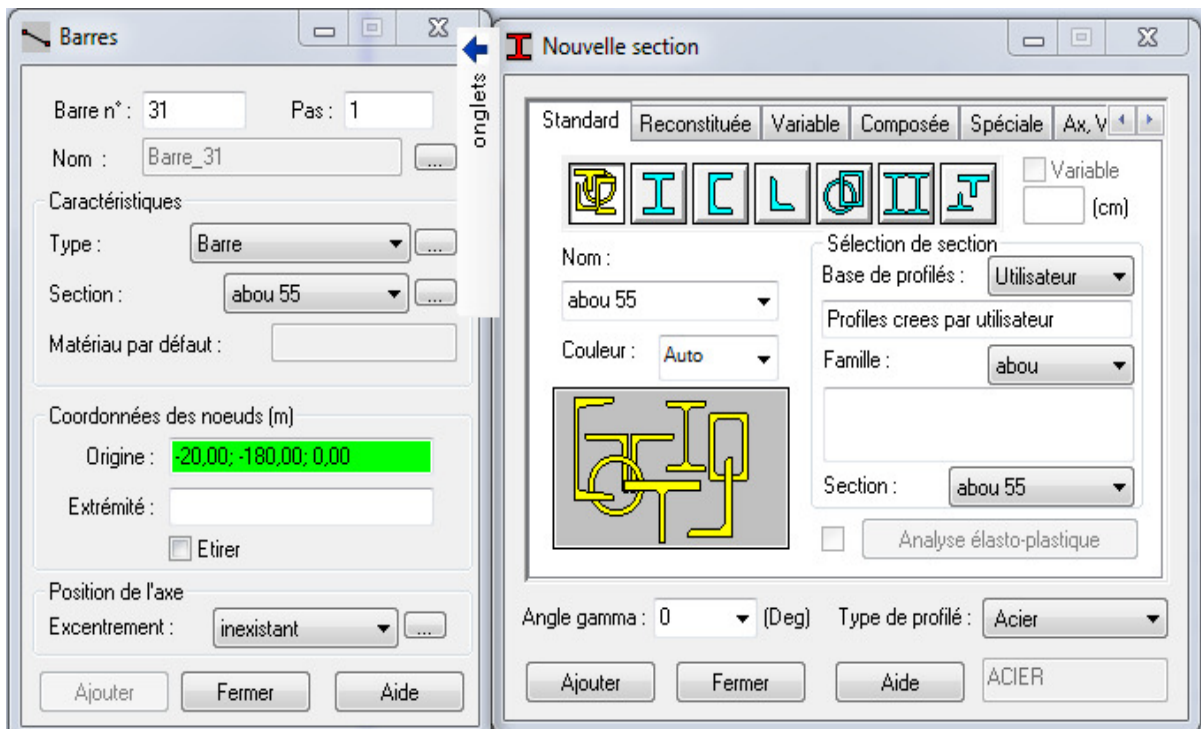


## Chapitre VI : Modélisation

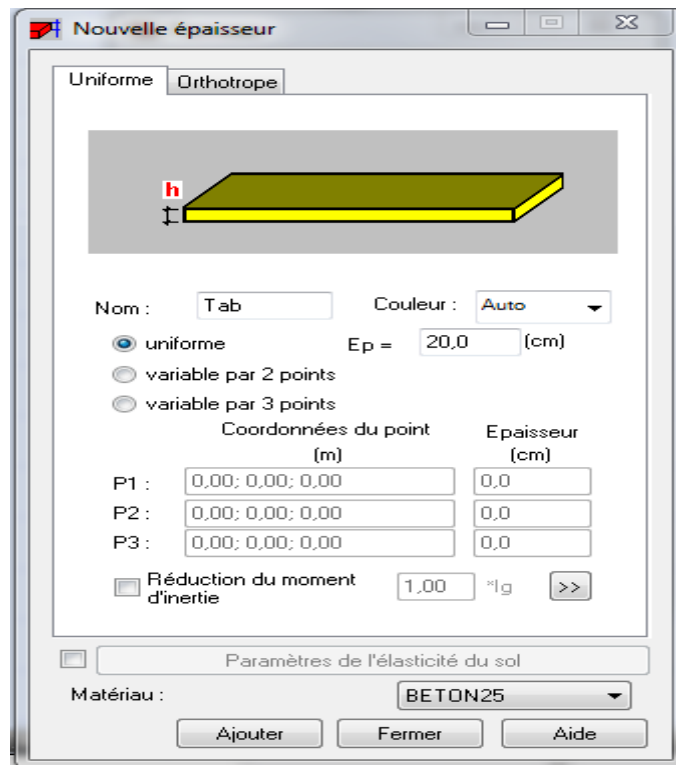
- ❖ **2<sup>ème</sup> étape** : La définition de la structure (les lignes de constructions, éléments verticaux et horizontaux).



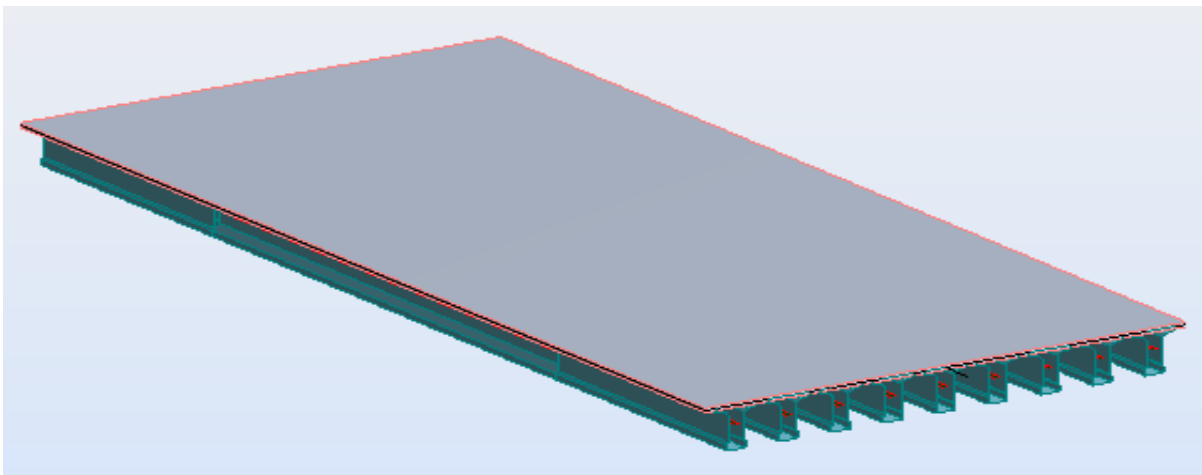
- ❖ **3<sup>ème</sup> étape** : Définition des poutres.



- ❖ 4<sup>ème</sup> étape : La modélisation de la dalle.



- ❖ 5<sup>ème</sup> étape : Modélisation du tablier.



*Figure-VI-2: Modélisation du tablier.*

### - Définition des appuis :

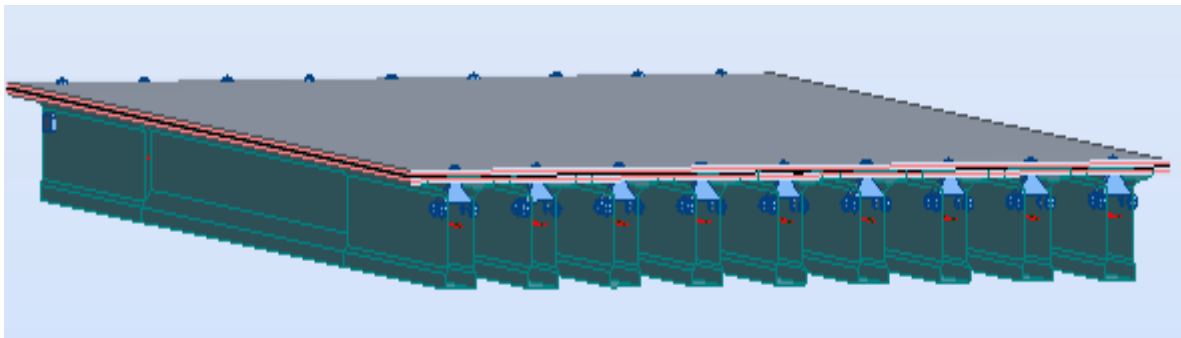
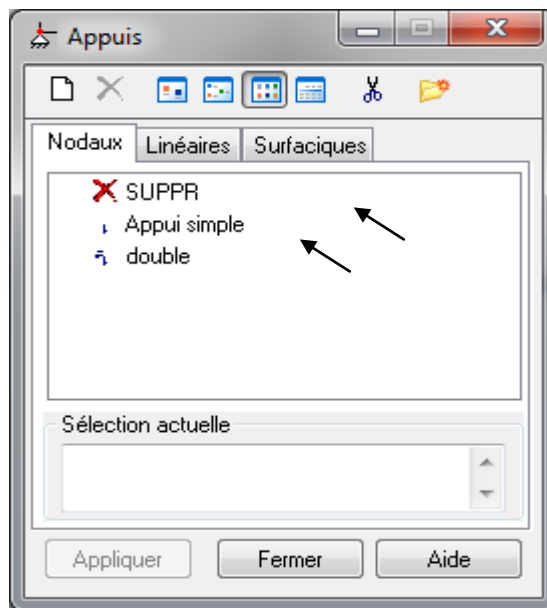
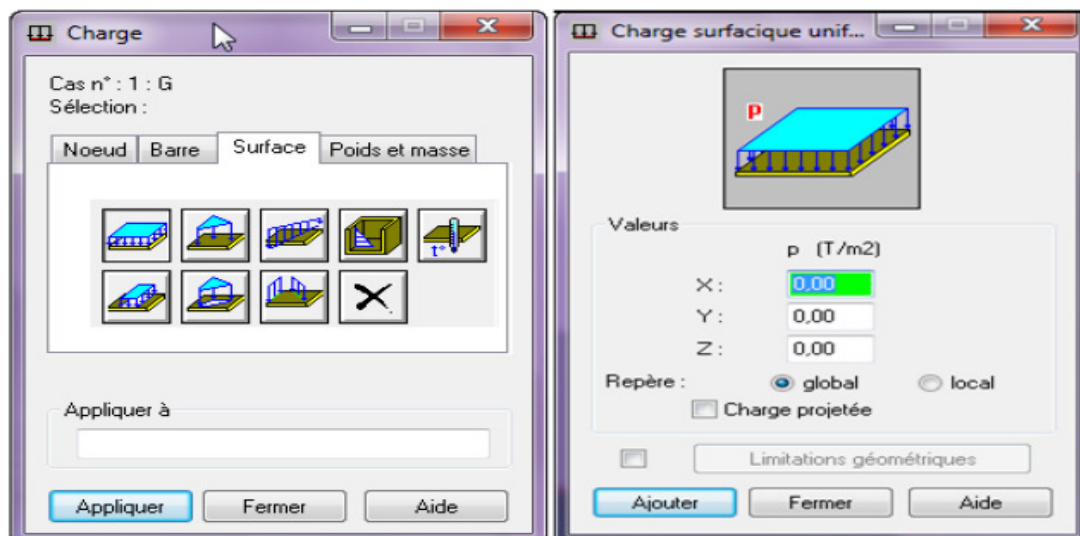
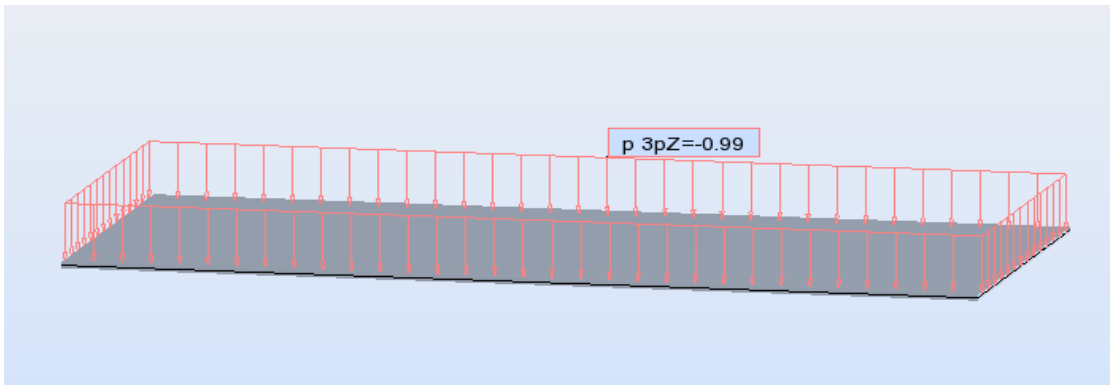


Figure-VI-3: Définition des appuis.

- ❖ 6<sup>ème</sup> étape : application de différente charge de la structure :
  - Les charges permanentes : elles sont définies comme suit :

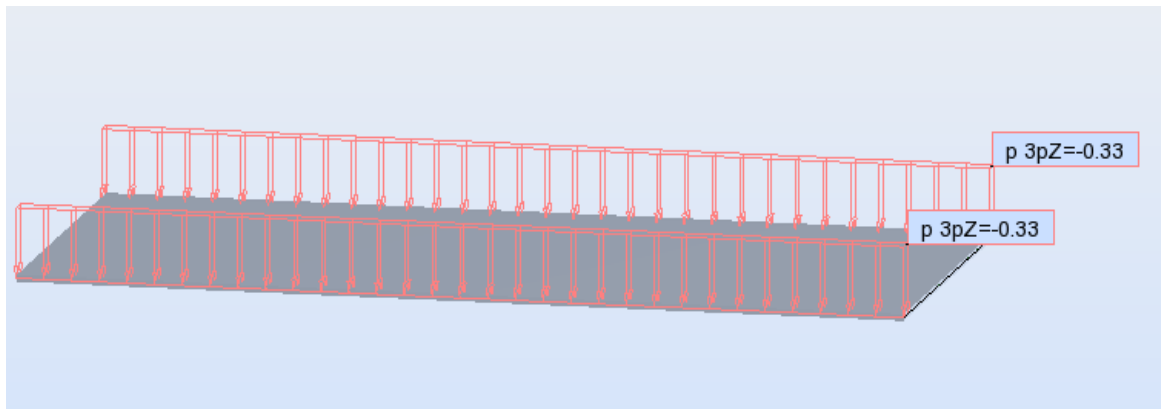


- ❖ **Le poids propre du tablier :** il est généré automatiquement par le logiciel.
- ❖ **Le revêtement :**



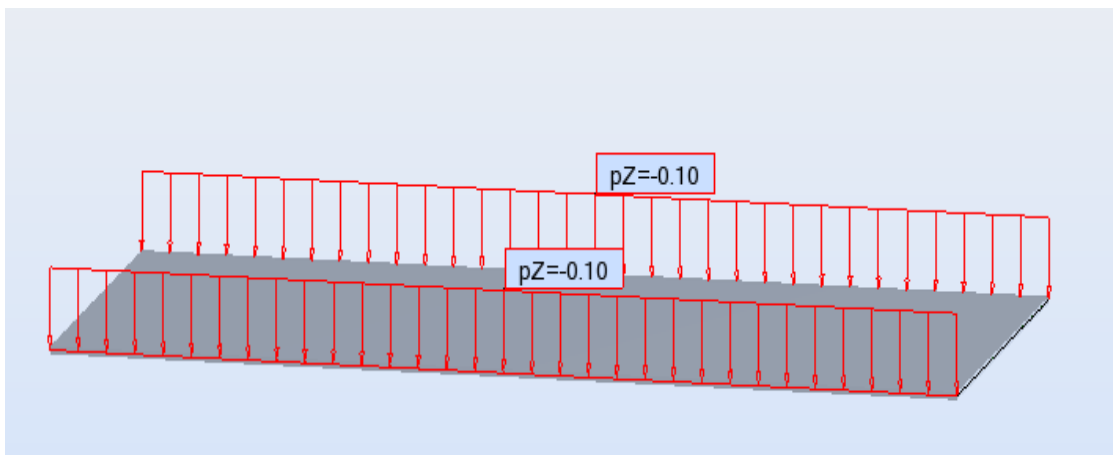
*Figure-VI-4: chargement sous le poids du revêtement.*

- ❖ **Trottoir :**



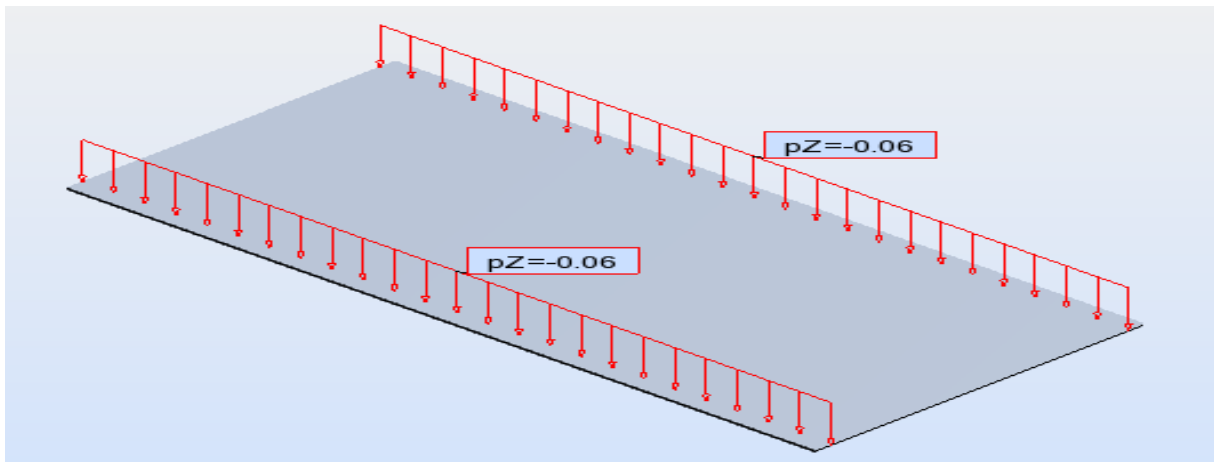
*Figure-VI-5: chargement sous le poids des trottoirs.*

- ❖ **Garde corps :**



*Figure-VI-6: chargement sous le poids du garde corps.*

❖ Glissières de sécurités :



*Figure-VI-7: chargement sous le poids des glissières de sécurités.*

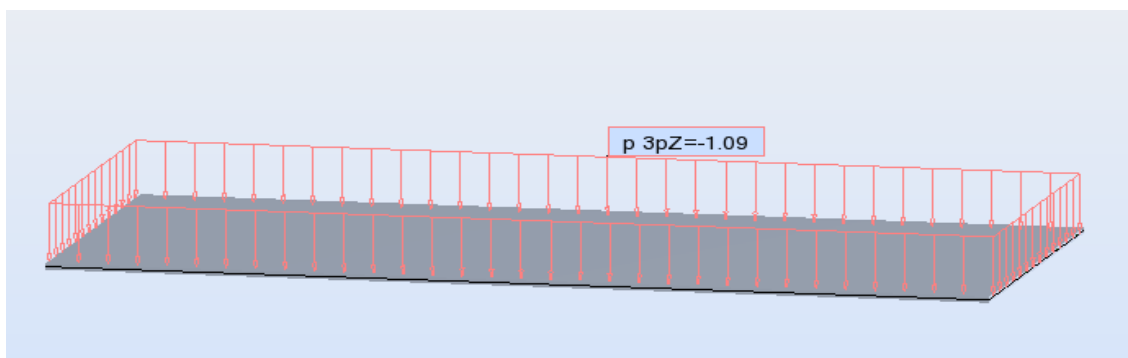
❖ Corniches :



*Figure-VI-8: chargement sous le poids des corniches.*

- Les surcharges :

❖ Système de charges A(l) :



*Figure-VI-9: chargement sous le système A(l).*

### ❖ Sur charge sur trottoir :

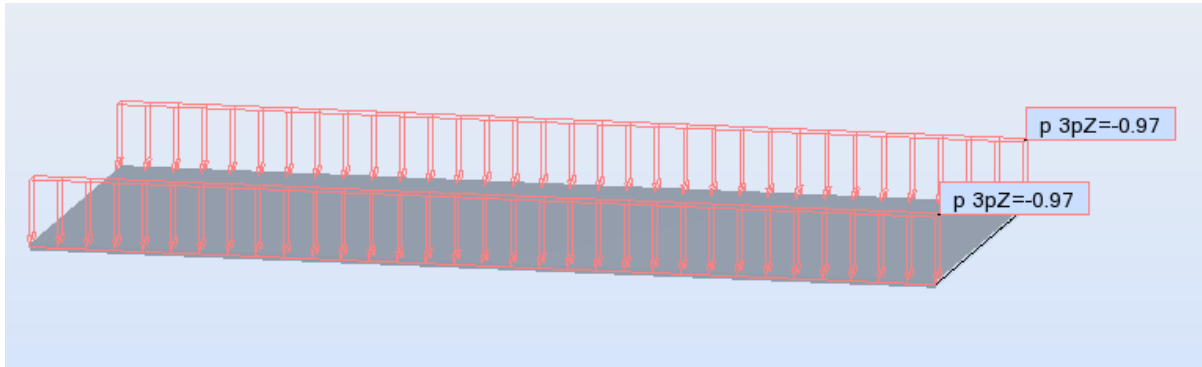
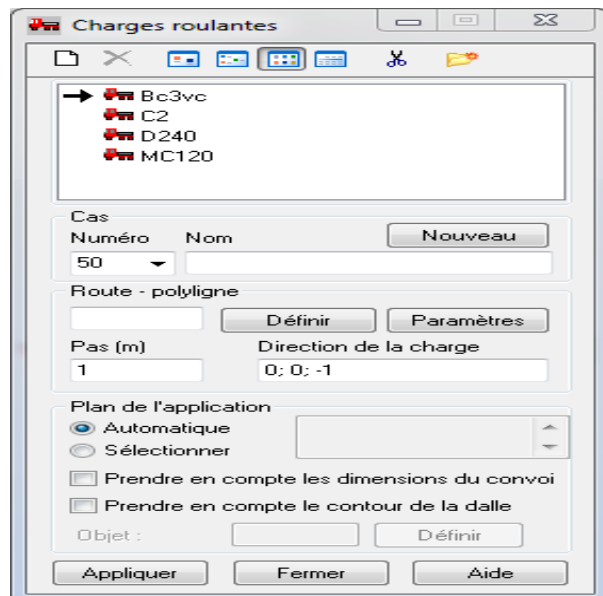


Figure-VI-10: chargement sous le poids des surcharges sur trottoir.

- Les charges roulantes : elles sont définies comme suit :



### ❖ Système de charge Bc :

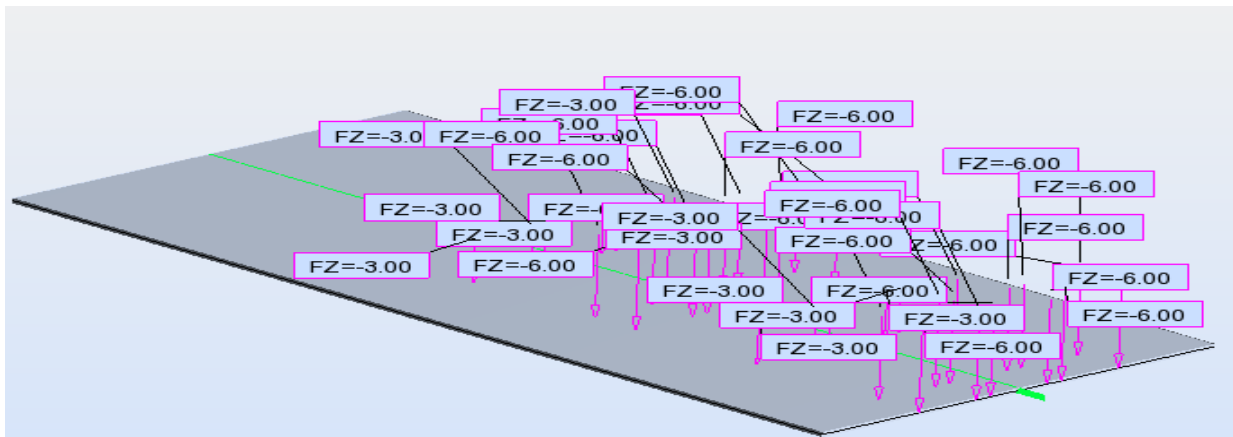
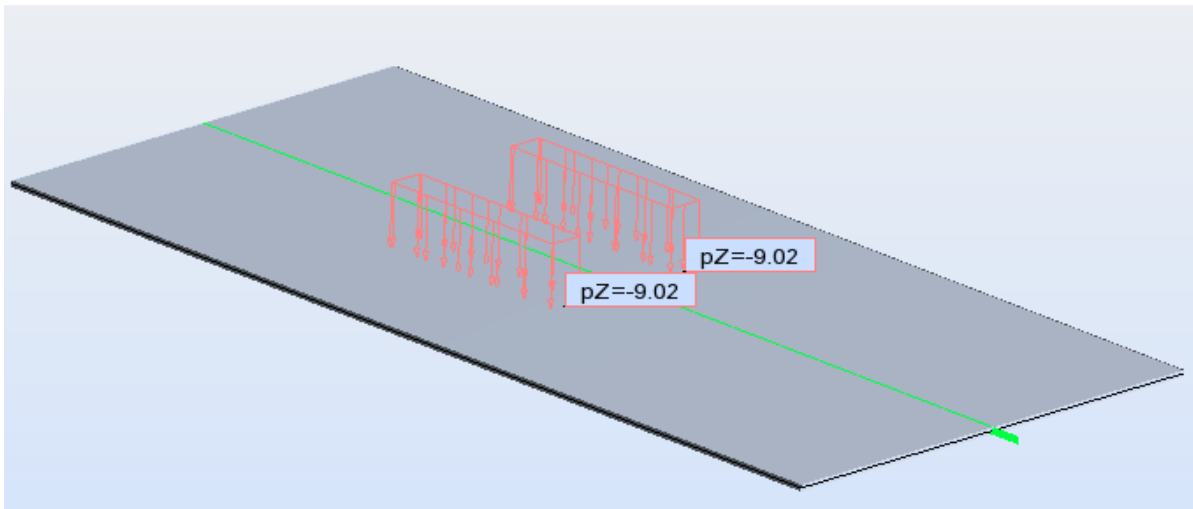


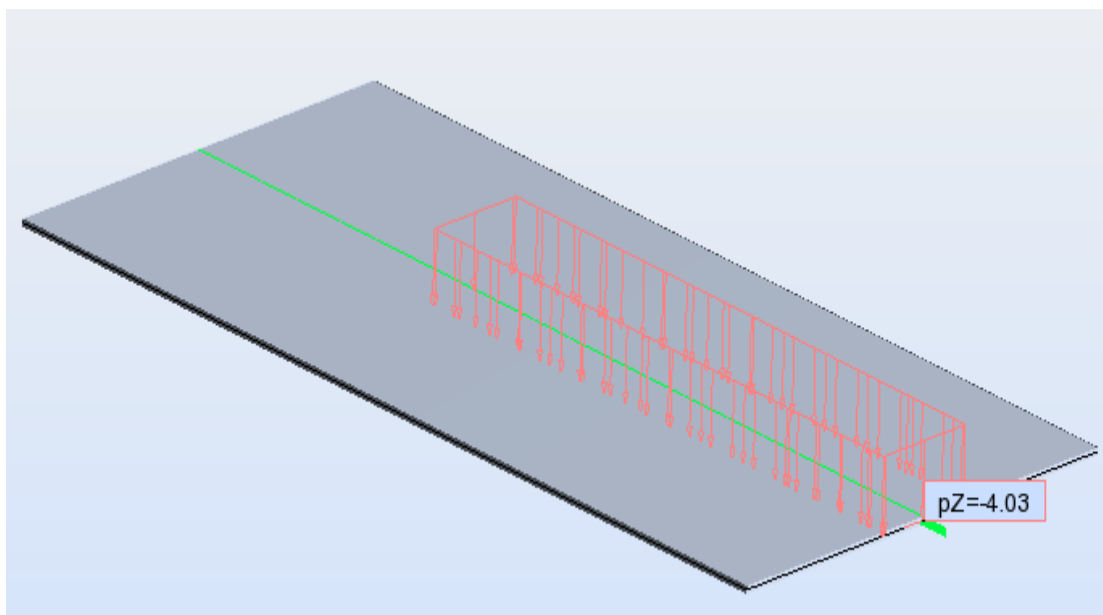
Figure-VI-11: chargement sous le système Bc.

### ❖ Système de charge Mc120 :



*Figure-VI-12: chargement sous le système Mc120.*

### ❖ Système de charge D240 :



*Figure-VI-13: chargement sous le système D240.*

### ➤ 7<sup>ème</sup> étape :

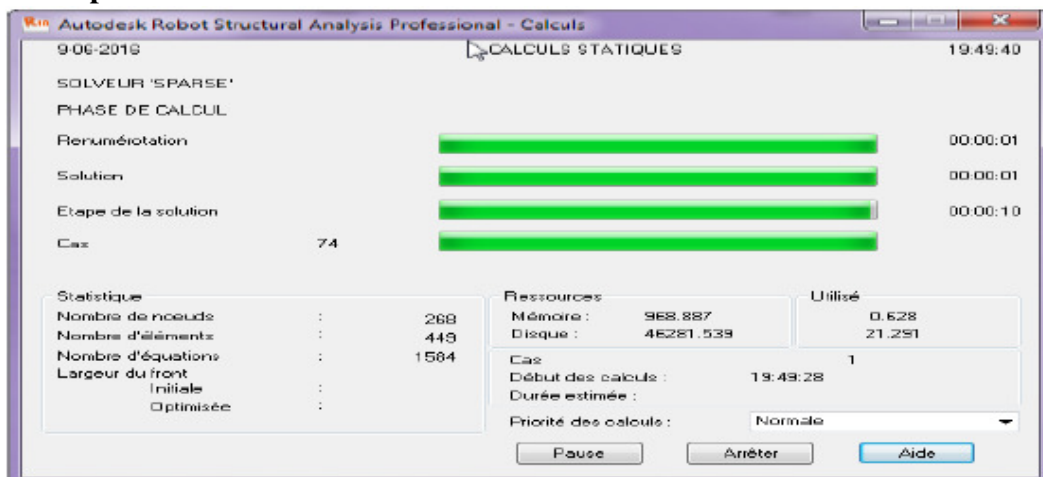
Définition des combinaisons d'action et lancement du calcul :

Pour le calcul des efforts dans la structure on prend en considération les combinaisons de charges selon le B.P.A.E.L (le béton précontraint aux états-limites).

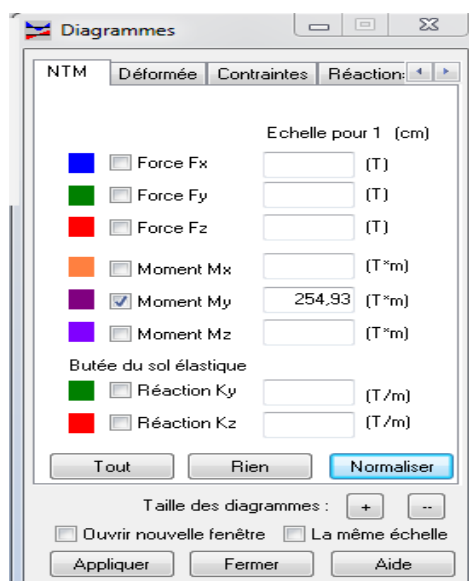
**Tableau-VI-2: les différentes combinaisons.**

Action prépondérante	Combinaisons
A l'ELU	1.35G+1.6 (A(l) +Qt)
	1.35G+1.6 (Bc+Qt)
	1.35G+1.35Mc120
	1.35G+1.35D240
A l'ELS	G+1.2 (A(l) +Qt)
	G+1.2 (Bc+Qt)
	G+Mc120
	G+D240

➤ **8<sup>ème</sup> étape : Lancement du calcul :**



➤ **9<sup>ème</sup> étape : Affichage des résultats :**



### VI.3. Efforts internes dans les poutres

#### a) Moment fléchissant :

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable  $1.35G+1.35 D240$  à L'ELU et  $G+ D240$  à L'ELS.

$M_{\max} = 701.87\text{t.m}$  à L'ELU

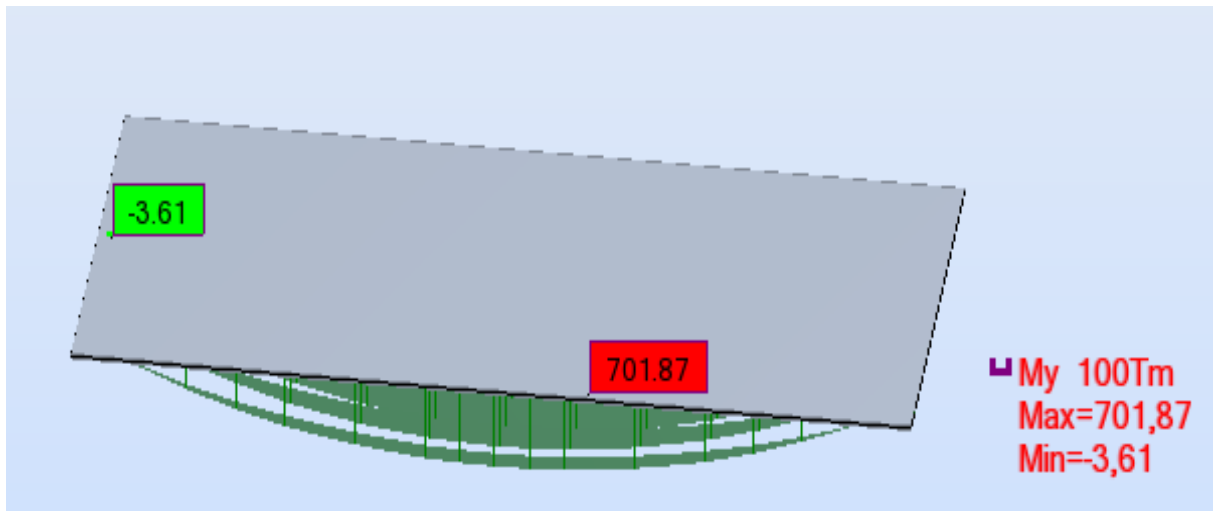


Figure-VI-14: diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$M_{\max} = 519.91\text{t.m}$  à L'ELS

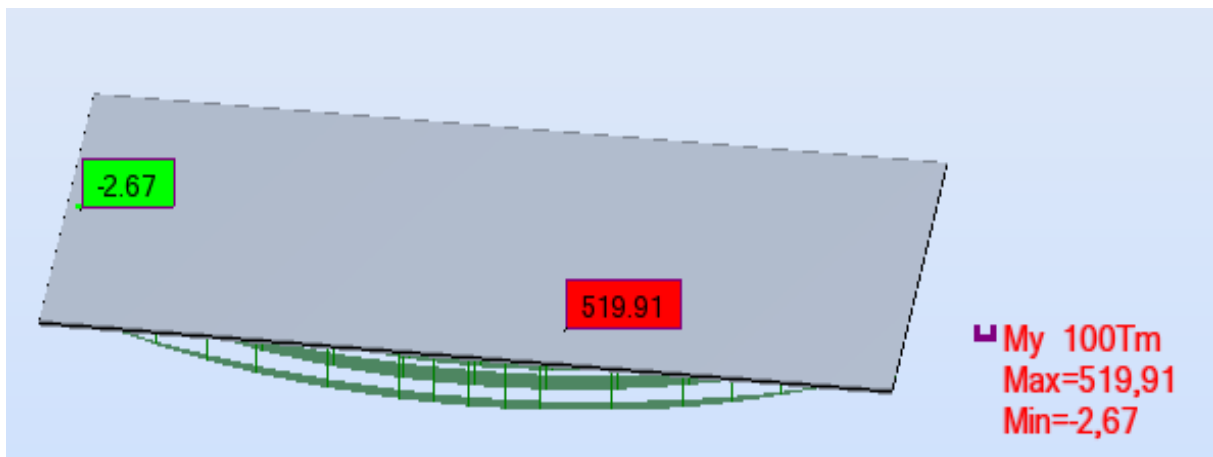
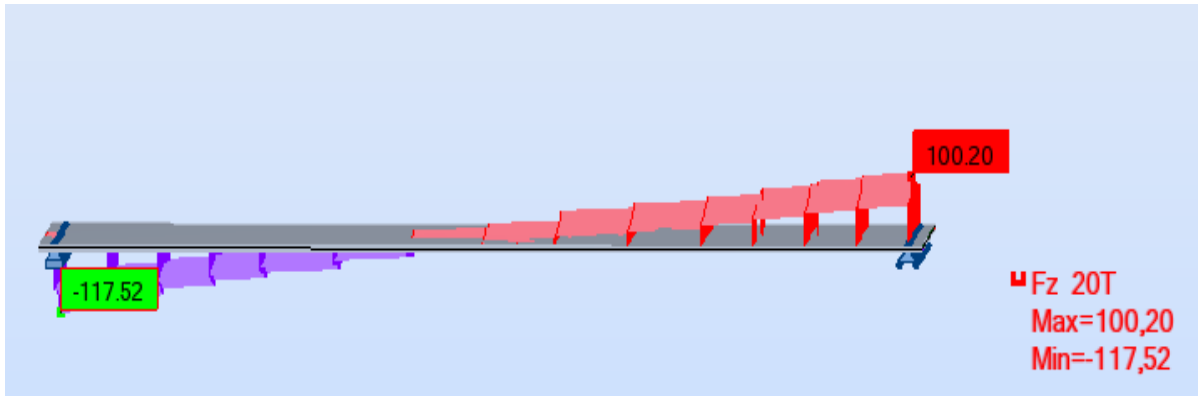


Figure-VI-15: diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

**b) Effort tranchant**

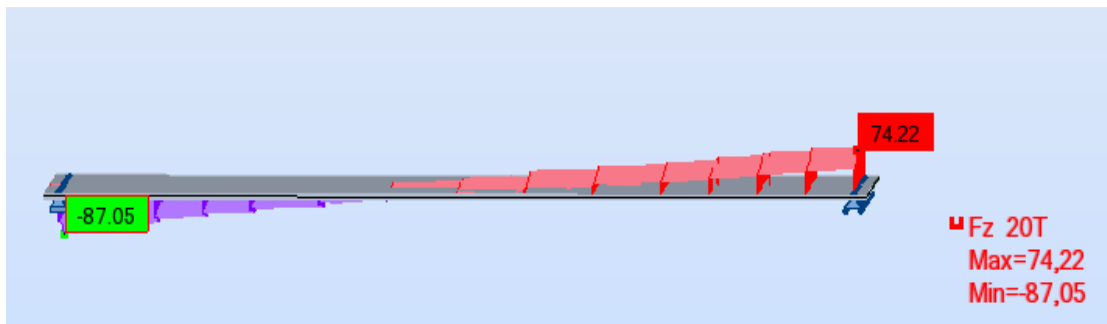
L'effort tranchant maximum est donné par la combinaison la plus défavorable  $1.35G + 1.35D240$  à l'ELU et  $G + D240$  à l'ELS aux niveaux des appuis.

$T_{max} = 100.20t$  à l'ELU



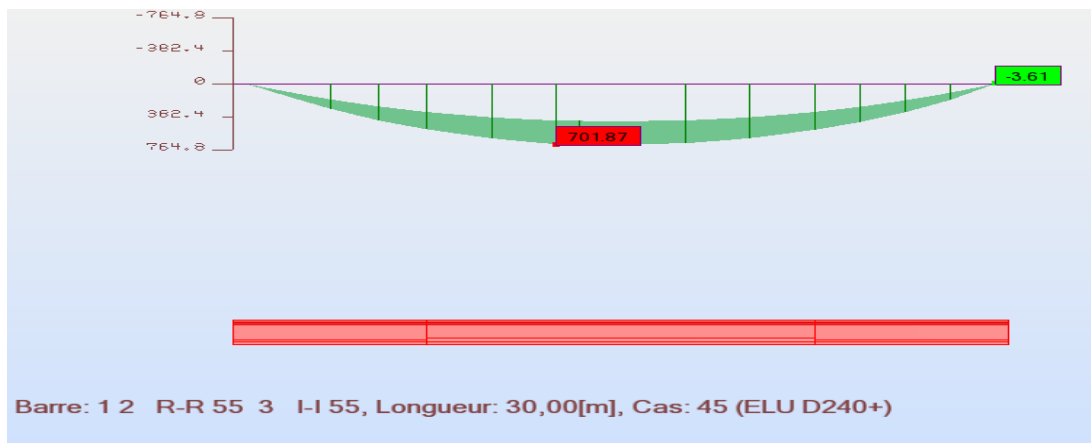
*Figure-VI-16: diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU*

$T_{max} = 74.22t$  à l'ELS



*Figure-VI-17: diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS*

- Les moments fléchissant max sous la poutre la plus sollicitée :



*Figure-VI-18: Diagramme du moment fléchissant max sous la poutre la plus sollicitée*

- L'effort tranchant max sous la poutre la plus sollicitée :

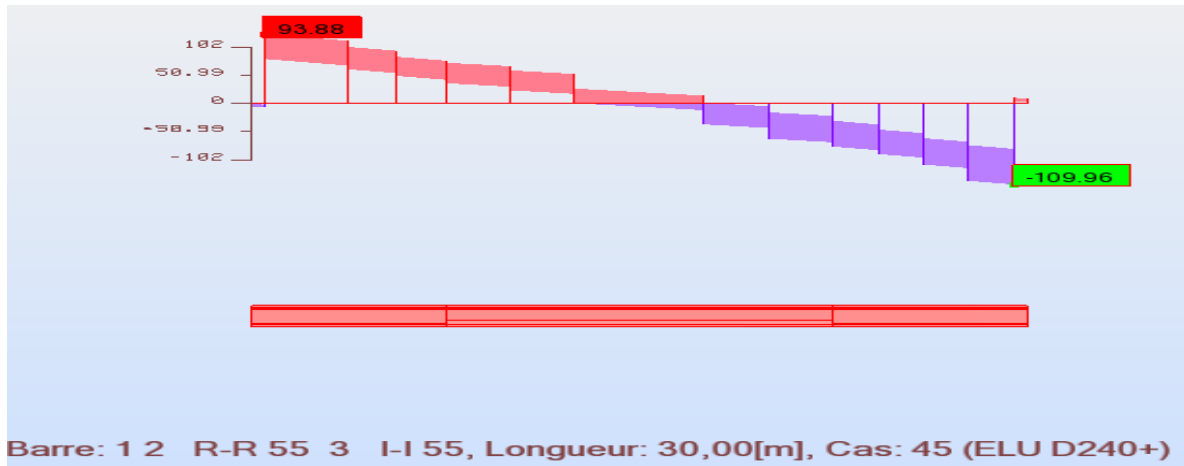


Figure-VI-19: Diagramme de L'effort tranchant Max sous la poutre la plus sollicitée.

D'où :

Les efforts maximum sont donnés par la combinaison la plus défavorable ( $1.35G + 1.35D240$ ) :

Tableau-VI-3: Efforts internes maximum dans les poutres.

Etat	Effort interne	
	M (t.m)	T (t)
ELU	701.87	100.20
ELS	519.91	74.22

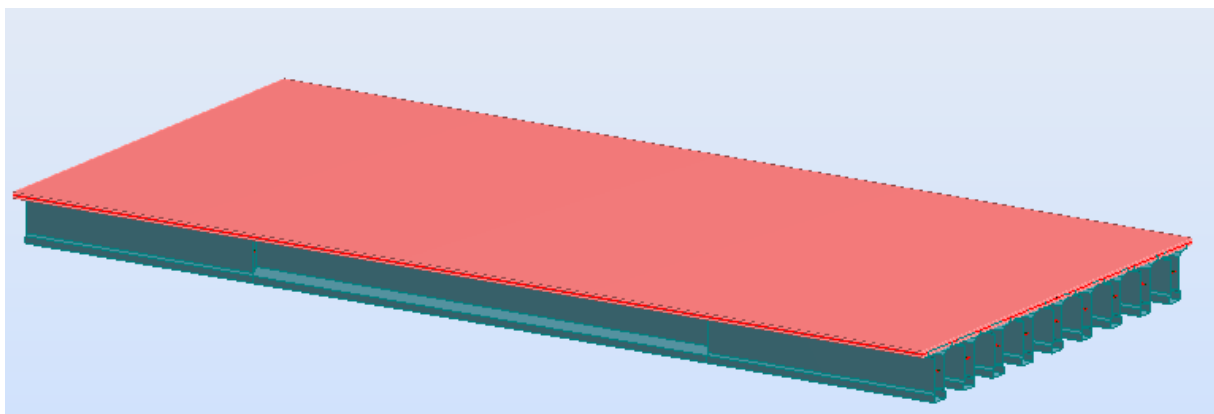
**VI.4. Etude du platelage :**

Le platelage est une couverture en béton armé coulé sur place. Cette dernière assure deux rôles essentiels :

- Chaînage transversale des poutres (entretoisement) ainsi que la répartition des efforts.
- La réception des charges permanentes engendrées par les différentes couches de roulement ainsi que les surcharges appliquées et la transmission des efforts résultants aux poutres.

**VI.4.1. méthode numérique (robot millenium) :**

- Sélection du tablier à étudier

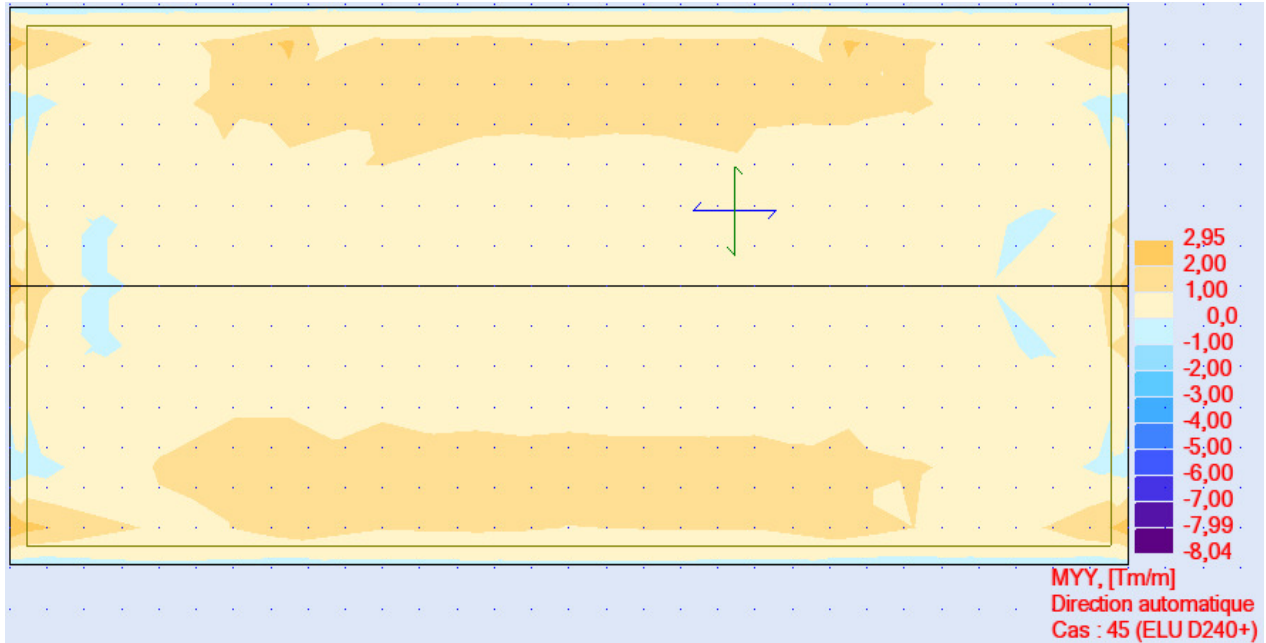


- Lancement du calcul de l'élément panneau (dalle en béton armé) :

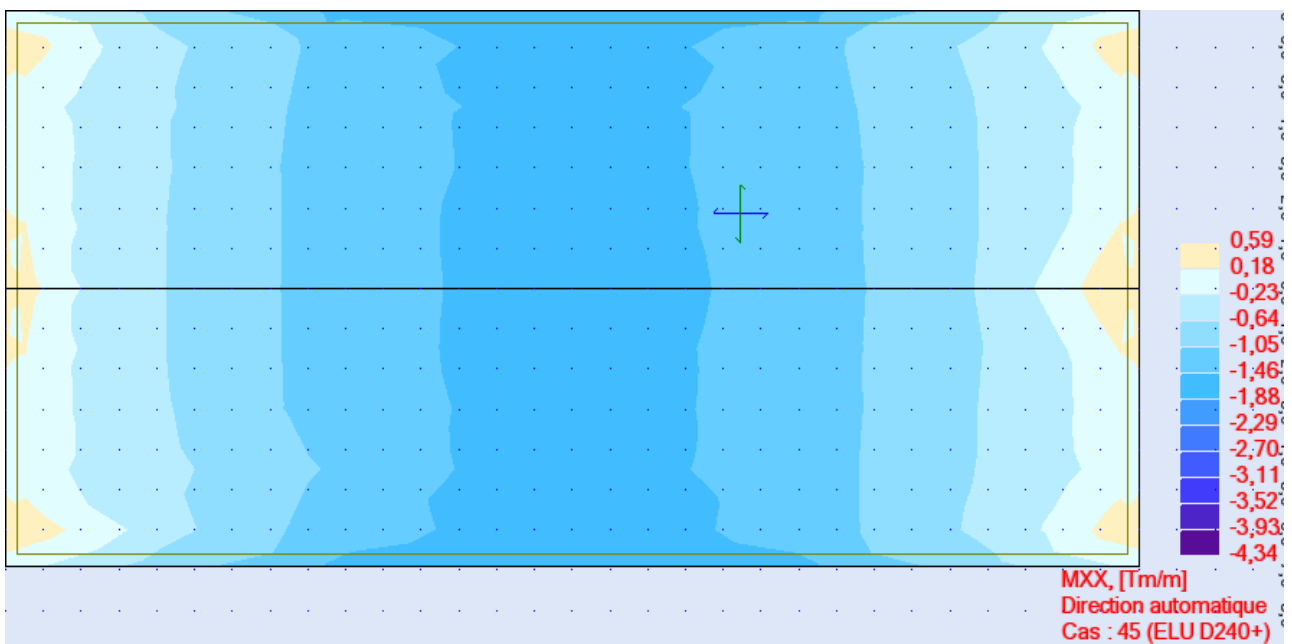
### VI.4.2 les résultats obtenus avec le logiciel robot millenium :

#### 1-Les résultats cartographiques :

Flexion longitudinale : (Y-Y)



Flexion transversale : (X-X)



## Chapitre VI : Modélisation

---

### 2- Résultats du moment fléchissant maximal :

#### 2-1 Tableaux des moments extrêmes de la combinaison la plus défavorables.

*AL'ELU :*

	MXX [Tm/m]	MYX [Tm/m]	MYX [Tm/m]
<b>MAX</b>	0,58	2,92	0,93
Panneau	28	28	28
Noeud	52	52	42
Cas	ELU D240/27	ELU D240/27	ELU D240/6
<b>MIN</b>	-1,81	-0,56	-0,20
Panneau	28	28	28
Noeud	147	46	178
Cas	ELU D240/27	ELU D240/1	ELU D240/27

*AL'ELS :*

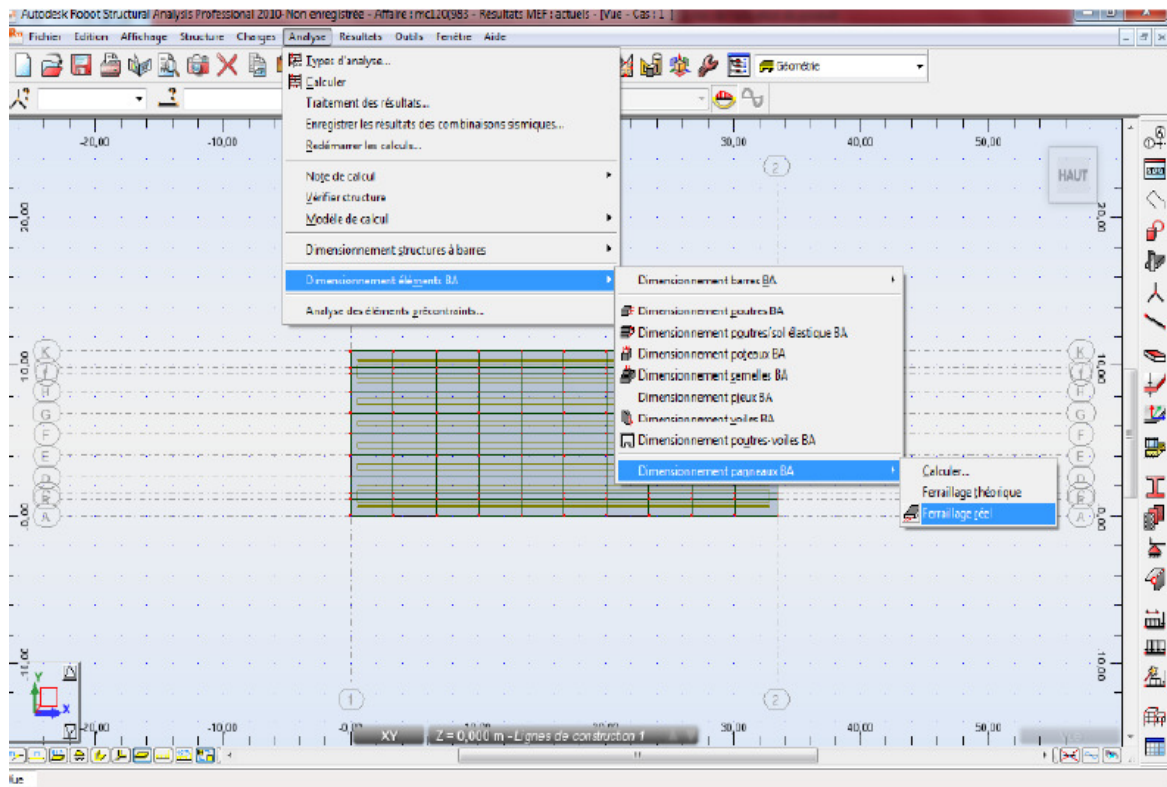
	MXX [Tm/m]	MYX [Tm/m]	MYX [Tm/m]
<b>MAX</b>	0,43	2,16	0,69
Panneau	28	28	28
Noeud	52	52	42
Cas	ELS D240/27	ELS D240/27	ELS D240/6
<b>MIN</b>	-1,34	-0,41	-0,15
Panneau	28	28	28
Noeud	147	46	178
Cas	ELS D240/27	ELS D240/1	ELS D240/27

D'après ces résultats, le ferrailage se fera à L'ELU.

### VI-4-3. Le Ferrailage :

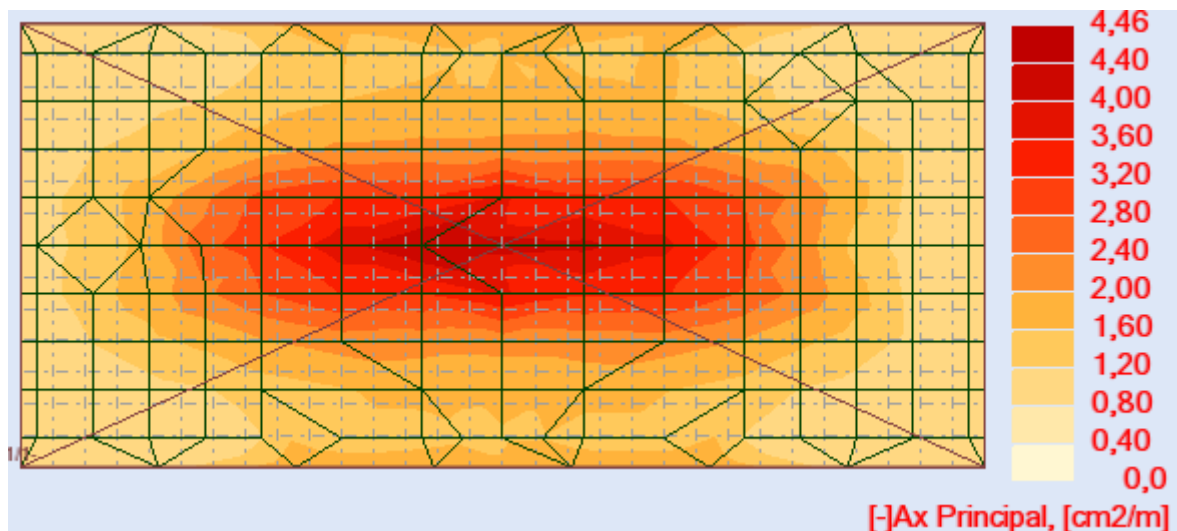
Le ferrailage de la dalle en béton armé se fait avec le logiciel ROBOT :

#### ➤ 1<sup>er</sup> étape : ferrailage réel :



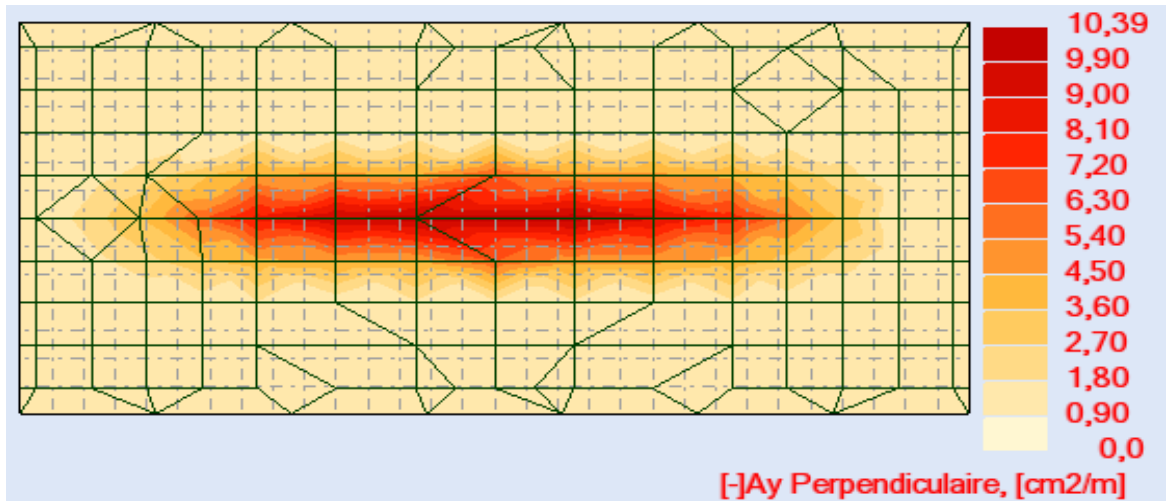
#### ➤ 2<sup>ème</sup> étape : résultats des sections d'armatures donnés par le ferrailage réel :

Dans le sens (X) :



## Chapitre VI : Modélisation

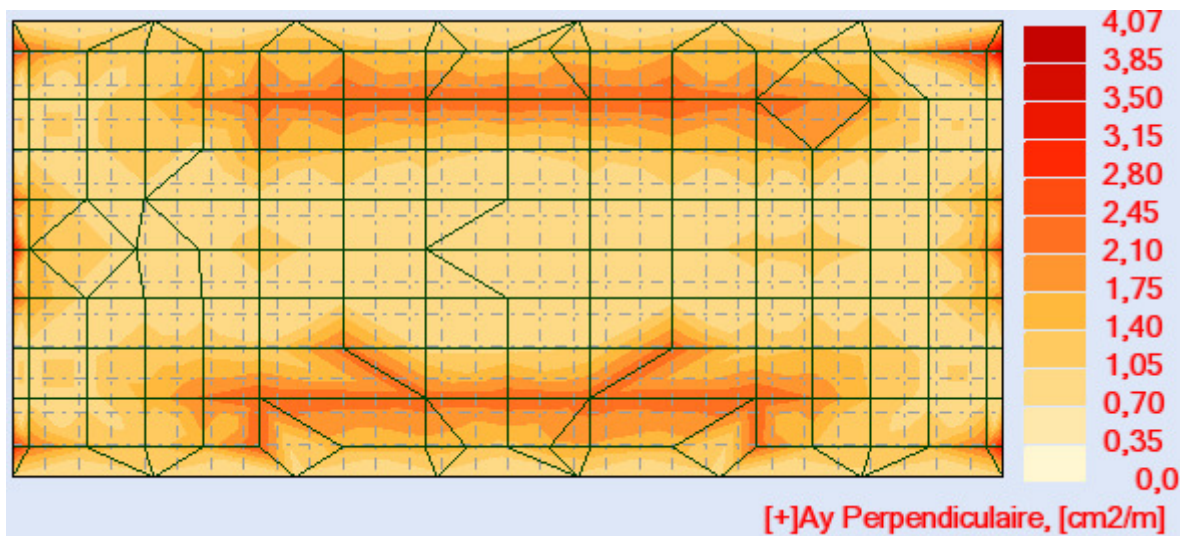
Dans le sens ( $Y^-$ ) :



Dans le sens ( $X^+$ ) :



Dans le sens ( $Y^+$ ) :



## Chapitre VI : Modélisation

- 3<sup>ème</sup> étape : choix et disposition du ferrailage :

Options de calcul - BAEL 91 mod. 99; Règlement - BAEL 91

Général Béton Barres Treillis soudés Arm. de poinçonnement

Type d'acier : NF A 35-027

Classe : HA 500 Haute adhérenc

Résistance caractéristique 50985,81 [T/m2]

	<input checked="" type="checkbox"/>	Nom	d (mm)	A (cm2)
1	<input type="checkbox"/>	6	6,0	0,28
2	<input type="checkbox"/>	8	8,0	0,50
3	<input type="checkbox"/>	10	10,0	0,79
4	<input type="checkbox"/>	12	12,0	1,13
5	<input type="checkbox"/>	14	14,0	1,54
6	<input type="checkbox"/>	16	16,0	2,01
7	<input checked="" type="checkbox"/>	20	20,0	3,14
8	<input checked="" type="checkbox"/>	25	25,0	4,91
9	<input checked="" type="checkbox"/>	32	32,0	8,04
10	<input type="checkbox"/>	40	40,0	12,57
*	<input checked="" type="checkbox"/>			

zak

OK

Annuler

Aide

Enregistrer sous...

Supprimer

- 4<sup>ème</sup> étape : on lance le calcul du ferrailage est les résultats sont les suivants :

Jeu d'options de calcul

Jeu d'options

Disposition de ferrailage : zak

Options de calcul : zak

Nom du niveau : Niveau standard

Calculs complets

Calculer liste

Toujours afficher cette fenêtre avant les calculs

Après les calculs, passer au bureau

actuel

résultats

ferrailage

dessin

Calculer Annuler Aide

### Le ferrailage de lit supérieur :

- Le moment positif dans le sens longitudinal : ( $X^+$ ) :

X+	Nom de la zone	Zone de base	$\phi$	E	Densification de la zone		Ferrailage [cm <sup>2</sup> /m]			
				[cm]		+n	At	Ar	As	
1	1/1+	---	25	15,0				0,98	32,72	+31.74

- Le moment positif dans le sens transversal : ( $Y^+$ ) :

Y+	Nom de la zone	Zone de base	$\phi$	E	Densification de la zone		Ferrailage [cm <sup>2</sup> /m]			
				[cm]		+n	At	Ar	As	
2	1/2+	---	20	15,0				4,07	20,94	+16.87

### Le ferrailage de lit inférieur :

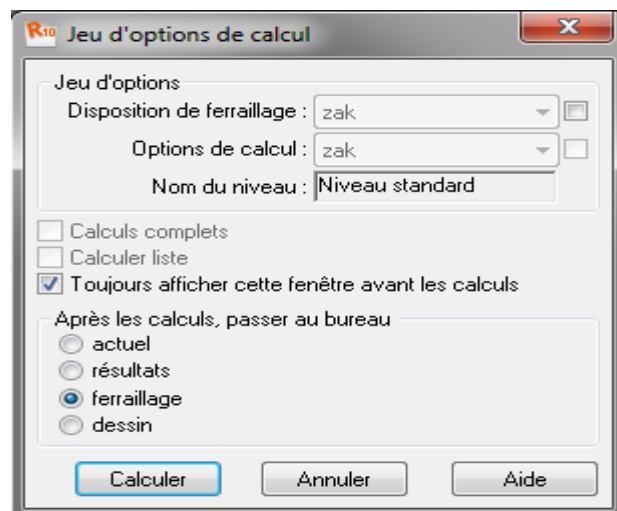
- Le moment négatif dans sens longitudinal : ( $X^-$ ) :

X-	Nom de la zone	Zone de base	$\phi$	E	Densification de la zone		Ferrailage [cm <sup>2</sup> /m]			
				[cm]		+n	At	Ar	As	
3	1/1-	---	25	15,0				4,46	32,72	+28.27

- Le moment négatif dans le sens transversal : ( $Y^-$ ) :

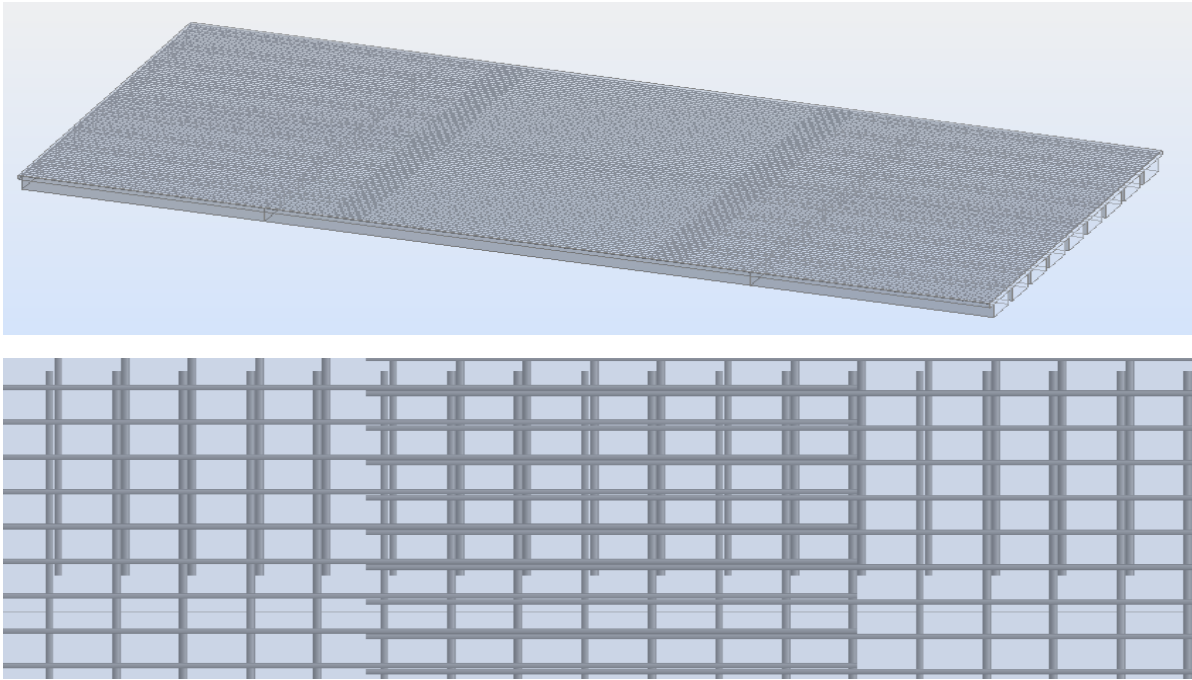
Y-	Nom de la zone	Zone de base	$\phi$	E	Densification de la zone		Ferrailage [cm <sup>2</sup> /m]			
				[cm]		+n	At	Ar	As	
4	1/2-	---	20	15,0				10,39	20,94	+10.56

- 5<sup>ème</sup> étape : résultat du ferrailage :



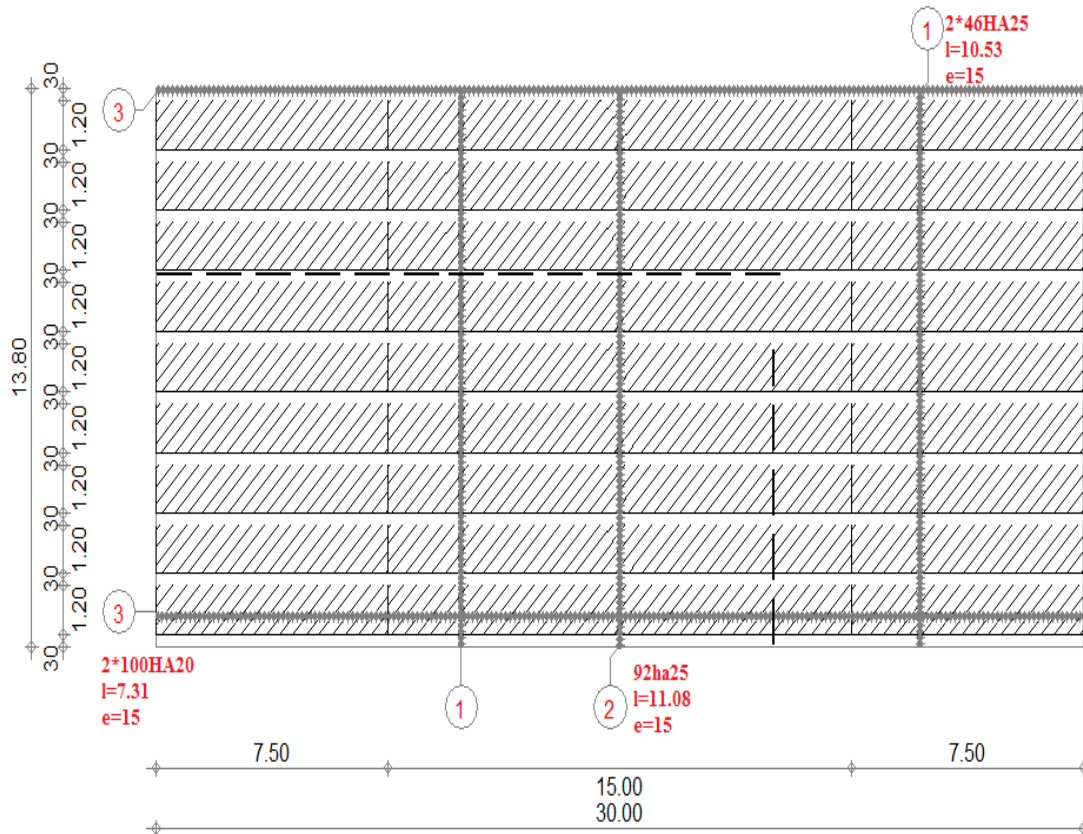
## Chapitre VI : Modélisation

Le ferrailage général du platelage :



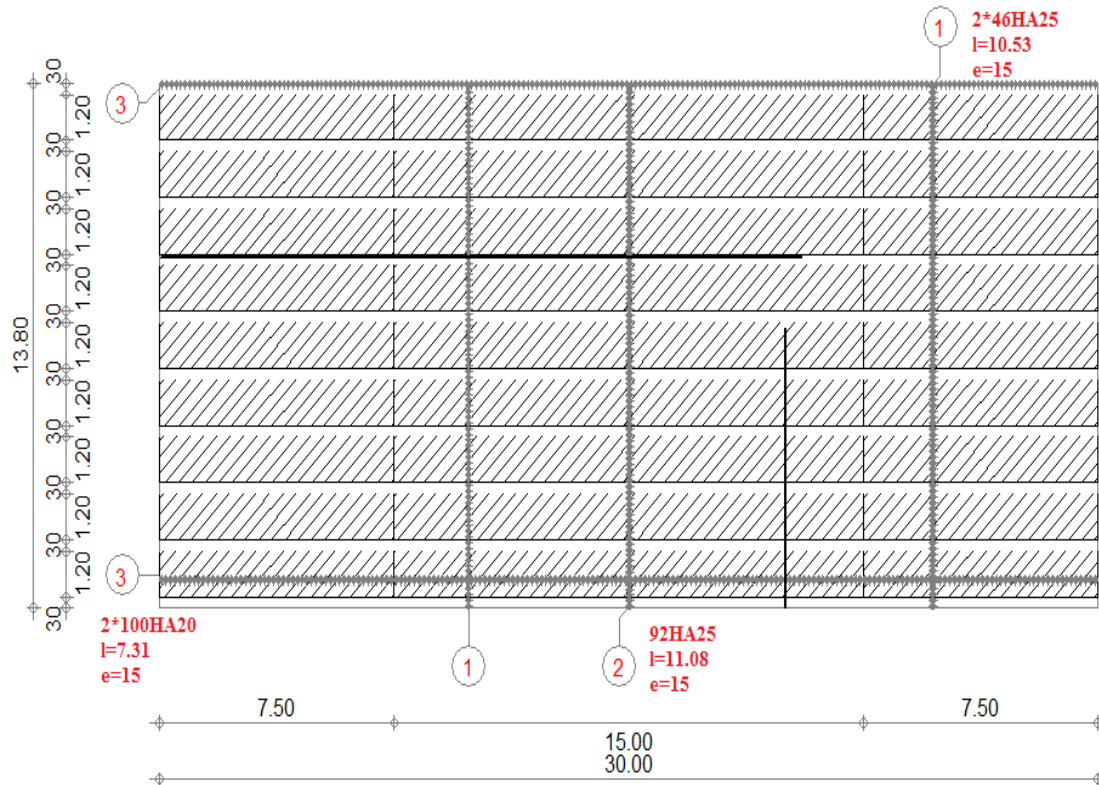
*Figure-VI-20: Le ferrailage général de platelage (donné par le logiciel robot millenium)*

Plan ferrailage de lit supérieur :



**Figure-VI-21: Plan Ferrailage de lit supérieur**

### Plan ferrailage de lit inférieur :



**Figure-VI.22: Plan Ferrailage de lit inferieur**

### VI.5. Etude à La torsion :

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiment ou d'ouvrages d'art, elle est la plus part du temps négligeable car difficile à appréhender.

Le béton est un matériau peu résistant à la traction donc au cisaillement très vite il se fissure, ce qu'entraîne automatiquement une diminution très importante de sa rigidité de torsion.

Notion de section tubulaire efficace : Le BPEL comme le BAEL pour le béton armé demande de considéré les sections comme des sections creuses en négligeant la partie creuse. On définit une section tubulaire efficace qu'est la section ayant même contour extérieur que les armatures transversal de la poutre.

#### VI.5.1. Effet de la torsion :

Le moment de torsion sera reparti à l'âme et aux semelles de la poutre suivant leur inertie de torsion «  $\tau$  » qui est donnée, pour une section rectangulaire de dimensions a et b ( $a > b$ ) ; par la formule.

$$\Gamma = K \cdot b \cdot a$$

La valeur de k dépend du rapport :  $R = b/a$  est donnée par la formule empirique suivante :

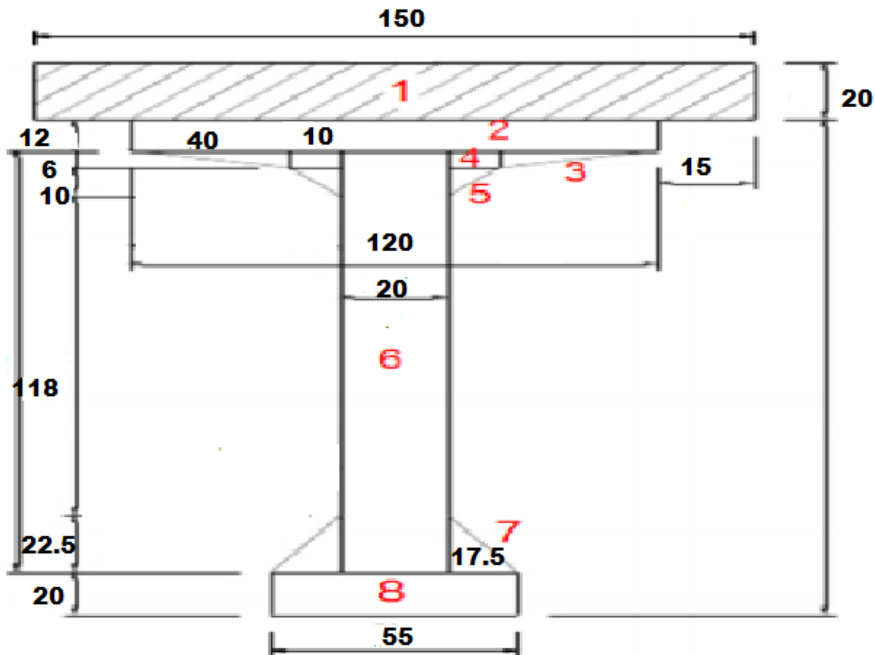
$$K = \frac{1}{3} \left( 0.051 + \frac{0.168}{R} \right) e^{-0.13R}$$

## Chapitre VI : Modélisation

La partie du hourdis associée à la poutre est prise en compte dans le calcul de l'inertie et de torsion «  $\tau$  ».

Pour les raison de simplification, nous allons apporter deux corrections :

-L'âme de la poutre est calculée pour une hauteur double de la hauteur réelle-Pour le hourdis, la valeur à retenir ne représente que la moitié de celle donnée par la formule précédente.



*Figure-VI-23: section de torsion*

*Tableau-VI-4: calcul de l'inertie de torsion  $\tau$ .*

Elément N°	a(m)	b(m)	R	K	$\Gamma * 10^{-4} (m^2)$
1	0.20	1.50	7.5	0.307	36.84
2	0.12	1.20	10	0.315	6.531
3*2	0.06	0.40	6.67	0.301	0.26
4*2	0.06	0.10	1.67	0.211	0.045
5*2	0.1	0.10	1	0.141	0.141
6	0.20	3	15	0.324	77.76
7*2	0.225	0.175	0.78	0.09	1.79
8	0.2	0.55	2.75	0.255	9.9
<b><math>\Sigma\tau</math></b>	/	/	/	/	<b>133.267</b>

$$\tau_{\text{ame}} = 77.76 * 10^{-4} m^2$$

$$\tau_{\text{total}} = 133.267 * 10^{-4} m^2$$

$$\frac{\tau_{\text{ame}}}{\tau_{\text{total}}} = 0.583$$

## Chapitre VI : Modélisation

Donc l'âme reprend 58.3% du moment de torsion appliqué sur la poutre.

Valeurs des moments de torsion totale appliquée dans l'âme et la poutre :

**Tableau-VI-5: moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme.**

Etat	Poutre	Ame
E.L.U	17.58	10.25
E.L.S	14.49	8.45

La contrainte tangentielle de torsion dans une section rectangulaire de cote a et b est maximal au milieu de grand cote b, sa valeur est donnée par :

$$\tau_{ame} = \frac{Mt}{a^3} \cdot \frac{1}{R} \left( 4.81 - 1.81 \cdot \frac{R-1}{\sqrt{2+R^2}} \right)$$

$$a = a_{net} - \frac{\phi}{2} = 20 - \frac{6.7}{2} = 16.65 \text{ cm} \quad ; \quad \phi = 6.7 \text{ cm est le diamètre extérieur de la gaine.}$$

$$b = 150 \text{ cm}$$

$$R = \frac{b}{a} = \frac{150}{16.65} = 9$$

$$\text{Donc :} \quad \tau_{ame} = \frac{Mt}{0.1665^3} \cdot \frac{1}{9} \left( 4.81 - 1.81 \cdot \frac{9-1}{\sqrt{2+9^2}} \right) = 0.0775 \cdot Mt$$

Les contraintes revenant à l'âme sont :

E.L.U:

$$\tau_{ame} = 0.0775 \times 10.25 = 0.769 \text{ MPa}$$

E.L.S:

$$\tau_{ame} = 0.0775 \times 8.45 = 0.732 \text{ MPa}$$

NB: Les contraintes tangentielles revenant aux membrures (supérieures et inférieures) sont négligées par rapport à celle de l'âme.

# Chapitre VII

Etude des entretoises d'about

### VII.1 : Définition et rôle de l'entretoise d'about :

Notre pont comporte des entretoises d'about en béton armé coulées sur place. Elles ont pour but d'assurer un encastrement à la torsion des poutres. La suppression de ces entretoises rend nécessaire la prévision de dispositifs spéciaux pour la mise sur vérin de l'ouvrage en vue d'un éventuel changement des appareils d'appuis. Des amorces d'entretoises sont prévues, elles sont coulées en même temps que les poutres. Ces amorces permettent d'accrocher le coffrage sans difficulté et facilitent le bétonnage.

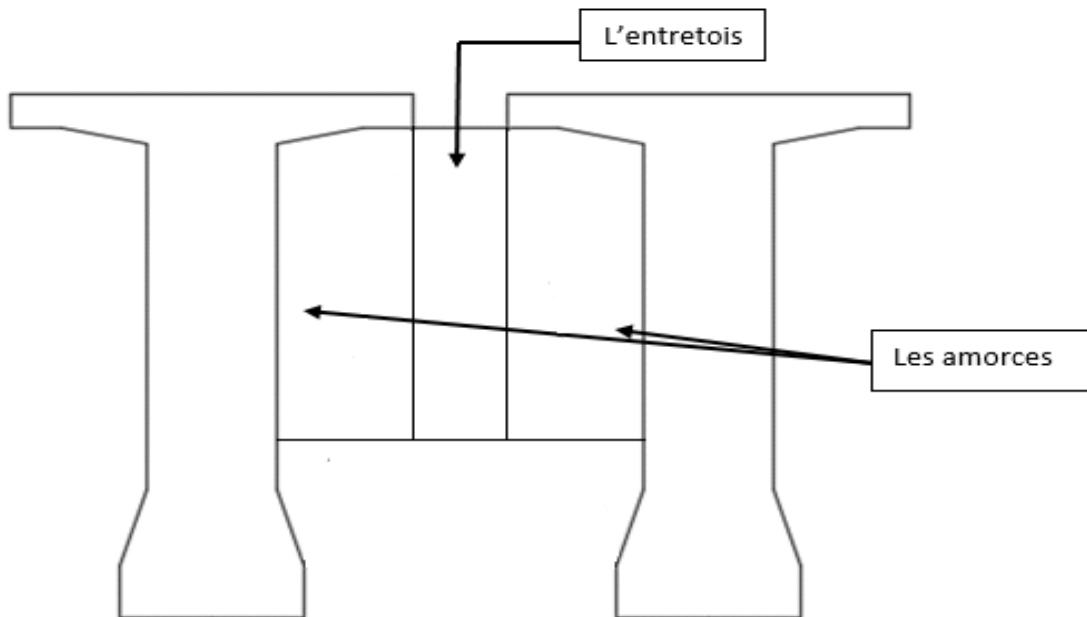


Figure-VII-1: Surface d'influence de l'entretoise

### VII.2 : Calcul des efforts internes (M et T) dans l'entretoise :

**1-Charge permanente :** l'entretoise d'about est soumise à :

- Son poids propre.
- Le poids de l'hourdis.
- Le poids de revêtement bitumineux et de l'étanchéité.

**2-Poids de propre (entretoise + Amorce) :**

$$P = 2 \times 0.30975 + 0.198 = 0.8175t$$

$$P = (0.8175/1.05) = 0.779 \text{ t/ml}$$

**3-Poids de l'hourdis :**

Surface impactée :

$$S = (0.375 \times 0.3) + (0.3 \times 0.3) + (1.05 \times 0.3) + (0.525 \times 0.525) = 0.793m^2$$

$$P = \frac{0.793 \times 2.5 \times 0.2}{1.05} = 0.378 \text{ t/ml}$$

**4- Poids du coffrage perdu :** on prend la valeur de  $10\text{Kg/m}^2$

$$P = \frac{0.793 \times 0.01}{1.05} = 0.0076 \text{ t/ml}$$

**5- Poids de revêtement bitumineux :**

$$P = \frac{0.793 \times 0.08}{1.05} = 0.06 \text{ t/m}$$

**6- Poids de la chape d'étanchéité :**

$$P = \frac{0.793 \times 0.014}{1.05} = 0.011 \text{ t/ml}$$

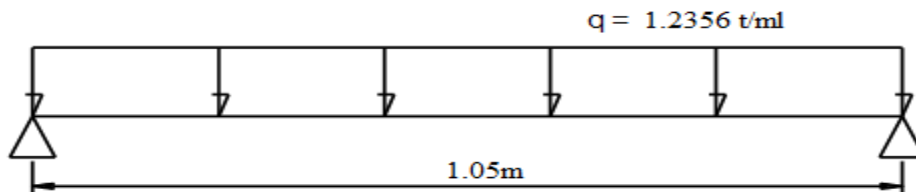
La charge permanente revenant à l'entretoise est :

$$P = 0.779 + 0.378 + 0.0076 + 0.06 + 0.011 = 1.2356 \text{ t/ml}$$

$$P = 1.2356 \text{ t/ml}$$

**Moment fléchissant :**

$$M_0 = (ql^2/8) = (1.2356 \times 1.05^2)/8 = 0.68 \text{ t/ml}$$



*Figure-VII-2: calcul de Moment fléchissant*

Les entretoises sont supposé semi-encastées dans les poutres du pont, donc on aura :

$$M_t = 0.8 M_0 = 0.8 \times 0.68 = 0.544 \text{ t/ml}$$

$$M_t = -0.5 M_0 = -0.5 \times 0.68 = -0.34 \text{ t/ml}$$

**Effort tranchant :**

$$T = (ql/2) = (1.2356 \times 1.05)/2 = 0.65 \text{ t}$$

**Charge Bc :**

Deux roues de 6 tonnes de deux camions roulant cote à cote sur l'entretoise nous donnent la position la plus défavorable.

**Moment fléchissant :** (théorème de BARRES)

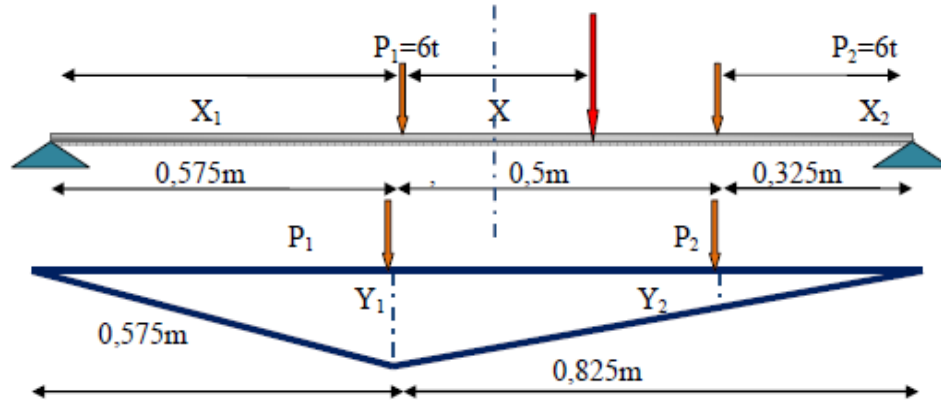


Figure-VII-3: ligne d'influence de moment

$$\sum M/P1 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5P2 + XR = 0 \\ R = P1 + P2 = 12 \end{array} \right\}$$

$$X = \frac{-0.5P2}{R} = 0.25m \quad ; \quad X1 = \frac{1.05}{2} - \frac{0.25}{2} = 0.4m \quad ; \quad X2 = 1.05 - (0.4 + 0.5) = 0.15m$$

$$Y1 = \frac{a \times b}{L} = \frac{0.575 \times 0.825}{1.05} = 0.452 \quad ; \quad Y2 = \frac{0.452 \times 0.825}{1.05} = 0.355$$

$$M_{max} = \sum Pi Yi \longrightarrow M_{max} = 6 (0.452 + 0.355) = 4.842t/ml$$

Donc :

$$M_t = 0.8 M_{max} \longrightarrow M_t = 0.8 \times 4.842 = 3.874 \text{ t.m}$$

$$M_t = -0.5 M_{max} \longrightarrow M_t = -0.5 \times 4.842 = -2.421 \text{ t.m}$$

**Effort tranchant :**

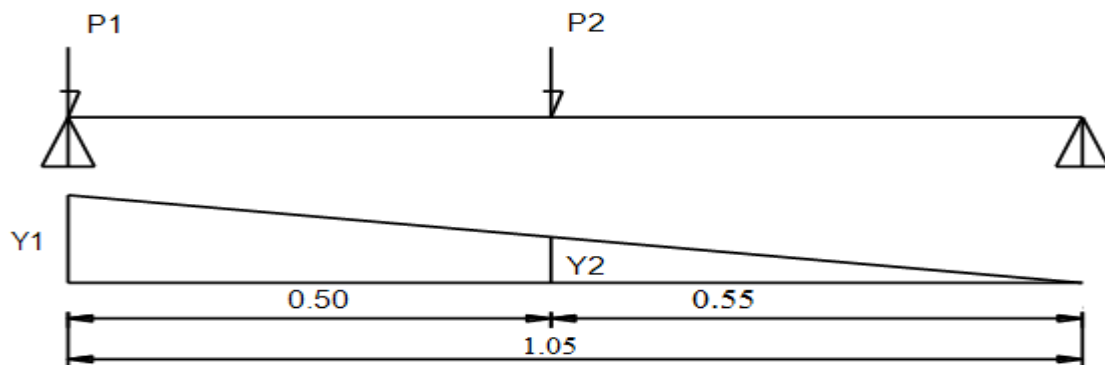


Figure-VII-4: ligne d'influence de T

$$Y_1 = 1$$

$$Y_2 = \frac{1 \times 0.55}{1.05} = 0.524$$

$$T_{\max} = \sum P_i Y_i \rightarrow T_{\max} = 6 (1 + 0.542) = 9.252 \text{ t}$$

**Charge Bt :**

**a) moment fléchissant :**

On est en présence de deux roues de 8t chacune

$$\sum M_G = \sum M_R$$

$$8(2\delta) = 8 (1 - 2\delta) \rightarrow \delta = 0.25$$

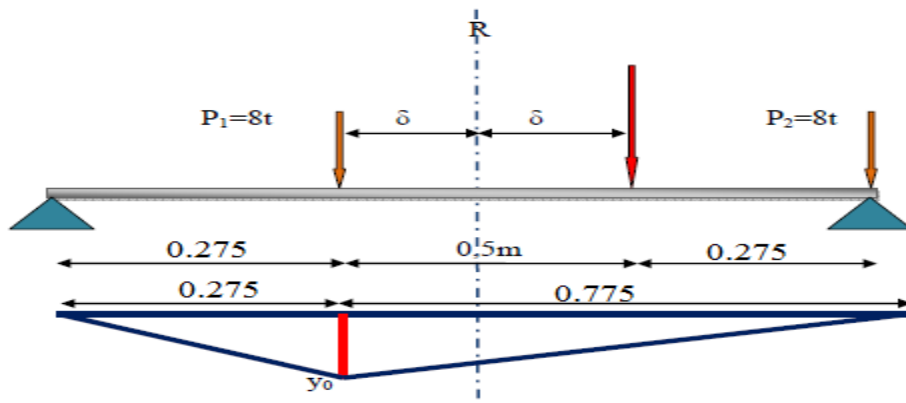


Figure-VII-5: ligne d'influence de M

$$P_1 = P_2 = 8t$$

$$X_1 = \frac{1.05}{2} - 0.25 = 0.275$$

$$Y_0 = \frac{a \times b}{L} = \frac{0.5 \times 0.55}{1.05} = 0.262$$

$$M_{\max} = \sum P_i Y_i \rightarrow M_{\max} = 8 (0.275 + 0.262) = 4.296 \text{ t/ml}$$

$$M_t = 0.8 M_{\max} \rightarrow M_t = 0.8 \times 4.296 = 3.437 \text{ t.m}$$

$$M_t = -0.5 M_{\max} \rightarrow M_t = -0.5 \times 4.296 = -2.148 \text{ t.m}$$

**b) effort tranchant :**

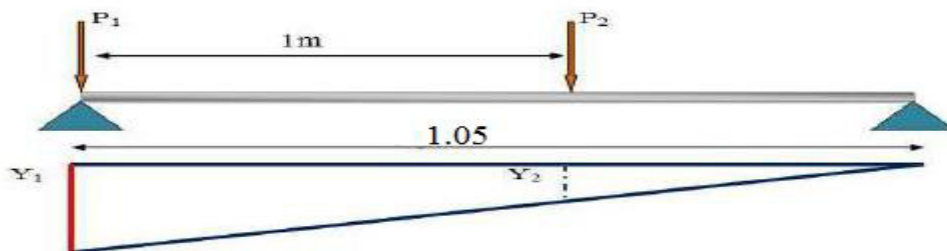


Figure-VII-6: ligne d'influence de T

## Chapitre VII : Etude des l'entretoises d'about

$$Y_1 = 1\text{m}$$

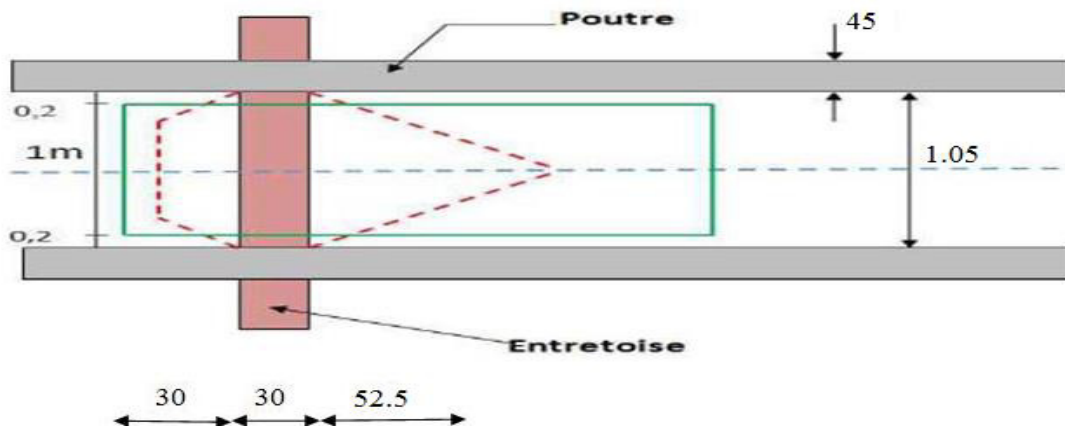
$$Y_2 = \frac{1 \times 0.05}{1.05} = 0.048$$

$$T_{\max} = 8 (1 + 0.048) = 8.384 \text{ t}$$

### Système Mc 120:

#### a) Moment fléchissant :

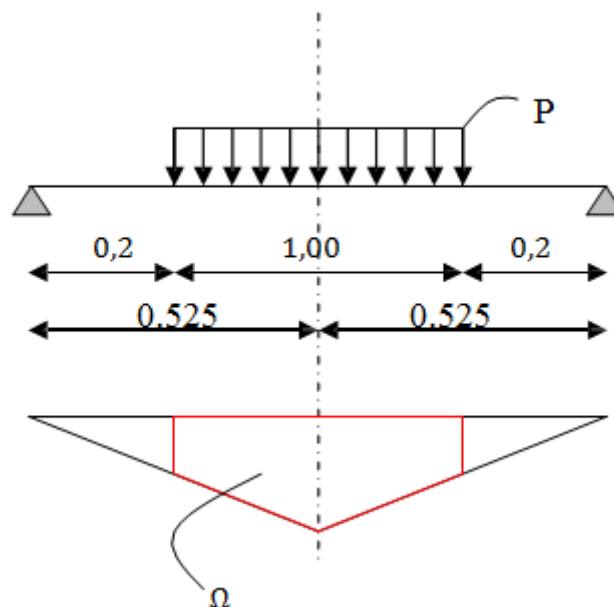
La règle du fascicule 61 titre II, 9.31 n'est pas vérifiée alors on déduit qu'on ne peut placer qu'une seule chenille entre deux poutres principales



*Figure-VII-7: surface d'influence d'une chenille sur l'entretoise d'about.*

#### Surface d'influence :

$$S = (1 \times 1.125) - [(0.5 \times 0.525) + (0.3)^2] = 0.77\text{m}^2$$



*Figure-VII-8: Ligne d'influence de M (Mc120)*

## Chapitre VII : Etude des l'entretoises d'about

La charge d'une seule chenille par mètre carré est :

$$P = \frac{55}{6.1 \times 1} = 9.016 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge qui revient à l'entretoise est :

$$P = 9.016 \times 0.77 = 6.94 \text{ t/ml}$$

$$I_c = \frac{0.525}{1.05} = 0.26 \text{ m}$$

$$I_1 = I_2 = \frac{I_c \times 0.2}{0.525} = \frac{0.26 \times 0.2}{0.525} = 0.10 \text{ m}$$

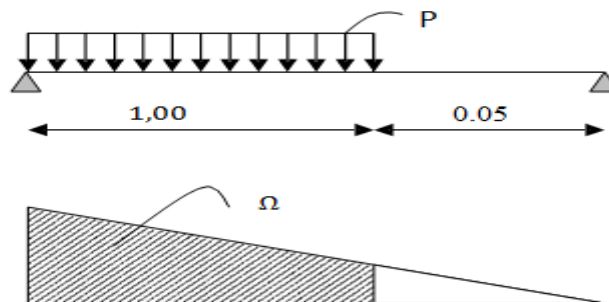
$$\Omega = 2 \times (I_c + I_1) \times \frac{0.5}{2} = 2 \times (0.26 + 0.1) \times \frac{0.5}{2} = 0.18 \text{ m}$$

$$\Omega = 0.18 \text{ m}$$

$$M_0 = 6.94 \times 0.18 = 1.25 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0.8 \times 1.25 = 1 \text{ t.m} \\ M_t = -0.5 \times 1.25 = -0.625 \text{ t.m} \end{array} \right\}$$

**b) effort tranchant :**



**Figure-VII-9: Ligne d'influence de T (Mc120)**

$$\Omega = \frac{b}{L} \times L_c \times \left(1 - \frac{L_c}{2L}\right) = \frac{1.125}{1.05} \times 1 \times \left(1 - \frac{1}{2 \times 1.05}\right)$$

$$\Omega = 0.56 \text{ m}^2$$

D'où :

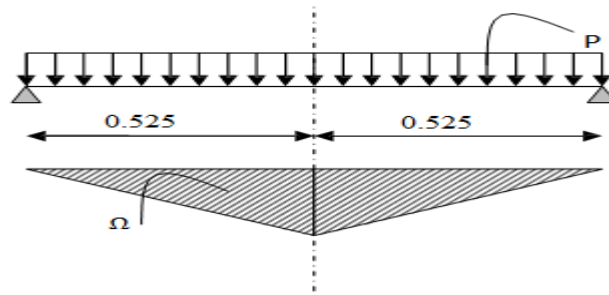
$$T_{\max} = 0.56 \times 6.94 = 3.886 \text{ t}$$

**Surcharge D240 :**

**a) Moment fléchissant :**

$$\sigma = \frac{240}{18.6 \times 3.2} = 4.705 \text{ t/m}^2$$

## Chapitre VII : Etude des l'entretoises d'about



**Figure-VII-10:** Ligne d'influence de M (D240)

Donc la charge qui revient à l'entretoises est :

$$P = 4.705 \times 0.793 = 3.73 \text{ t/ml}$$

$$\Omega = \frac{0.525 \times 0.525}{1.05} \times 1.05 \times \left(1 - \frac{1.05}{2 \times 1.05}\right) = 0.14 \text{ m}^2$$

D'où:

$$M_0 = 3.73 \times 0.14 = 0.52 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0.8 \times 0.52 = 0.416 \text{ t.m} \\ M_a = -0.5 \times 0.52 = -0.26 \text{ t.m} \end{array} \right\}$$

**b) effort tranchant :**

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{3.73 \times 1.05}{2} = 1.96 \text{ t/m}^2$$

**Tableau-VII-1:** Moment et effort tranchant

charge	Coefficients		Mt (t.m)	Ma (t.m)	T (t)
	$\delta$	bc, bt			
G		1	0.544	-0.340	0.650
Bc	1.087	0.95	4	-2.500	9.554
Bt	1.069	1	3.674	-2.296	8.962
Mc 120	1.077	1	1	-0.673	4.185
D240		1	0.416	-0.260	1.960

**Tableau-VII-2:** Combinaison des efforts internes

Combinaison	E.L.U	E.L.S
(I)	1.35G + 1.605 Max [Bt, Bc]	G + 1.2 Max [Bt, Bc]
(II)	1.35G + 1.35 Max [Mc120, D240]	G + Max [Mc120, D240]

**Tableau-VII-3:** Moment et effort tranchant après combinaison

Etat		Mt (t.m)	Ma (t.m)	T (t)
E.L.U	I	7.15	-4.47	16.21
	II	2.08	-1.38	6.53
E.L.S	I	5.34	-3.34	12.12
	II	1.54	-1.01	4.84

### VII.3 : Ferrailage de l'entretoise :

#### Ferrailage longitudinale :

Soit à calculé une section rectangulaire de 0.3 m de largeur et de 1.40m de longueur, soumis à la flexion simple.

Acier FeE400

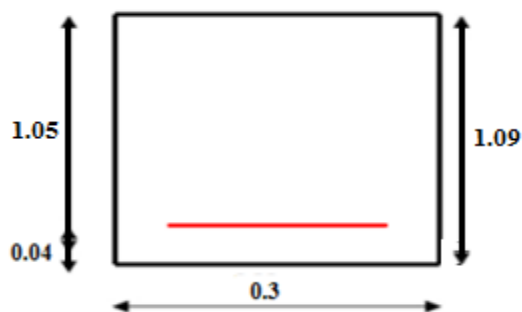
Béton  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$C = 4 \text{ cm}$

$\gamma_b = 1.5$  (situation durable).

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$



#### E.L.U :

$$M_t = 7.15 \text{ t.m} = 71.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{\beta \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{71.5 \times 10^3}{30 \times 101^2 \times 19.83} = 0.0118$$

$\mu_b = 0.0119 < \mu_R = 0.392$  donc: la section est simplement armée

$$\mu_b = 0.0118 \longrightarrow \beta = 0.9944$$

$$A_u = \frac{M_t u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{71.5 \times 1000}{0.9944 \times 101 \times 348} = 2.046 \text{ cm}^2$$

#### E.L.S :

Les fissurations sont préjudiciables (éléments exposés aux intempéries,...), alors on doit vérifier :

$$\sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \quad \text{avec : } \eta = 1.6 \text{ pour H.A}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$M_t (\text{ser}) = 5.34 \text{ t.m} = 53.40 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2.046}{30 \times 101} = 0.067 \longrightarrow \beta_1 = 0.956 \text{ et } K_1 = 98.6$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t (\text{ser})}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{53.40 \times 1000}{0.956 \times 101 \times 2.046} = 270.31 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow$  Il faudra refaire le ferrailage de la section à L'E.L.S.

## Chapitre VII : Etude des l'entretoises d'about

$$\mu_1 = \frac{Mt(\text{ser})}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{53.4 \times 1000}{30 \times 101 \times 101 \times 228.63} = 0.00076$$

$$\mu_1 = 0.00076 \longrightarrow \beta_1 = 0.9524 \text{ et } K_1 = 87.88$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{Mt(\text{ser})}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{53.4 \times 1000}{0.00076 \times 101 \times 228.63} = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = K^{-1} \times \bar{\sigma}_{st} = \frac{1}{87.88} \times 228.63 = 2.602 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.602 \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{final}} = A_{\text{ser}} = 3.04 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section supérieure à  $A_{\text{min}}$

### Vérification de la condition de non fragilité de béton :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.7}{400} \times 30 \times 101 = 4.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{min}} = 4.70 \text{ cm}^2$$

On va adopter une section d'armature de  $6.03 \text{ cm}^2$  soit 3HA16

### Effort tranchant :

#### 1) Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{162.1 \times 1000}{300 \times 1010} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u > \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{(Condition vérifié), donc le cisaillement est négligeable.}$$

#### 2) Vérification de la contrainte d'adhérence : avec $\Psi_s = 1.5$

$$\bar{\tau} = 2 \cdot \Psi_s \cdot f_{t28} = 8.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{Vu \times \chi_i}{0.9 \times d \times U_i \times A}$$

Avec :

$$U = \pi \cdot \Phi = \pi \times 1.05 = 3.297 \text{ cm} \longrightarrow \text{périmètre utile.}$$

$$A_i = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{162.1 \times 1000 \times 0.78}{0.9 \times 101 \times 3.297 \times 6.03 \times 100} = 0.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 0.7 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 8.10 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### Ferrailage transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec :

h : hauteur de l'entretoise h = 88 cm

b<sub>0</sub> : Largeur de l'âme b<sub>0</sub> = 30cm

ϕ<sub>1</sub> : Diamètre des armatures tangentielles ϕ<sub>1</sub> = 1.6cm

$$\phi_t \leq \min \{2.51; 1.6; 3\} = 1.6 \text{ cm}$$

On choisira : ϕ<sub>t</sub> = 1cm

$$A_t = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Escapement minimal:

$$S_{t1} = \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = 40\text{cm}$$

$$S_{t1} = \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times \tau} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{30 \times 0.53} = 63.19\text{cm}$$

Remarque : entre l'amorce et l'entretoise, il y aura reprise de bétonnage.

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 30} = 104.667 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min \{40; 63.19; 104.667\}$$

D'où: S<sub>t2</sub> = 35cm.

### Armature de peau :

D'après le B.A.E.L, les armatures de peau sont réparties et disposés parallèlement à la fibre Moyenne et ce dans le cas des poutres de grande hauteur, mais le B.A.E.L ne définissent pas a Partir de quelle hauteur on peut considère une poutre « pour de grande hauteur » on admet que cela est vérifier si :

### D'après Pierre CHARON :

$$H_{\text{ame-poutre}} \geq 2 \times \left( 80 - \frac{f_e}{10} \right)$$

$$H_{\text{ame-poutre}} \geq 2 \times \left( 80 - \frac{400}{10} \right) = 80 \text{ cm}$$

Dans ce cas il sera préférable d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la Poutre appelée **armature de peau**, en raison d'un risque d'apparition de fissures dans la zone du béton tendu.

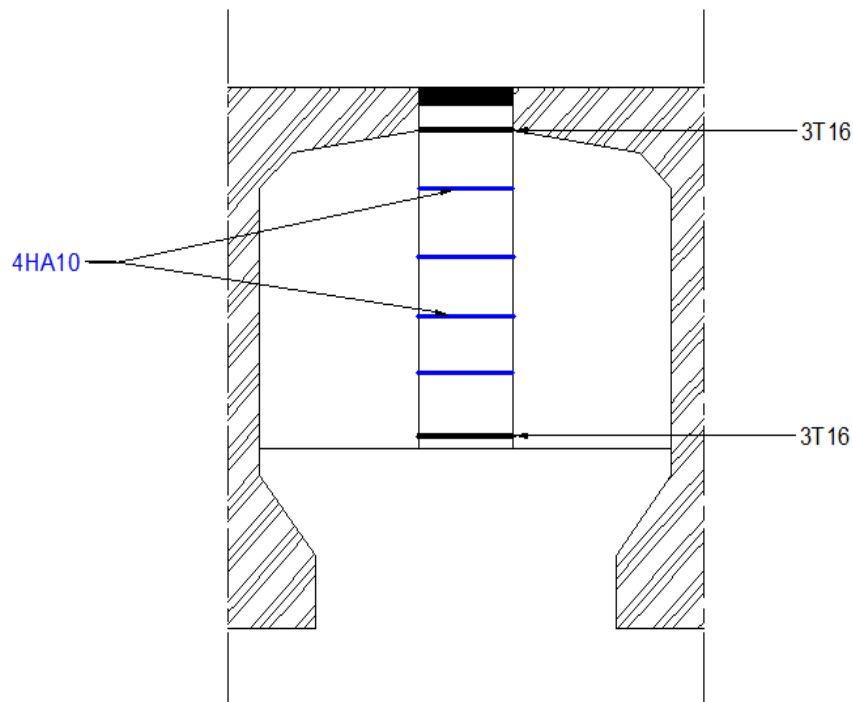
D'après le BAEL 91 (Art B-6-6-2), les armatures de peau des parements exposés aux intempéries et ou condensation pour le cas de fissuration préjudiciable sont au moins égales à 1cm<sup>2</sup> par mètre de paroi.

## Chapitre VII : Etude des l'entretoises d'about

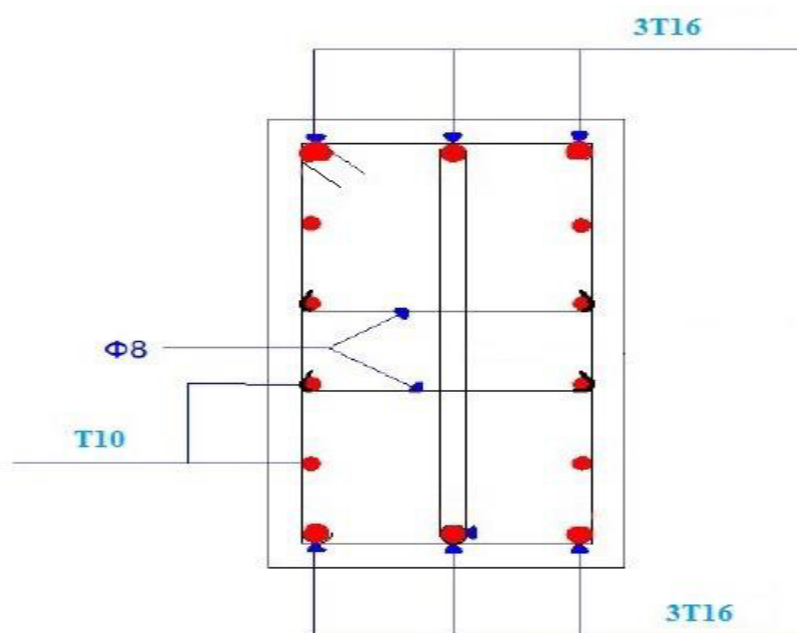
$$A \geq 3\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Pour éviter ce genre de problème, on recommandera de placer 1HA10 tous les 25cm.

Ferraillage de l'entretoise d'about :



*Figure-VII-11: Coupe de ferraillage de l'entretoise d'about*



*Figure-VII-12: Plan de ferraillage de l'entretoise d'about*

# Chapitre VIII

## Etude de la précontrainte

### VIII.1. Qu'est ce que c'est la précontrainte ?

La précontrainte est une technique inventée par Eugène Freyssinet en 1928, qui consiste à tendre les aciers constituant les armatures du béton, et donc à comprimer, au repos, ce dernier. Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois parvenir à se mettre en traction, puisqu'il était déjà partiellement comprimé.

On distingue essentiellement deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par post-tension : mise en tension de câbles après durcissement du béton.
- Précontrainte par pré-tension : mise en tension des aciers avant coulage du béton.

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

### VIII.2. Précontrainte par poste-tension :

Ce type de précontrainte consiste en la mise en tension des câbles enfilés dans des gaines ou tubes placés dans le coffrage avant coulage du béton à l'aide de vérins prenant appuis sur ce dernier. Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'encrage, à travers lequel on injecte un coulis de mortier afin de protéger les câbles contre la corrosion et d'assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

#### • Classe de précontrainte :

Selon l'ouvrage « **La précontrainte** » (chapitre 09 §9-4.1.1.), qui a résumé l'article 1.3 des règles BPEL, l'on peut donc diviser les pièces de construction en béton précontraint en trois classes :

#### 1- Classe I : Le béton est toujours comprimé

Cette classe est réservée à des cas particuliers, tels ceux des tirants et des pièces en contact avec des milieux agressifs, nécessitant une étanchéité parfaite :

Parois de réservoirs circulaires ou autres enceinte étanche

#### 2- Classe II : On admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation de fissures.

Cette classe est destinée aux ouvrages normalement exposés aux intempéries.

#### 3- Classe III :

On admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes, sans admettre que ces fissures restent ouvertes sous les chargements de longue durée d'application.

Cette classe est plus adaptée pour les ouvrages en atmosphère peu agressif exemple tel que les planchers de bâtiment.

Notre pont n'est pas soumis à une atmosphère agressive, uniquement aux intempéries (neige ; pluie et humidité, etc....)

Donc, calculons l'ouvrage en classe II.

### **Contraintes limites réglementaires pour la classe II :**

Selon l'ouvrage de : « **la précontrainte** » (chapitre 09 §9-4.1.2.), elles sont modulées selon :

- La situation examinée : Temporaire (ex: d'exécution), ou durable (d'exploitation)
- La combinaison envisagée : Rares, fréquentes ou quasi permanentes
- La valeur de calcul de la précontrainte
- La proximité des armatures de précontrainte

Notre ouvrage sera calculé en situation d'exploitation, sous combinaisons rares (en section d'enrobage).

### **VIII.3. Dimensionnement de la précontrainte**

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée **-Chapitre V-** dont la section la plus dangereuse est à 0.5L.

#### **VIII.3.1. Précontrainte minimale**

On se proposera de dimensionner la précontrainte, et ceci dans la section la plus sollicitée, qui pourrait être sous critique ou sur critique.

Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale «  $P_{min}$  » qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule :

$$P_{min} = \sup (P_I, P_{II})$$

Avec :

$P_I$  : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sous critique.

$P_{II}$  : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sur critique.

L'étude de précontrainte se fera pour la poutre « P5 », et dans la section médiane (poutre et section les plus sollicitées).

- **Les moments développés dans la section médiane à l'E.L.S sont :**

$M_{max} = 519.91 \text{ t.m}$  (calculé sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS voir modélisation page 61).

$M_{min} = 339.71 \text{ t.m}$  ( $\frac{3057.39}{9}$  répartition longitudinale page 50 tableau N°34)

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 519.91 - 339.71 = 180.2 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 180.20 \text{ t.m}$$

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

**Tableau-VIII-1: caractéristiques de la section nette (intermédiaire)**

	B (cm <sup>2</sup> )	Ig (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	V' (cm)	ρ (%)	h (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
Poutre seul	5753.75	18653936.12	66.57	82.96	51.51	150	2864.68
Poutre+hourdis	8753.75	28285868.75	50.64	109.36	58.35	170	3231.29

### Les contraintes limites :

La contrainte de traction du béton est :

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 35 \quad (\text{Dans la section d'enrobage}).$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -2.7 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} = -4.05 \text{ MPA} \quad (\text{Hors de la section d'enrobage}).$$

### En section sous critique :

$$P_I = \frac{\Delta m}{\rho h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \bar{\sigma}_{ti} + V' \cdot \bar{\sigma}_{ts})$$

Avec:

$$e_0 = \rho \cdot V - \frac{M_{max} + \rho \cdot V \cdot B \cdot \bar{\sigma}_{ti}}{P}$$

### En section sur critique :

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

$$e_0 = -(V' - d');$$

$$d' = h - 0.9h = 150 - 0.9 \times 150 = 15 \text{ cm}$$

On admet d'=15cm (enrobage)

### Application :

$$P_I = \frac{\Delta m}{\rho h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \bar{\sigma}_{ti} + V' \cdot \bar{\sigma}_{ts})$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = \bar{\sigma}_{ts} \text{ et } (v + v') = h$$

$$P_I = \frac{180.2 \times 10^3}{0.515 \times 150} + \frac{5753.75}{150} \times 150 \times (-2.7 \times 10^{-1}) = 779.17 \text{ KN}$$

$$P_I = 1388.49 \text{ KN}$$

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot V + V' - d'} = \frac{519.91 \times 10 + 0.515 \cdot 5753.75 \cdot 66.57 \cdot (-2.7 \times 10)}{0.515 \cdot 66.57 + 82.96 - 15} = 4564.10 \text{ KN}$$

$$P_{II} = 4564.10 \text{ KN}$$

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

---

$P_I = 779.17 \text{ KN} < P_{II} = 4564.10 \text{ KN} \Rightarrow$  la section est **sur critique**, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique  $P_I$  n'est plus suffisant.

**Donc :**

$$P_{\min} = P_{\min} = \sup (P_I, P_{II}) = \sup (779.17, 4564.10) = 4564.10 \text{ KN}$$

$$P_{\min} = 4564.10 \text{ KN}$$

**Alors l'excentricité  $e_0$ :**

$$e_0 = - (v' - d') = - (82.96 - 15) = - 67.96 \text{ cm}$$

### VIII.3.2 : Calcul du nombre de câbles :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle. On a estimé les pertes de précontrainte à 32% :

$$P_{\min} = 0.68 \times P_0 \longrightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.68} = \frac{4564.10}{0.68} = 6711.91 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 12T15 de type FREYSSINET (classe 1770):

- Diamètre normal du câble = 15,2 cm.
- Diamètre extérieur de la gaine = 7,5 cm.
- Section nominal du câble =  $150 \times 12 = 1800 \text{ mm}^2$ .
- $f_{prg} = 1660 \text{ MPa}$ .
- $f_{peg} = 1583 \text{ MPa}$ .
- $E = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$  (Module d'élasticité de l'acier).

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

$$\sigma_{P_0} = \min \begin{cases} 0.8 \times F_{prg} = 1328 \text{ MPa} \\ 0.9 \times F_{peg} = 1424.7 \text{ MPa} \end{cases} \implies \sigma_{P_0} = 1328 \text{ MPa}$$

$$P_{01} = A_p \sigma_{P_0} = 1328 \times 1800 \times 10^{-3} = 2390.40 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{6711.981}{2390.40} = 2.81 \text{ soit : } n = 3 \text{ câble de 12T15}$$

$$D'où : P_{\min} = 3 \times 2390.4 = 7171.20 \text{ KN}$$

**VIII.3.3 : Vérification des sections :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \times e_0 \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M_{min} \times V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \times e_0 \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M_{min} \times V'}{I} \geq \bar{\sigma}_t \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}_{ci}$  ;  $\bar{\sigma}_{cs}$ : Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.

$\bar{\sigma}_{ti}$  ;  $\bar{\sigma}_{ts}$ : Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.

**Vérification des contraintes à la mise en tension :**

En construction, la mise en tension se fait au 14<sup>eme</sup> jour (50%).

**Contrainte limite :**

**En compression :**

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0.6fc_{14} = 0.6fc_j = 0.6 \times \frac{j}{4.76+0.83j} \times fc_{28} \quad ; \quad fc_{28} = 35\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 17.948\text{MPa}$$

**En traction :**

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5ft_{14} = -1.5 \times 2.394 = -3.591\text{MPa} \quad \text{hors de la section d'enrobage.}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -ft_{14} = -2.394\text{MPa} \quad \text{dans la section d'enrobage.}$$

$$\text{Avec : } fc_{14} = \frac{14}{4.76+0.83 \times 14} \times 35 = 29.91\text{MPa}$$

$$ft_{14} = 0.6 + 0.06 fc_{14} = 2.394\text{MPa}$$

$$P = 0,94P_{min} = 0,94 \times 7693.38 = 7231.78 \text{ KN}$$

**Vérification des contraintes en fibre supérieure :**

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e_0 \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.591\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{À la fibre supérieure}$$

$$e_0 = - (V' - d') = - (82.96 - 15) = - 67.96 \text{ cm}$$

A la mis e en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre  $q_G = 1.75 \text{ t/ml}$  (Chapitre IV)

$$M_{min} = M_G = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{1.75 \times 30^2}{8} = 196.875 \text{ t.m} = 1968.75 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{7171.20}{5753.75} + 7171.20 \frac{(-67.96) \times 66.57}{18653936.12} + 1968.75 \frac{66.57 \times 100}{18653936.12} = 0.22\text{KN/cm}^2 = 2.2\text{MPa}$$

$$\sigma_{ts} = 2.2\text{MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.591\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**Vérification des contraintes en fibre inférieure :**

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \times eo \times V'}{I} - \frac{M_{min} \times V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.948 \text{MPa} \rightarrow \text{À la fibre inférieure}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{7171.20}{5753.75} - 7171.20 \frac{(-67.96) \times 82.96}{18653936.12} - 1968.75 \frac{82.96 \times 100}{18653936.12} = 2.54 \text{KN/cm}^2 = 25.4 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 25.4 \text{MPa} \geq \bar{\sigma}_{ci} = 17.948 \text{MPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

On ne peut pas disposer tous les câbles à l'about, la mise en tension se fera donc en deux familles.

**VIII.3.4 : Détermination du nombre de câbles à l'about :**

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \times eo \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.591 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \times eo \times V'}{I} - \frac{M_{min} \times V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.948 \text{MPa}$$

$$P = 0,94P_{min} = 0,94 \times 1386.23 \text{ n} \quad (\text{n: nombre de câbles}).$$

$$\sigma_{ts} = \frac{0.94 \times 2390.40 \text{ n}}{5753.75} + \frac{0.94 \times 2390.40 \text{ n} (-67.96) \times 66.57}{18653936.12} + 1968.75 \frac{66.57 \times 100}{18653936.12} \geq -3.591 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ts} = (0.391 \text{ n} - 0.545 \text{ n} + 0.703) \times 10 \geq -3.591 \text{MPa} \rightarrow \text{n} \leq 6.87 \dots (1)$$

$$\sigma_{ts} = \frac{0.94 \times 2390.40 \text{ n}}{5753.75} - \frac{0.94 \times 2390.40 \text{ n} (-67.96) \times 82.96}{18653936.12} - 1968.75 \frac{82.96 \times 100}{18653936.12} \leq 17.948 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ts} = (0.391 \text{ n} + 0.679 \text{ n} - 0.876) \times 10 \geq 17.948 \text{MPa} \rightarrow \text{n} \leq 2.49 \dots (2)$$

D'après (2), on constate que l'on ne peut disposer que de deux câbles à l'about.

**Conclusion :**

La mise en tension se fera en deux familles de câbles, deux câbles à l'about et un câble à l'extrados.

**VIII.4 : Tracé des câbles :**

**VIII. 4.1 : Positionnement :**

On dispose de deux câbles à l'about et un câble à l'extrados.

**VIII.4.2 : Principe :**

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e » en vue de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs, ces derniers sont maximums et positifs au droit de la section médiane de la poutre et vont en s'annulant vers les appuis. La meilleure solution pour contrebalancer les moments extérieurs est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane et, diminue en allant vers les appuis.

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

- Les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille sont régulièrement espacés sur la section d'about, de manière à réaliser une précontrainte aussi centrée que possible, et à réduire les efforts de diffusion de la précontrainte. L'angle de relevage des câbles de la 1<sup>ère</sup> famille est compris entre 2° et 20°.
- Les câbles de la 2<sup>ème</sup> famille sont ancrés dans des encoches situées en fibre supérieure des poutres. L'angle de relevage est important (25° environ), ce qui assure une bonne réduction d'effort tranchant tout en limitant la dimension longitudinale des encoches. Ces câbles sont ancrés entre l'about et le quart ou le tiers de la portée de la poutre.

### - Câble d'about :

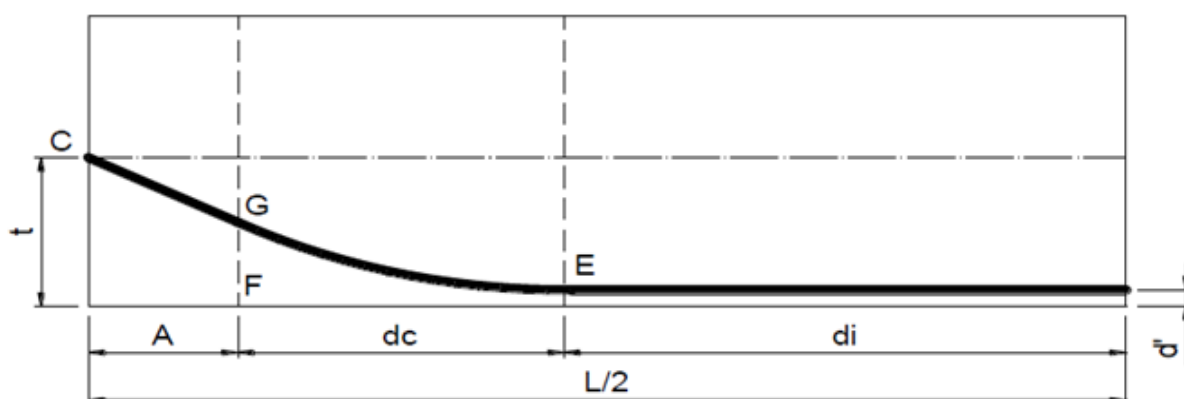


Figure VIII.1 : Tracé d'un câble

E : point du début de relevage.

t : Hauteur du point C par rapport à la fibre inférieure.

EG : tronçon parabolique d'équation  $y = a.x^2$

GC : tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble.

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de  $y = a.x^2$  pour  $x = dc$

$$\text{Donc : } y'(dc) = 2.a.dc = \text{tg}\alpha \longrightarrow a = \frac{\text{tg}\alpha}{2 \times dc}$$

$$\text{GC} = a.dc^2 = t - d' - \text{GC} \cdot \text{Sin}\alpha$$

$$A = \text{GC} \cdot \text{Cos}\alpha \longrightarrow \text{GC} = \frac{A}{\text{cos}\alpha} \longrightarrow \text{GC} \cdot \text{sin}\alpha = A \cdot \text{tg}\alpha$$

$$a.dc^2 = t - d' - A \cdot \text{tg}\alpha \longrightarrow \frac{2\text{tg}\alpha}{2 \cdot dc} \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \text{tg}\alpha$$

$$dc = \frac{2}{\text{tg}\alpha} (t - d' - A \cdot \text{tg}\alpha)$$

A: est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit = 1m.

$$dc = \frac{2}{\text{tg}\alpha} (t - \text{tg}\alpha - d')$$

- Câble émergeant (extrados) :

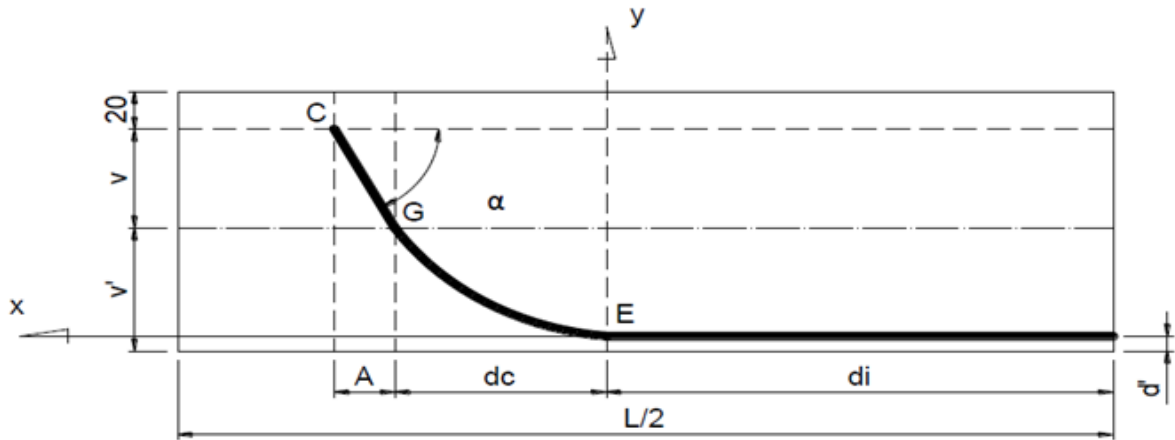


Figure VIII.2 : Tracé du câble émergeant

EG : tronçon parabolique d'équation  $y = a.x^2$

$$\text{Pour : } x = dc \rightarrow \begin{cases} Y = a.dc^2 \dots\dots(1) \\ Y = V' - d' \dots\dots(2) \end{cases}$$

$$Y(dc) = 2.a.dc = tg\alpha \longrightarrow a = \frac{tg\alpha}{2.dc} \dots\dots(3)$$

On remplace (3) dans (1) :

$$Y = \frac{tg\alpha.dc^2}{2.dc} \longrightarrow dc = \frac{2y}{tg\alpha} \dots\dots(4)$$

$$\text{On remplace (2) dans (4) : } dc = \frac{2.(V' - d')}{tg\alpha} \dots\dots(5)$$

**VIII.4.3 : Application au projet :**

- Câbles d'about (aux appuis) :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

Nous avons une seule file d'ancrage à l'about : deux câbles disposés verticalement.

Un espacement de 0,55m entre 2 plaques d'encrage successif à l'about.

Compte tenu de la disposition :

$$P_1 = P_2 = R \qquad P_1 = P_2 = P$$

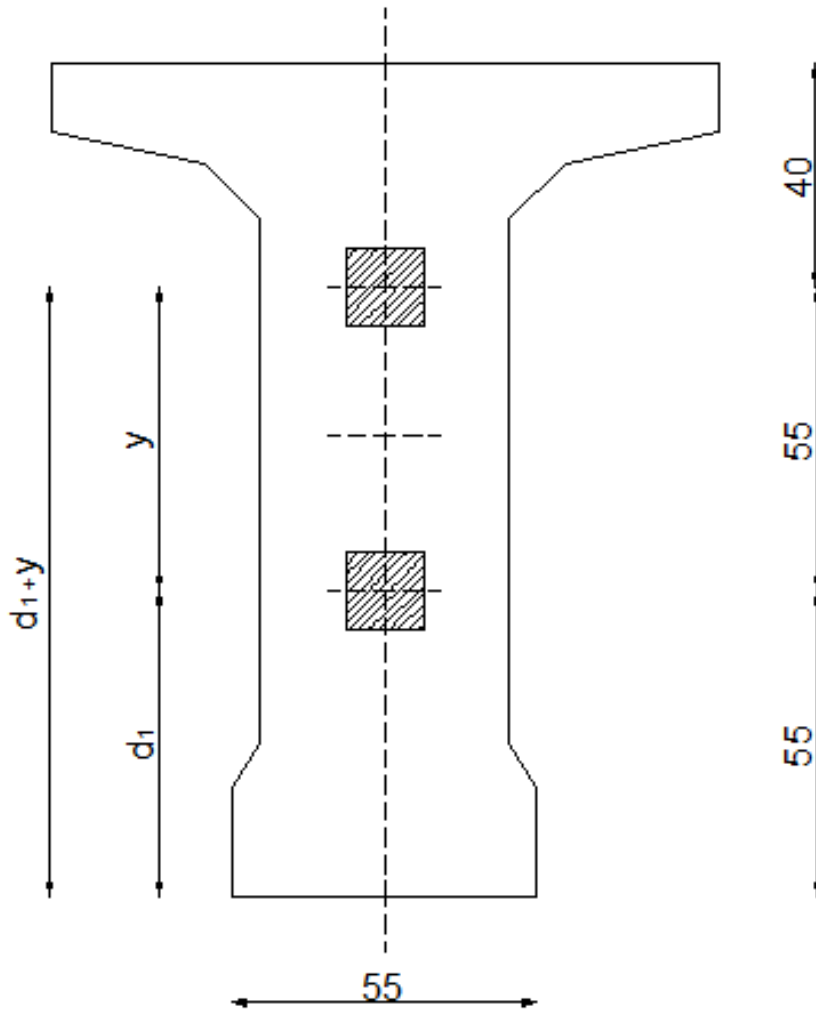
$$\sum M / \text{Fibre inf} = R.V' = P_1.d + P_2.(d_1 + y)$$

$$P_1 = P_2 = P \text{ et } y = 55\text{cm}$$

$$d_1 = \frac{2V' - y}{2} = \frac{2 \times 0.8296 - 0.55}{2} \Rightarrow d_1 = 55\text{cm}$$

$$d_2 = d_1 + y \Rightarrow d_2 = 110\text{cm}$$

La disposition à adopter est donnée comme suit :



*Figure-VIII-3: disposition des câbles*

On prend comme angle de relevage :  $\alpha_1 = 4^\circ$  ;  $\alpha_2 = 12^\circ$

Exemple de calcul :

**Câble d'about**

$$dc = \frac{2}{tg\alpha} (t - tg\alpha - d') = dc = \frac{2}{tg4} (0.275 - tg4 - 0.11) = 2.72 \text{ m}$$

$$a = \frac{tg\alpha}{2 \cdot dc} = \frac{tg4}{2 \times 2.72} = 0.013$$

**Câble émergeant (extrados) :**

$$dc = \frac{2}{tg\alpha} (v' - d') = dc = \frac{2}{tg25} (82.96 - 17.7) = 2.80 \text{ m}$$

$$a = \frac{tg\alpha}{2 \cdot dc} = \frac{tg25}{2 \times 2.8} = 0.083$$

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

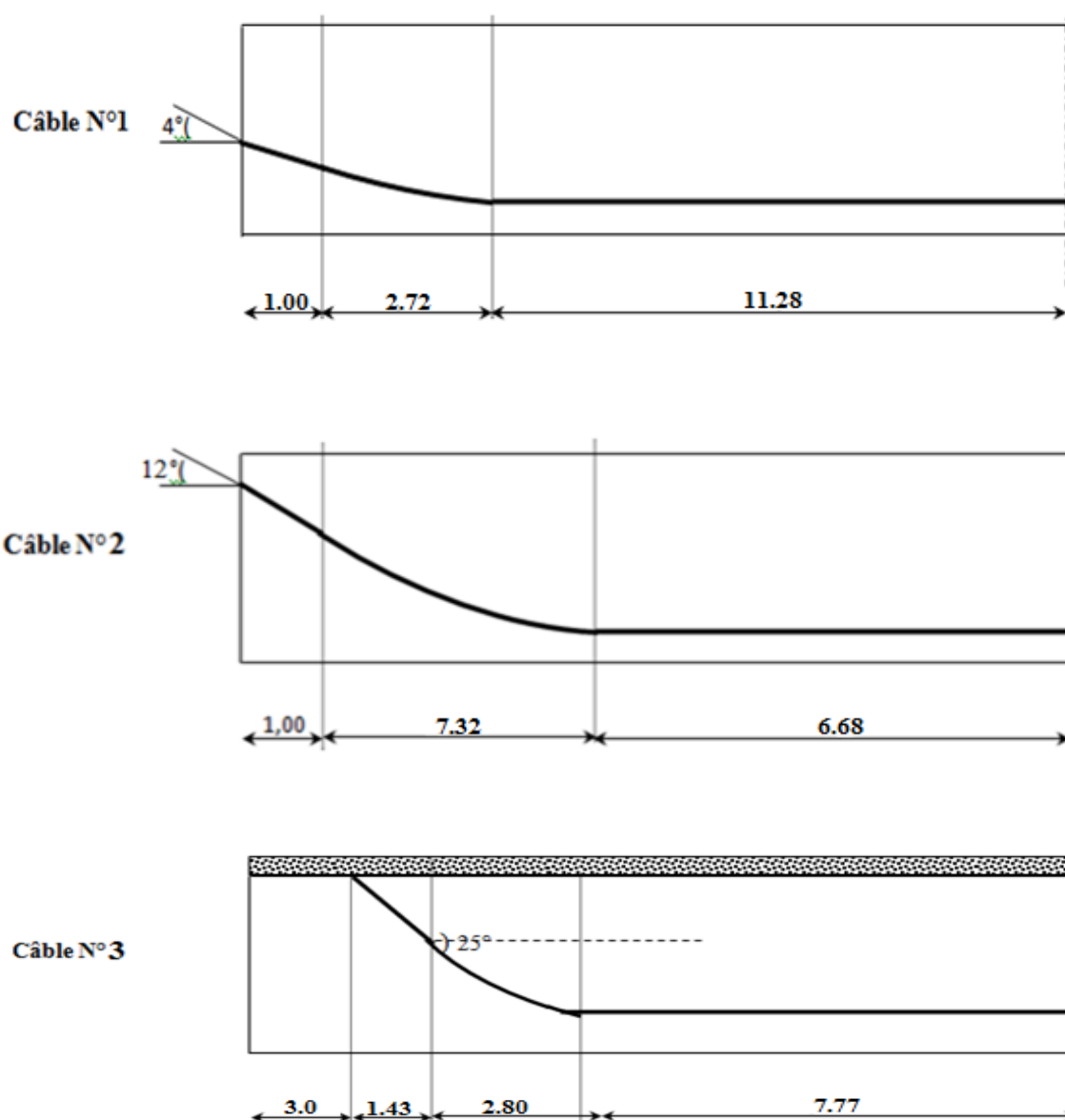
La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

**Tableau-VIII-2: Paramètres de calcul de la 1ere et 2eme famille de câbles**

	N° câble	α (°)	tgα	t(m)	d' (m)	dc (m)	a
<b>1ère famille</b>	1	4	0.0699	0.275	0.11	2.72	0.013
	2	12	0.2126	1.1	0.11	7.32	0.015
<b>2eme famille</b>	3	25	0.4663	1.50	0.177	2.80	0.083

Pour la 2ème famille :  $b = \frac{V}{tg\alpha} = \frac{66.57}{tg25} = 142.76\text{cm} = 1.4276\text{m}$

### VIII.4.4 : Tracé des câbles :



**Figure-VIII-4: Tracé des câbles**

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

### - Longueur totale du câble :

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

Avec :

**L<sub>r</sub>**: Longueur du tronçon rectiligne.

**L<sub>c</sub>**: Longueur du tronçon parabolique.

**L<sub>d</sub>**: Longueur du tronçon droit.

$$L_c = \frac{1}{4a} [\ln (2 \times a \times dc + \sqrt{1 + (2 \times a \times dc)^2}) + 2 \times a \times dc \sqrt{1 + (2 \times a \times dc)^2}]$$

$$L_r = \begin{cases} \frac{0.5+A}{\cos\alpha} & \text{Pour les câbles de la 1}^{\text{ère}} \text{ famille} \\ \frac{A}{\cos\alpha} & \text{Pour les câbles de la 2}^{\text{ème}} \text{ famille} \end{cases}$$

$$L_d = d_i$$

Exemple de calcul :

$$L_r = \begin{cases} \frac{0.5+A}{\cos\alpha} = \frac{0.5+1}{\cos 4} = 1.504 & \text{Pour les câbles de la 1}^{\text{ère}} \text{ famille} \\ \frac{A}{\cos\alpha} = \frac{1.50}{\cos 25} = 1.655 & \text{Pour les câbles de la 2}^{\text{ème}} \text{ famille} \end{cases}$$

$$L_c = \frac{1}{4a} [\ln (2 \times a \times dc + \sqrt{1 + (2 \times a \times dc)^2}) + 2 \times a \times dc \sqrt{1 + (2 \times a \times dc)^2}]$$

**Tableau-VIII-3: Récapitulatif des longueurs des câbles**

N° Câbles	L <sub>r</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>d</sub> (m)	L <sub>t</sub>	L <sub>t</sub> x 2
1	1.504	2.589	11.28	15.373	30.746
2	1.534	5.895	6.68	14.109	28.218
3	1.655	2.206	7.77	11.631	23.262

### VIII.4.5 : Câble moyen fictif :

Dans tout élément en BP, traversé par plusieurs câbles et dans toute section de ce dernier, on peut remplacer, d'une manière fictive, l'ensemble des câbles traversant ses sections par un seul, passant par le point d'application de la résultante des forces de précontraintes. Les points de passage du câble équivalent sont déterminés, dans chaque section, par le calcul de la distance e du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure.

La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

- **Section d'about :**

- **Section à X<sub>m</sub> de l'appui :**

Remarque : à la section médiane  $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Exemple de calcul :**

• **Section d'appui :** 2 câbles

Câble n° (1) :  $t_1 = 0.2750m$

Câble n° (2) :  $t_2 = 1.3842m$

### Position du câble moyen à l'about :

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum ti}{n} = \frac{0.275+1.1}{2} = 0.6875\text{m}$$

### • Section à 1m de l'appui :

$$t_i = d' + a_i \times x_i^2 \quad \text{avec: } x_i = d_c + 1 - (x)$$

Câble n° (1) :  $t_1 = 0.2062\text{m}$

Câble n° (2) :  $t_2 = 0.9137\text{m}$

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum ti}{n} = \frac{0.2062+0.9137}{2} = 0.560\text{m}$$

**Tableau-VIII-4: Câble moyen fictif**

Section d'about			Section à 1 m de l'about			Section à 3 m de l'about					
câble	ti	T <sub>moy</sub>	câble	ti	t <sub>moy</sub>	sans câbles émergeant			avec câbles émergeant		
1	0.275	0.688	1	0.206	0.560	câble	ti	t <sub>moy</sub>	câble	ti	t <sub>moy</sub>
2	1.1		2	0.914		1	0.117		0.356	1	
						2	0.535		2	0.535	0.273
									3	0.166	

section du câble équivalent à la section 0,5 L de l'about					
sans câble émergeant			avec câble émergeant		
câble	Ti	t <sub>moy</sub>	câble	ti	t <sub>moy</sub>
1	0.11	0.11	1	0.11	0.132
2	0.11		2	0.11	
			3	0.177	

### VIII.5 : Caractéristiques géométriques des sections nettes :

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat. Pour cela il faut que les contraintes dans toutes les sections soient respecter .d' ou en détermine les caractéristique géométrique des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

#### - Composante de la précontrainte à la section d'appui :

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :

$$\begin{cases} V = \sum P_i \times \sin \alpha_i = P \times \sum \sin \alpha_i \\ N = \sum P_i \times \cos \alpha_i = P \times \sum \cos \alpha_i \end{cases}$$



**Figure-VIII-5: composantes de la force de précontrainte**

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Z : la distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravité de la poutre.

Z<sub>i</sub> : la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section (Z<sub>i</sub> = t<sub>i</sub>).

$$P \times \sum Z_i \times \cos \alpha_i = N \times Z \quad \longrightarrow \quad Z = \frac{\sum Z_i \times \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

Avec :  $N = P \sum \cos \alpha_i$

### • Section d'about (poutre seule) :

**Tableau-VIII-5: Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule)**

n° du câble	α(°)	sin α	cos α	Z <sub>i</sub> (m)	Z <sub>i</sub> x cos α	Z <sub>i</sub> <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )
1	4	0.0697	0.9976	0.275	0.2743	0.0752
2	12	0.2079	0.9781	1.1	1.0759	1.21
Σ	/	0.2776	1.9757	1.375	1.3502	1.2852

$$Z = \frac{\sum Z_i \times \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = Z = \frac{1.2852}{1.9757} = 0.6505 \text{ m}$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi^2 \text{gaine}}{4} \quad \text{Avec: } \phi_{\text{gaine}} = 7.5 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \times \sum Z_i^2 \quad n : \text{Nombre de câbles}$$

$$I_g = \frac{2 \cdot \pi \cdot 0.075^4}{64} + \frac{\pi \cdot 0.075^2}{4} \times 1.2852 = 567806.60 \text{ cm}^4$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = \frac{\pi \cdot 7.5^2}{4} = 44.156 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \times 44.156 = 2 \times 44.156 = 88.312 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 65.05 \times 88.312 = 5744.70 \text{ cm}^3$$

**Tableau-VIII-6: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis**

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section brute	8272.5	65.05	690199.75	76239393.35
Gaines	88.312		5744.70	567806.60
Section nette	8184.188		684455.05	75671586.75
V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ (%)	e <sub>p</sub> (cm)
83.63	66.37	18429656.89	40.57	-18.58

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

### • Section d'about (poutre + hourdis) :

*Tableau-VIII-7: Caractéristiques de la section d'about+ hourdis*

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section brute	11272.5	65.05	1170199.75	153039393.4
Gaines	88.312		5744.70	567806.60
Section nette	11184.188		1164455.05	152471586.8

V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ (%)	e <sub>p</sub> (cm)
104.12	65.88	31232962.82	40.71	-39.07

Pour les différentes sections, leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

*Tableau-VIII-8: Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.*

Section	Section d'about		Section à 0.25L	
	Poutre seule	Poutre+hourdi	Poutre seule	Poutre +hourdi
B (cm <sup>2</sup> )	8184.188	11184.188	5621.28	8621.28
V' (cm)	83.63	104.12	84.59	110.83
V (cm)	66.37	65.88	65.41	59.17
I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	18429656.89	31232962.82	15675753.91	26898831.13
ρ (%)	40.57	40.71	50.40	47.58
e <sub>p</sub> (cm)	-18.58	-39.07	-70.84	-97.08

Section	Section à 0.5L	
	Poutre seule	Poutre +hourdi
B (cm <sup>2</sup> )	5621.28	8621.28
V' (cm)	84.59	110.83
V (cm)	65.41	59.17
I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	15675753.91	26898831.13
ρ (%)	50.40	47.58
e <sub>p</sub> (cm)	-70.84	-97.08

### VIII.6: Fuseaux limites :

Les fuseaux limites sont les zones où doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Chacun est limité par deux courbes. Il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des courbes limitant les zones ou fuseaux limites.

#### 1<sup>er</sup> fuseau limite :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'ait pas de traction. Pour cela il faut que :

$$-c' \leq e_0 \leq c$$

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Avec :

$$c' = \rho V^2$$

$$c = \rho V$$

$$e_0 = e_p + \frac{M}{N}$$

$c, c'$  : Limite du noyau central.

$e_p$ : Excentricité du câble moyen

$e_0$ : Centre de pression.

$M_{min}$ : Moment due aux charges permanentes.

$M_{max}$  Moment due aux charges permanentes et aux surcharges.

$P$  : Tension finale dans le câble après perte (estimées à 32%).

Donc :

$$P = 0.68 \times 2.43 = 1.6524 \text{ MN} = 165.24 \text{ t}$$

Le tracé du fuseau se fera par rapport à la ligne des centres de gravité, le long de la poutre ; pour ce la on prendra en considération les trois points suivants : section à l'appui, à 0.25L de l'appui, et à la section médiane.

$$P = \sum P_i \cos \alpha_i$$

**Tableau-VIII-9: Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre+hourdis).**

Section	0L	0.25L	0.5L
Mmax (t.m)	0	398.75	519.91
Mmin (t.m)	0	265.32	339.71
P(t)	326.47	476.23	476.23
P	0.4071	0.4758	0.4758
c (cm)	26.82	28.15	28.15
c' (cm)	42.39	52.73	52.73
Mmax/P (cm)	0	80.52	109.17
Mmin/P (cm)	0	55.71	71.33
-c'-(Mmin/P) (cm) I	-42.39	-108.44	-124.06
c-(Mmax/P)(cm) II	26.82	-52.37	-81.02
$e_p$	-39.07	-97.08	-97.08
$I \leq e_p \leq II$	$-42.39 \leq -39.07 \leq 26.82$	$-108.44 \leq -97.08 \leq -52.37$	$-124.06 \leq -97.08 \leq -81.02$
Observation	<b>vérifié</b>	<b>vérifié</b>	<b>vérifié</b>

- 2<sup>ème</sup> fuseau limite :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit passer le câble équivalent pour que les contraintes extrêmes restent inférieures à leurs valeurs limites en compression.

$$-a' - \frac{M_{min}}{P} \leq e_p \leq a - \frac{M_{max}}{P}$$

Avec :

$$a = \min (e_1 ; e_2)$$

$$a' = \min (e'_1 ; e'_2)$$

$$-e'_1 = \rho.v. \left(1 - \bar{\sigma}_c \frac{B}{P}\right)$$

$$-e'_2 = \rho.v'. \left(-1 + \bar{\sigma}_t \frac{B}{P}\right)$$

$$e_1 = \rho.v. \left(1 - \bar{\sigma}_t \frac{B}{P}\right)$$

$$e_2 = \rho.v'. \left(-1 + \bar{\sigma}_t \frac{B}{P}\right)$$

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau-VIII-10: Caractéristiques du fuseau limite de compression**

$\sigma_{cs} = \sigma_{ci}$	21	21	21
$\Sigma t$	2.7	2.7	2.7
Mmax (t.m)	0	398.75	519.91
Mmin (t.m)	0	265.32	339.71
P (t)	326.47	476.23	476.23
- e'1	-163.96	-165.77	-165.77
- e'2	3.24	26.96	26.96
-a'	-163.96	-165.77	-165.77
e <sub>1</sub>	2.01	14.39	14.39
e <sub>2</sub>	262.57	147.73	147.73
a	2.01	14.39	14.39
- a' - Mmin/P (I)	-163.96	-166.33	-166.48
a - Mmax/P (II)	2.01	13.55	13.30
ep	-39.07	-97.08	-97.08
$I \leq ep \leq II$	$-163.96 \leq -39.07 \leq 2.01$	$-166.33 \leq -97.08 \leq 13.55$	$-166.48 \leq -97.08 \leq 13.30$
Observation	<b>vérifié</b>	<b>vérifié</b>	<b>vérifié</b>

### VIII.7 : Les pertes de tension :

**Introduction :** Dans les calculs de précontraintes, on ne peut déterminer, de façon précise, le taux de travail des aciers de précontraintes, les raisons s'expliquent par un certain nombre de phénomènes qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles. Ces phénomènes engendrent des pertes dans l'effort de traction des câbles appelées « perte de tension ».

Cette perte désigne la différence entre la force exercée, en un point donnée des câbles, par le vérin lors de la mise en tension, et la force qui s'exerce, sur le même point du câble, après une durée d'exploitation déterminée.

Ces pertes sont :

- **Les pertes instantanées :** Elles se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues aux :
  - Frottements.
  - Recul des encrages.
  - Raccourcissement instantané du béton (non-simultanéité des différents câbles).
- **Les pertes différées :** Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage, elles sont dues aux :
  - Retrait de béton.
  - Relaxation des aciers.
  - Fluage du béton.

#### VIII.7.1 : Les pertes instantanées :

##### VIII.7.1.1 : Perte par frottement :

Au moment de la mise en tension du câble, se dernier se met en contact avec la gaine, il en résulte un frottement qui réduit la tension du câble.

La tension à n'importe quel point d'abscisse x, après la mise en tension est :

$$\sigma_{po}(X) = \sigma_p \cdot e^{(-f\alpha - \varphi X)}$$

Avec:

$\sigma_{po}$  : Tension à l'origine  $\sigma_{po} = 1328$  MPa

f : Coefficient de frottement angulaire.  $f = 0.18$  rd<sup>-1</sup>

$\alpha$  : Somme des angles du point étudié d'abscisse (x) à l'ancrage.

$\varphi$  : Coefficient de frottement linéaire  $\varphi = 2 \times 10^{-3}$  m<sup>-1</sup>

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(X) = \sigma_{po} \times \sigma_p \cdot e^{(-f\alpha - \varphi X)}$$

**Tableau-VIII-11: Perte par frottement**

section	$\alpha$	$\sigma_{po}$ MPa	X=0.00L		X=1m		X=0.25L		X=0.5L	
			X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$	X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$	X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$	X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$
Câble 1	4	1328	0.00	0.00	1	23.25	7.5	40.10	15	59.27
Câble 2	12	1328	0.00	0.00	1	51.59	7.5	68.07	15	86.83
Câble 3	25	1328	/		/		7.5	118.52	15	136.52
Valeur moy de 2 câbles	/	/	0.00		37.42		54.09		73.05	
Valeur moy de 3 câbles	/	/	/		/		75.56		94.21	

### VIII.7.1.2 : Perte par recul d'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons dans les clavettes et celles-ci dans les plaques d'ancrages lors de la détension du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque, par effet de coin, les clavettes dans les ancrages. Ce glissement (tassement) prend des valeurs de 1 à 12 mm, suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

Le tassement des câbles provoque un raccourcissement du câble, c'est-à-dire une perte de tension. Cette perte ne prend effet que sur une distance « x » appelée longueur d'influence, au-delà de cette distance, le raccourcissement est empêché par les frottements des câbles au gaine.

#### Câble 1 :

La tension à l'origine  $\sigma_{po} = \sigma_A = 1328$  MPa

$$\sigma_i = \sigma_{po} (1 - f\alpha - \varphi X) \text{ avec } \alpha = 0 \text{ (tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1328 \cdot (1 - 0.18 \times 0.2 \times 10^{-3} \times 1) = 1325.344 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 1328 \cdot (1 - 0.18 \times 0.0697 \cdot 2 \times 10^{-3} \times 3.72) = 1301.459 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1328 \cdot (1 - 0.18 \times 0.0697 \cdot 2 \times 10^{-3} \times 15) = 1271.499 \text{ MPa}$$

$$g = 6 \text{ mm}$$

$$g \cdot E_p = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

#### • Calcul des aires

$$S_1 = (1328 - 1325.344) \times 1/2 = 1.328 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1325.344 - 1301.459) \times 1 = 23.89 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1325.344 - 1301.459) \times 2.72/2 = 32.48 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1325.344 - 1271.499) \times 3.72 = 200.30 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1325.344 - 1271.499) \times 11.28/2 = 303.69 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 \times 561.69 = 1123.38 \text{ MPa.m}$$

$g \cdot E_p > S \Rightarrow$  il se produit une chute de tension  $\Delta\sigma_m$

$$g \cdot E_p = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$\Delta\sigma_m = (1140 - 1123.38) / 15 = 1.108 \text{ MPa}$$

On voit çï-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° 1:

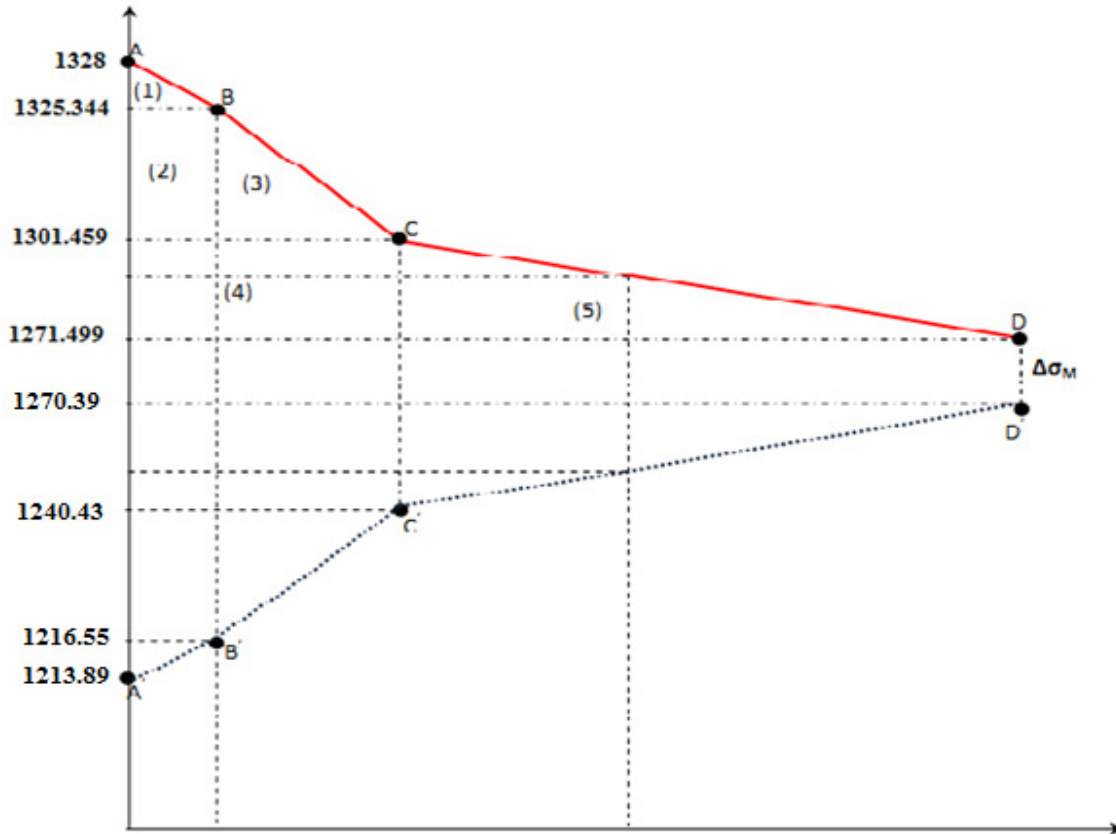


Figure-VIII-6: Diagramme de chute de tension avant et après blocage du 1er câble.

### Câble 2

La tension à l'origine :  $\sigma_{po} = \sigma_A = 1328$  MPa

$\sigma_i = \sigma_{po} (1 - f\alpha - \phi x)$  Avec :  $\alpha = 0$  en tronçon rectiligne.

$\sigma_B = 1328 \cdot (1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1325.344$  MPa

$\sigma_C = 1328 \cdot (1 - 0.18 \times 0.209 - 2 \times 10^{-3} \times 8.32) = 1255.94$  MPa

$\sigma_D = 1328 \cdot (1 - 0.18 \times 0.209 - 2 \times 10^{-3} \times 15) = 1238.20$  MPa

$g = 6$  mm

$g \cdot E_p = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140$  MPa.m

#### • Calcul des aires :

$S_1 = (1328 - 1325.344) \times 1/2 = 1.328$  MPa.m

$S_2 = (1325.344 - 1255.94) \times 1 = 69.404$  MPa.m

$S_3 = (1325.344 - 1238.20) \times 7.32/2 = 318.95$  MPa.m

$S_4 = (1255.94 - 1238.20) \times 8.32 = 147.60$  MPa.m

$S_5 = (1255.94 - 1238.20) \times 6.68/2 = 59.25$  MPa.m

$S = 2 \sum S_i = 2 \times 596.53 = 1193.06$  MPa.m

$S > g \cdot E_p \Rightarrow$  le point (M) n'appartient pas à BC donc; Le point (M) appartient à CD.

• **Détermination de la longueur d'influence X:**

$$gEp = S \text{ AIR (ABCMC'B'A')}.$$

$$S_1 = 1.328.$$

$$S_2 = 69.404$$

$$S_3 = 318.95.$$

$$S_4 = (1255.94 - \sigma_M) \times 8.32 = 147.60$$

$$S_5 = (1255.94 - \sigma_M) \times (x - 8.32)/2$$

$$\frac{1}{2} S = 389.682 + (1255.94 - \sigma_M) \times 8.32 + (1255.94 - \sigma_M) \times (x - 8.32)/2$$

$$S = 779.364 + (1255.94 - \sigma_M) \times (x + 8.32)$$

$$\sigma_M = \sigma_{po} (1 - f\alpha - \phi x) = 1328 (1 - 0.18 \times 0.209 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1278.04 - 2.66 \cdot x$$

Alors:

$$S = 779.364 + [1255.94 - (1278.04 - 2.66 \cdot x)] \times (x + 8.32) = gEp = 1140 \text{ MPa}$$

$$2.66 \cdot x^2 + 779.364 - 183.87 - 1140 = 0$$

D'où :  $X = 14.31\text{m}$

Et on trouve:

$$\sigma_M = 1239.98 \text{ MPa}$$

**Câble 3**

La tension à l'origine :  $\sigma_{po} = \sigma_A = 1328 \text{ MPa}$

$$\sigma_i = \sigma_{po} (1 - f\alpha - \phi x) \text{ Avec : } \alpha = 0 \text{ en tronçon rectiligne.}$$

$$\sigma_B = 1328 \cdot (1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1.43) = 1324.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1328 \cdot (1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 4.23) = 1212.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1328 \cdot (1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 12) = 1191.91 \text{ MPa}$$

$$g = 6\text{mm}$$

$$g \cdot Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

• **Calcul des aires :**

$$S_1 = (1328 - 1324.20) \times 1.26/2 = 2.39 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1324.20 - 1212.54) \times 1.43 = 159.67 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1324.20 - 1212.54) \times 2.8/2 = 156.32 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1212.54 - 1191.91) \times 4.32 = 89.12 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1212.54 - 1191.91) \times 7.77/2 = 80.15 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 \times 487.65 = 975.30 \text{ MPa.m}$$

$g \cdot Ep > S \Rightarrow$  il se produit une chute de tension  $\Delta\sigma_m$

$$g \cdot Ep = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$\Delta\sigma_m = (1140 - 975.30)/12 = 13.725 \text{ MPa}$$

D'où les pertes par recul d'encrage sont :

**Câble 1**

$$\Delta\sigma (x = 15\text{m}) = 1.108 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma (x = 7.5\text{m}) = (1291.42 - 1271.50) \times 2 + 1.108 = 38.71 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma (x = 1\text{m}) = (1325.344 - 1216.55) = 108.79 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma (x = 0.00\text{m}) = (1328 - 1213.89) = 114.11 \text{ MPa}$$

### Câble 2

$$\Delta\sigma (x = 15\text{m}) = 0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma (x = 7.5\text{m}) = 36.28$$

$$\Delta\sigma (x = 1\text{m}) = 174.27$$

$$\Delta\sigma (x = 0.00\text{m}) = 179.60$$

### Câble 3

$$\Delta\sigma (x = 15\text{m}) = 13.725 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma (x = 7.5\text{m}) = 37.62 \text{ MPa}$$

Nous résumons, dans le tableau suivant les pertes par recul d'ancrage, pour les différentes sections :

**Tableau-VIII-12: Pertes par recul d'encrage.**

Section	0.00L	0.033L	0.25L	0.5L
Abcisse(m)	0.00	1.00	7.50	15.00
Câble 1	114.11	108.79	38.71	1.108
Câble 2	179.60	174.27	36.28	0
Câble 3	/	/	37.62	13.725
Moy de 2 câbles	146.86	141.53	37.50	0.554
Moy de 3 câbles	/	/	37.54	4.944

### c) Pertes par raccourcissement instantané du béton :

L'application d'une contrainte sur le béton entraîne une déformation de ce dernier, par conséquence les armatures de précontrainte vont subir aussi une déformation d'où une perte de tension.

- La première famille sera tendue au 14<sup>ème</sup> jour (n = 2câbles).

- La deuxième famille sera tendue au 28<sup>ème</sup> jour (n = 1câble).

#### **La première famille :**

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanément de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{pi}(x)$  : Perte de tension moyenne de n câbles

$E_{bij}$  : Module instantané de déformation du béton

$E_{ij}$  :  $11000^3 \sqrt{f_{cj}}$

$E_p$  : Module d'élasticité longitudinale de câble

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{Mg.E_p}{I_g} + n.A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B.(e_p)^2}{I_g}\right)$$

$e_p$  : Excentricité du câble équivalent à la section considérée

$\sigma_{pi}(x)$  : Contrainte normale dans le câble après toute perte

n : Nombre de câble par familles

$I_g$  : Inertie de la poutre seule

$Mg(x)$  : Moment dû au poids propre de la poutre seule+amorce à l'abscisse x

$\sigma_{pi}(x)$  : Contrainte normale dans le câble après toutes pertes déjà déterminées.

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bi}} \times \frac{Mg \cdot e_p}{I_g} + \frac{E_p}{3E_{bi}} \times \frac{n \cdot A_p [\sigma_{po} - \Delta\sigma\phi(x) - \Delta\sigma g(x)]}{B} \times \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_g}\right)$$

• **Exemple de calcul :**

**Section d'about :**

$$B = 8184.188 \text{ cm}^2$$

$$f_{c14} = 29.91 \text{ MPA}$$

$$E_{bi} = 34145.34 \text{ MPA}$$

$$I_G = 18429656.89 \text{ cm}^4$$

$$e_p = -18.59 \text{ cm}$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

$$q = 1.75 + 0.0077 = 1.7577 \text{ t/ml}$$

$$Mg = \frac{ql}{2} \times x - \frac{qx^2}{2} \quad \text{pour } x = 0 \Rightarrow Mg = 0$$

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = 0 + \frac{1.9 \times 10^5}{3 \times 34145.34} \times \frac{2 \times 1800 (1328 - 0 - 146.86)}{8184.188 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{8184.188 \times (-18.59)^2}{18429656.89}\right) = 11.12 \text{ MPA}$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau-VIII-13: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille).**

Câble de la 1 <sup>ère</sup> famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)		11.12	85.72

**La 2<sup>ème</sup> famille de câbles :**

La mise en tension de la 2<sup>ème</sup> famille des câbles se fera après la mise en place des poutres et le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre + hourdis.

**Perte subie par la 1<sup>ère</sup> famille lors de la mise en tension de la 2<sup>ème</sup>.**

La perte subie par chaque câble de la 1<sup>ère</sup> famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \sigma_{bn2}(x) \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{pi}(x)$  : Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2<sup>ème</sup> famille.

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{Mg \times e_p}{I_G} + n \times \frac{A_p \times \sigma_{pi}(x)}{B} \times \left(1 + \frac{B e_p^2}{I_G}\right)$$

$$E_{bi}(28) = 11000 \sqrt[3]{29.91} = 34145.34 \text{ MPA}$$

Après transformation, la relation précédente devient

$Mg(x)$  : Moment dû au poids (hourdis + entretoises)

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

La relation précédente devient :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{Ep}{Ebi28} \times \frac{Mg \times ep}{IG} + \frac{Ep}{Ebi28} \times \frac{n \times Ap(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{Q(x)} - \Delta\sigma_{g(x)})}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \times ep^2}{IG}\right)$$

**Exemple de calcul :**

• **Section à x = 0,5L (x = 15 m) :**

$$B = 8621.28 \text{ cm}^2$$

$$IG = 26898831.13 \text{ cm}^4$$

$$e_p = -97.08 \text{ cm}$$

$$EP = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

$$q = 1.75 + 0.750 + 0.0132 = 2.5132 \text{ t/ml.}$$

$$Mg(x) = \frac{qx}{2} (L - X) = \frac{2.5132 \times 15}{2} (30 - 15) = 282.74 \text{ t.m}$$

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{1.9 \times 10^5}{34145.34} \times \left[ \left( \frac{282.74 \times 10^4 \times (-97.08)}{26898831.13} + \frac{2 \times 1800(1328 - 94.21 - 4.944)}{8621.28 \times 10^2} \right) \cdot \left( 1 + \frac{8621.28 \times (-121.98)^2}{26898831.13} \right) \right]$$

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = 58.02 \text{ MPa}$$

Les valeurs des pertes pour les autres sections sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau-VIII-14:** Pertes subies par la 1ère famille lors de la mise en tension de la 2<sup>ème</sup> famille.

Câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	0.00	70.91	58.02

**Pertes instantanées totales «  $\Delta\sigma_i(x)$  » :**

$$\Delta\sigma_{i(x)} = \Delta\sigma_{Q(x)} + \Delta\sigma_{g(x)} + \Delta\sigma_{pi(x)}$$

**Tableau-VIII-15:** Pertes instantané totales à différentes sections (MPa).

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse(m)	0.00	7.5	15
Câble 1	125.23	164.53	137.86
Câble 2	190.72	190.07	164.31
Câble 3	/	241.86	227.73
Moy de 2 câbles	157.98	177.30	151.09
Moy de 3 câbles	/	198.82	176.63

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Donc, les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différents sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus :

**Tableau-VIII-16: Tensions initiales probables  $\sigma_{pi}$ (MPa).**

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse(m)	0.00	7.5	15
Câble 1	1202.77	1163.47	1190.14
Câble 2	1137.28	1137.93	1163.69
Câble 3	/	1086.14	1100.27
Moy de 2 câbles	1170.03	1150.70	1176.92
Moy de 3 câbles	/	1129.18	1151.37

### d) Les pertes différées :

#### a. Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimique. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton, qui provoque une perte de tension traduite par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r [1 - r(t_0)] \times E_p$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t+rm} : \text{Loi d'évaluation du retrait}$$

$$r_m = \frac{B}{U} = \frac{\text{air de la section}}{\text{perimetre de la section}} : \text{Rayon de la section}$$

t : Age du béton à la mise en tension des câbles.

r : Le retrait final du béton tel que  $\varepsilon(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$  (nord Algérien).

(B.P.E.L 91Art2.1.51)

#### Section about:

$$r_m = \frac{8184.188}{522.32} = 15.67\text{cm.}$$

#### Section médiane :

$$r_m = \frac{8621.28}{555.9} = 15.51\text{cm}$$

#### Première famille :

#### Section d'about :

$$r(14j) = \frac{14}{14+9 \times 15.67} = 0.0903$$

Donc :

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} \times (1 - 0.0903) \times 1.9 \times 10^5 = 51.85 \text{ MPa}$$

**Section médiane :**

$$r(14j) = \frac{14}{14+9 \times 15.51} = 0.0912$$

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} \times (1 - 0.0912) \times 1.9 \times 10^5 = 51.80 \text{ MPa}$$

**Deuxième famille :**

$$r(28j) = \frac{28}{28+9 \times 15.51} = 0.167$$

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} \times (1 - 0.167) \times 1.9 \times 10^5 = 47.48 \text{ MPa}$$

**Tableau-VIII-17: Valeurs des pertes dues au retrait du béton.**

	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	0.00L	0.25L	0.5L
1 <sup>ère</sup> famille	14 <sup>ème</sup> jour	51.85	51.80	51.80
2 <sup>ème</sup> famille	28 <sup>ème</sup> jour	/	47.48	47.48

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à (x =0.5L) est égale à :

$$\frac{2 \times 51.80 + 1 \times 47.48}{3} = 50.36 \text{ MPa}$$

**VIII.7.1.3. Perte due à la relaxation des aciers : « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît, pour les aciers à haute limite élastiques utilisés en béton précontraint, que pour les contraintes supérieur à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

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

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, on choisit en général les aciers TBR. La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{100} \times \left[ \frac{\Delta\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \times \Delta\sigma_{pi}(x)$$

Tel que :

$\rho_{100}$  = relaxation des aciers a 1000heurs en % =2.5%

$\mu_0$  = 0.43 pour les armatures de tres basse relation

$\sigma_{pi}(x)$  : Tension probable après tout perte instantanée

- $f_{prg}$  = 1660 MPa.
- $\sigma_{p0}$  = 1328 MPa.

### Perte dans les câbles :

#### La première famille :

**Tableau-VIII-18: Pertes dans les câbles de la 1ère famille.**

Câbles 1 <sup>er</sup> Famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse(m)	0.00	7.5	15
	$\sigma_{pi}(x)$	1170.03	1150.70	1176.92
	$\Delta\sigma_p(x)$	48.24	45.43	49.25

**Tableau-VIII-19: Pertes dans les câbles de la 2ème famille.**

Câbles 2 <sup>ème</sup> Famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse(m)	0.00	7.5	15
	$\sigma_{pi}(x)$	/	1129.18	1151.37
	$\Delta\sigma_p(x)$	/	42.38	45.52

#### VIII.7.1.4 : Perte dues au fluage : « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »

Le béton subit un raccourcissement progressif « fluage » lorsqu'il est soumis à une contrainte de compression permanente, les câbles étant ancrés dans le béton et vont subir raccourcissement, donc une diminution de leur tension.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

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

Avec :

$\sigma_b$ : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

$\sigma_M$ : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

- **Perte dans les câbles de la 1ère famille :**

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane ( $x = 0.5 L$ ) :

$$\sigma_m(0.5L) = \frac{Mg \times ep}{I_G} + n \times Ap \times \frac{\sigma_{pi}}{B} \times \left(1 + \frac{B \times ep^2}{I_G}\right)$$

Avec :

$$Mg = q \frac{l^2}{8} \quad \text{On a : } q \text{ (poutre seule) } = 1.75\text{t/ml}$$

$$Mg = 1.75 \times \frac{30^2}{8} = 196.875\text{t.m}$$

$$B = 5621.28\text{cm}^2 \quad ; \quad I_G = 15675753.91\text{cm}^4 \quad ; \quad e_p = -70.84\text{cm}$$

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

$$\sigma_m(0.5L) = \frac{196.875 \times (-70.84) \times 10^4}{15675753.91} + 2 \times 1800 \times \frac{1176.92}{5621.28 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{5621.28 \times (-70.84)^2}{15675753.91}\right)$$

$$\sigma_m(0.5L) = 12.20 \text{ MPa}$$

D'après le BPEL 91, [art3.3.24)] la perte différée totale « $\Delta\sigma_d$ » est égale à :

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

$$\Delta\sigma_d = 51.80 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 49.25 = 92.84 + \Delta\sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\Delta\sigma_m(0.5L) = (2 \times \sigma_m(0.5L) - n \times A_p \times \frac{\sigma_d(0.5L)}{B} \times \left(1 + \frac{B \times e p^2}{I_G}\right)) \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 \times 12.20 - 2 \times 1800 \times \frac{92.84 + \Delta\sigma_{fl}}{5621.28 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{5621.28 \times (-70.84)^2}{15675753.91}\right)\right] \frac{1.9 \times 10^5}{34145.34}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = 121.91 \text{ MPa}$$

On procédera de la même méthode pour les autres sections :

**Tableau-VIII-20: Pertes par fluage dans les câbles de la 1ère famille.**

Câble de la 1ère famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse (m)	0.00	7.5	15
	$\Delta\sigma_d(x)$	$92.05 + \Delta\sigma_{fl}$	$89.66 + \Delta\sigma_{fl}$	$92.84 + \Delta\sigma_{fl}$
	$M_g(t.m)$	0.00	196.875	196.875
	$\sigma_{pi}(x)$	1170.03	1150.70	1176.92
	$\sigma_m(x)$	5.93	11.73	12.20
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$	61.62	117.19	121.91

- **Pertes dans les câbles de la deuxième famille :**

La procédure de calcul est la même que la première famille sauf que le nombre de câbles change et la section résistante est la poutre et l'hourdis.

Les résultats du câble de la 2ème famille sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau-VIII-21: Pertes par fluage dans les câbles de la 2ème famille.**

Câble de la 1ère famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse (m)	0.00	7.5	15
	$\Delta\sigma_d(x)$	/	$82.80 + \Delta\sigma_{fl}$	$85.41 + \Delta\sigma_{fl}$
	$M_g(t.m)$	0.00	281.25	281.25
	$\sigma_{pi}(x)$	/	1129.18	1151.37
	$\sigma_m(x)$	/	7.78	7.92
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$	/	65.72	66.77

### VIII.8. Pertes différées totales et tension finale probable :

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

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

**Tableau-VIII-22: Pertes différées totales.**

Section		0.00L	0.25L	0.5L
Abcisse (m)		0.00	7.5	15
Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	$\Delta\sigma_r(x)$ MPa	51.85	51.80	51.80
	$\Delta\sigma_p(x)$ MPa	48.24	45.43	49.25
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ MPa	61.62	117.19	121.91
	$\Delta\sigma_d(x)$ MPa	153.67	206.85	214.75
Câbles de la 2 <sup>ème</sup> famille	$\Delta\sigma_r(x)$ MPa	/	47.48	47.48
	$\Delta\sigma_p(x)$ MPa	/	42.38	45.52
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ MPa	/	65.72	66.77
	$\Delta\sigma_d(x)$ MPa	/	148.52	152.18

Pour la totalité des câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = \frac{n1 \times \Delta\sigma_{diff1} + n2 \times \Delta\sigma_{diff2}}{n1 + n2}$$

Avec :

$n_1$  : Nombre de câble de la première famille.

$n_2$  : Nombre de câble de la deuxième famille.

$\Delta\sigma_{diff}$  : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.

**Tableau-VIII-23: Moyenne des pertes différées dans les différentes sections.**

Section	0.00L	0.25L	0.5L
$\Delta\sigma_{diff}$	102.45	187.40	193.89

Le pourcentage des pertes est donné par la formule ci-après :

$$\%perte = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}}$$

Avec :

$\sigma_{p0} = 1328$  MPa

$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$

**Tableau-VIII-24: Pourcentage des pertes.**

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abcisse (m)	0.00	7.5	15
$\sigma_{pi}$ moy(MPa)	1170.03	1139.94	1164.15
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	102.45	187.40	193.89
$\sigma_{p\infty}$ (MPa)	1067.58	952.54	970.26
%perte	19.61	28.27	26.94
Vérification	vérifié	vérifié	vérifié

### Conclusion :

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 19.61% et 28.27% de  $P_0$ , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de  $P_0$  qui est de 32 %.

# Chapitre IX

## Justification des contraintes normales

**IX. Justification des contraintes normales**

La vérification d'un élément d'une structure vis-à-vis d'un effort quelconque, doit obligatoirement comprendre :

- ✓ Une vérification à l'E.L.U : pour s'assurer de la résistance de la structure
- ✓ Une vérification à l'E.L.S : pour vérifier la convenance vis-à-vis des conditions d'exploitation et de durabilités

Ces vérifications doivent être menées en différentes situation (phase de construction et phase d'exploitation), ainsi qu'aux différentes combinaisons d'action que subit l'ouvrage.

La contrainte normale agissant sur une section droite est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_y = p \left[ \frac{1}{B} + \frac{Y}{I} e_p \right] + M \frac{Y}{I}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{\min} < \sigma_y < \bar{\sigma}_{\max}$$

**IX.1. Justification à L'ELS**

La vérification se fait pour la classe II ; admet une traction modérée. Les contraintes admissibles dans le béton sont :

$\bar{\sigma}_c$  : La contrainte admissible de compression.

$\bar{\sigma}_t$  : La contrainte admissible de traction.

*Tableau-IX-1: Valeur limites des contraintes dans le béton*

		situation	Exploitation			construction
Classe	contrainte s	Combinaison	Rare	Fréquente	Quasi permanente	Rare
		Zone				
II	$\bar{\sigma}_t$	Dans la section d'enrobage	$-f_{tj}$	0	/	$-f_{tj}$
		Hors de la section d'enrobage	$-1.5f_{tj}$	/	/	$-1.5f_{tj}$
	$\bar{\sigma}_c$	Toute la section	$-0.5f_{tj}$	$0.6f_{c28}$	$0.5f_{c28}$	$0.6f_{c28}$

**IX.1.1 : Distance des armatures de précontrainte aux parements :**

Dans le cas de la précontrainte en poste tension, le B.P.E.L Art 10.2, 23) recommande ce qui suit :

$$C \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \times a \longrightarrow a : \text{largeur de paquet} \\ \phi : \text{diamètre de la gaine} \\ d = 5\text{cm} \longrightarrow \text{ouvrage courants} \end{array} \right\}$$

Avec :  $a = \phi = 7.5 c$

$$c = \sup \left\{ \begin{array}{l} 6.375\text{cm} \\ 7.5\text{cm} \\ 5\text{cm} \end{array} \right\} \quad c = 7.5\text{cm}$$

**Les matériaux :**

**Tableau-IX-2 : Valeurs de  $f_{cj}$  et  $f_{tj}$**

jours	7	14	21	28
$\sigma$				
$f_{cj}$ MPa	23.18	29.91	33.12	35
$f_{tj}$ MPa	1.99	2.395	2.59	2.7

**IX.1.2 : Armatures de précontrainte (actives) :**

$\sigma_{po} = 1328$  MPa

$A_p = 1680$  mm<sup>2</sup>

**Tension de calcul en B.P.E.L :**

La valeur caractéristique de la précontrainte, **(B.P.E.L 91 Art.1.3)**

La précontrainte de calcul est égale à la plus défavorable des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p1} = 1.02 \sigma_{po} - 0.8 \Delta \sigma_j \\ \sigma_{p2} = 0.98 \sigma_{po} - 1.2 \Delta \sigma_j \end{array} \right.$$

Avec :

$\sigma_{po}$  : Tension initial

$\Delta \sigma_j$  : Somme de toutes les pertes à l'âge considéré

**Tableau-IX-3 : les caractéristiques géométriques de section nette**

	B (cm <sup>2</sup> )	V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	$\rho$ (%)	$e_p$ (cm)	$r^2 = I/B$
Poutre seule	5621.28	84.59	65.41	15675753.91	50.4	-70.84	2788.64
Poutre+hourdis	8621.28	110.83	59.17	26898831.13	47.58	-97.08	3120.05

• **Phase de construction :**

**Tableau-IX-4 : Les différentes phases de construction**

Phase N°	Date (jours)	Opération	Caractéristiques
0	0	Coulage de la poutre préfabriquée	/
I	14	Mise en tension des 2 câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille à 50%	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Section résistante : poutre</li> <li>• Poids de la poutre</li> <li>• Précontrainte des câbles</li> </ul>
II	28	Mise en tension des 2 câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille à 100%	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Section résistante : poutre</li> <li>• Poids de la poutre</li> <li>• Précontrainte des câbles</li> </ul>
III	50	Coulage de l'hourdis et entretoises d'about	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Section résistante : poutre</li> <li>• Poids de la poutre+amorces</li> <li>• Poids du hourdis</li> <li>• Précontrainte des câbles</li> </ul>

## Chapitre IX : Justification des contraintes normales

IV	64	Mise en tension du câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Section résistante : poutre+hourdis</li> <li>• Poids de la poutre+amorces</li> <li>• Précontrainte des câbles</li> <li>• Poids du hourdis+entretoises</li> </ul>
V	84	Mise en place de la superstructure (revêtement, trottoirs, corniche ....)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Section résistante : poutre+hourdis</li> <li>• Poids propres du tablier</li> <li>• Précontrainte des câbles</li> </ul>
VI	>90	Mise en service de l'ouvrage	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Section résistante : poutre+hourdis</li> <li>• Poids propres du tablier</li> <li>• Précontrainte des câbles</li> </ul>

• **Vérification des contraintes :**

Pour les quatre premières phases, la force de précontrainte qui donne l'effet le plus défavorable est P<sub>1</sub> mais pour la phase d'exploitation (Phase IV) c'est la force P<sub>2</sub>.

➤ Phase de construction :

$$\sigma_s = \frac{P_1}{B} \left[ 1 - e_p \frac{V}{r^2} \right] + \frac{M_{\min}.V}{I_c} \geq \bar{\sigma}_{ts}$$

$$\sigma_s = \frac{P_1}{B} \left[ 1 - e_p \frac{V}{r^2} \right] + \frac{M_{\min}.V'}{I_c} \leq \bar{\sigma}_{ci}$$

➤ Phase d'exploitation :

$$\sigma_s = \frac{P_1}{B} \left[ 1 - e_p \frac{V}{r^2} \right] + \frac{M_{\min}.V}{I_c} \geq \bar{\sigma}_{ts}$$

$$\sigma_s = \frac{P_1}{B} \left[ 1 - e_p \frac{V}{r^2} \right] + \frac{M_{\min}.V'}{I_c} \leq \bar{\sigma}_{ci}$$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{tj} \\ \bar{\sigma}_{ci} = 0.6f_{cj} \end{cases} \quad (\text{En construction})$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = 0.6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ti} = -1.5f_{t28} & \text{Hors de la section d'enrobage} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{c28} & \text{Dans la section d'enrobage} \end{cases}$$

## Chapitre IX : Justification des contraintes normales

• **Application :**

**Phase I :**

$$\sigma_{po} = 0.5 \times 1328 = 664 \text{ MPa}$$

$$g = 1.75 \text{ t/ml} \longrightarrow M_g = 196.875 \text{ t.m} = 1968.75 \text{ KN.m}$$

$$\Delta\sigma_j = 0.5\Delta\sigma_i = 0.5 \times 151.09 = 75.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p1} = 1.02\sigma_{po} - 0.8\Delta\sigma_j = (1.02 \times 664) - (0.8 \times 75.55) = 616.84 \text{ MPa}$$

$$P_1 = n. A_p. \sigma_{p1} = 2 \times 1680 \times 616.84 \times 10^{-3} = 2072.58 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{P_1}{B} \left[ 1 - e_{p \frac{V}{r^2}} \right] + \frac{M_{min.V}}{I_c} \geq \bar{\sigma}_{ts} \\ \sigma_s = \frac{P_1}{B} \left[ 1 + e_{p \frac{V}{r^2}} \right] - \frac{M_{min.V'}}{I_c} \leq \bar{\sigma}_{ci} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{2072.58 \times 10}{5621.28} \left[ 1 - \left( \frac{70.84 \times 65.41}{2788.64} \right) \right] + \frac{1968.75 \times 10^3 \times 65.41}{15675753.91} = 5.776 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{2072.58 \times 10}{5621.28} \left[ 1 + \left( \frac{70.84 \times 84.59}{2788.64} \right) \right] - \frac{1968.75 \times 10^3 \times 84.57}{15675753.91} = 0.988 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_s = 5.776 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t14} = -3.5919 \text{ MPa} \\ \sigma_i = 0.988 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{ci} = 0.6f_{cj} = 17.946 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

Vérification des contraintes pour les différentes phases à mi-travée:

Nous procédons de la même façon pour les autres phases et les résultats sont donnés le tableau ci-après :

**Tableau -IX-5 : Contraintes dans les différentes phases.**

Phase	Pi(KN)	M(KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_i$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{ts}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{ci}$ (MPa)	Observation
I	2072.58	1968.75	5.776	0.988	-3.5919	17.946	Vérifiées
II	1765.30	1968.75	6.14	-0.733	-4.05	21	Vérifiées
III	1556.83	2548.125	6.383	-1.900	-4.05	21	Vérifiées
IV	2232.26	2548.125	5.588	1.883	-4.05	21	Vérifiées
V	2075.91	3057.39	5.772	1.007	-4.05	21	Vérifiées
VI	1717.62	5199.1	5.956	-0.131	-4.05	21	Vérifiées

**Conclusion :** les contraintes limites sont respectées dans tous les cas de charges, que se soit en construction ou en service.

**IX.2 : Ferrailage passif longitudinal :**

Le ferrailage nécessite deux sortes d'armatures dans les ouvrages précontraints :

- Les armatures de peau.
- Les armatures dans les zones tendues.

**a : Armatures de peau :**

Elles limitent les fissurations prématurées, susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontraintes.

La section minimale est :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3\text{cm}^2 / \text{ml de parement perpendiculaire à leur direction.} \\ 0,1\% B \text{ (section brute de béton)} = 0.001B \end{array} \right.$$

$$0,1\% B = 0.001 \times 5621.28 = 5.62128 \text{ cm}^2$$

On utilise des armatures HA10 tous les 25 cm.

**b. Armatures longitudinal dans la zone tendue :**

Dans les parties où le béton est tendu (Classe II et III) et sous réserve que la zone de traction présente une hauteur supérieure à 5 cm, le BPEL prévoit une section d'armature longitudinales au moins égale à

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{BT}} \quad (\text{Ferrailage minimal de non fragilité}).$$

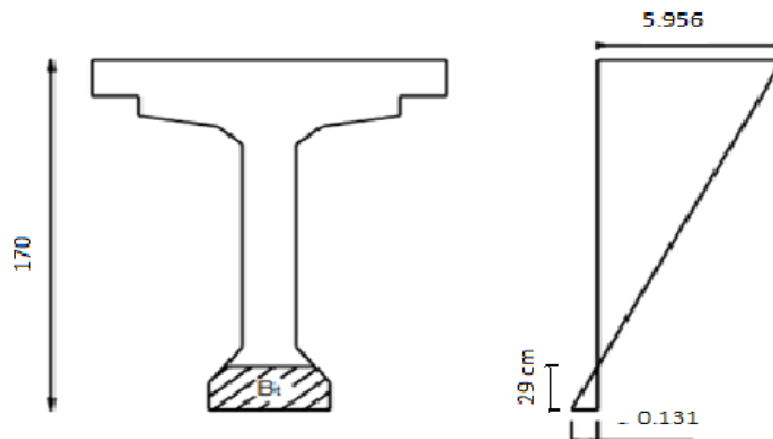
$B_t$ : Section de béton tendu

$\sigma_{BT}$ : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

$N_{Bt}$ : Résultante des contraintes de traction correspondante.

$f_e$  : limite élastique des armatures utilisées  $f_e = 400\text{Mpa}$ .

$f_{tj}$  : contrainte caractéristique de traction du béton à j jour. Dans notre cas la contrainte maximale de traction apparaît en service (6ème phases) et elle est  $-0.131 \text{ MPa}$ .



**Figure- IX-1 : Diagramme des contraintes.**

$$\frac{5.956}{y} = \frac{0.131}{x} ; y = h-x \longrightarrow 5.956 \times x = 0.131 (h - x)$$

$$D'où x = \frac{0.131 \times 1.70}{5.956 + 0.131} = 0.29m = 29cm$$

$$B_t = 55 \times 20 + 20 \times 9 + 2 \times \left( \frac{9 \times 6.5}{2} \right) = 1338.5 cm^2$$

$$N_{BT} = \frac{B_t \times \sigma_t}{2} = \frac{1338.5 \times 0.131 \times 10^{-1}}{2} = 8.77 KN$$

$$A_s \geq \frac{1338.5}{1000} + \frac{8.77 \times 1000}{400} \times \frac{3}{0.131} = 503.421 mm^2$$

$$A_s = 5.03421 cm^2$$

Pour des raisons constructives, nous adoptons comme section : 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>

### c. Ferrailage passif transversal (Armature de talon) :

On prévoit des cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte localisées dans le talon, et aussi pour assurer la continuité avec les armatures transversales de l'âme.

$$\begin{cases} Ac \times f_e \geq c \times t \times f_{t28} & \text{Si } \varphi_{gaine} < c < 1.3 \varphi_{gaine} \\ Ac \times f_e \geq 1.3 c \times t \times f_{t28} \times \varphi_{gaine} & \text{Si } c > 1.3 \varphi_{gaine} \end{cases}$$

Avec :

t: Espacement des armatures = 25

C = 10cm : (Enrobage des câbles).

$$\varphi_{gaine} = 7.5cm$$

$$\text{Donc } 7.5 < c = 10 < 9.75$$

$$\text{En remplaçant : } Ac \geq 0.658 cm^2$$

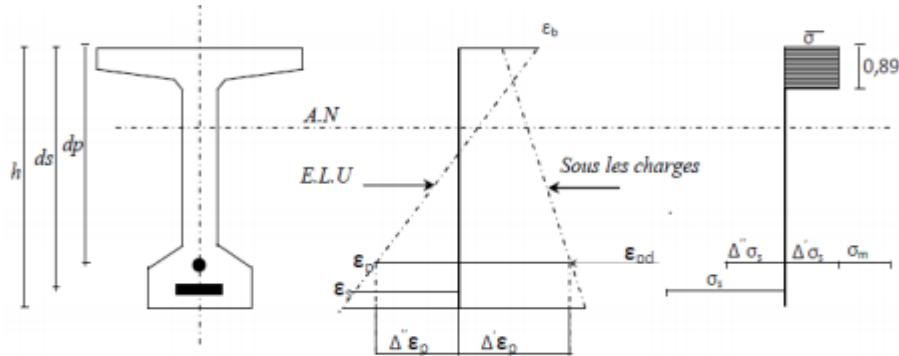
Pour des raisons de sécurité, on adopte comme section, un cadre HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>

### IX.3. Justification à l'E.L.U :

Les justifications vis-à-vis de l'E.L.U complémentaires de l'E.L.S s'avèrent indispensables, car un dépassement des charges caractéristique (prise en compte à l'E.L.S) est toujours possible, même s'il est peu probable.

Les justifications à la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M.N) sont données par les règles B.P.E.L 91 Art 63.

**Application à notre projet :**



**Figure- IX -2 :** Diagramme des déformations et des contraintes à E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

$d_p = 157.5\text{cm}$                        $A_p = 16.8\text{cm/cable}$  donc  $A_p = 50.4\text{cm}^2$   
 $d_s = 165\text{cm}$                        $A_s = 5.03421\text{ cm}^2$   
 $h = 170\text{cm}$

$$N_u = P_0 - \Delta\sigma_p = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\infty}) \cdot n \cdot A_p$$

$$N_u = 970.26 \times 3 \times 16.8 \times 10^{-1} = 4890.11\text{KN}$$

$$N_u = 4890.11\text{KN}$$

$$\overline{N_u} = Bc \cdot \sigma_{bc} - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s \cdot \sigma_s \dots \dots \dots (1)$$

$$\overline{N_u} = Bc \cdot 19.83 \times 10^{-1} - 50.4 \times \Delta\sigma_p - 5.03421 \times \sigma_s$$

$$\overline{M_{um}} = Bc \times \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \times Z + A_s (d_s - d_p) \times \sigma_s \dots \dots \dots (2)$$

$$\overline{M_{um}} = Bc \times 19.83 \times Z + 5.03421 \times 7.5 \times 10^3 \times \sigma_s$$

$$\overline{M_{um}} = Bc \times 19.83 \times Z + 37.757 \times 10^3 \times \sigma_s$$

**Hypothèses de section planes:**

$$\frac{\Delta''\xi_p}{\sigma_p} = \frac{1.575 - y}{y} \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{\xi_s}{\xi_p} = \frac{1.65 - y}{y} \dots \dots \dots (4)$$

**Equations traduisant le comportement des aciers :**

La surtension des armatures de précontraintes est :

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p(\xi_{pm} + \Delta'\xi_p + \Delta''\xi_p) - \sigma_p(\xi_{pm}) \dots \dots \dots (6)$$

$$\sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = \frac{4890.11}{50.4} = 97.026\text{ KN/cm}^2 = 970.26\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bm} = \frac{P_m}{B} + (P_m \times e_p + M_{min}) \frac{e_p}{I_g}$$

## Chapitre IX : Justification des contraintes normales

$$\sigma_{bm} = \frac{4890.11}{8621.28} \times 10 + (4890.11 \times 10^3 (-97.08 \times 10) + 2272.7 \times 10^6) \frac{-97.08}{26898831.13 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bm} = 6.565 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\xi_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{970.26}{1.9 \times 10^5} = 5.11 \times 10^{-3}$$

$$\Delta' \xi_p = 5. \frac{\sigma_{bm}}{E_p} = 5. \frac{6.565}{1.9 \times 10^5} = 1.73 \times 10^{-4}$$

**Atteinte de l'ELU :**

$$\xi_s = 10\text{‰} \quad ; \quad \xi_b = 3.5\text{‰}$$

$$(4) \longrightarrow y = \frac{1.65 \times 3.5}{10 + 3.5} = 0.4278 \text{ m}$$

$$(3) \longrightarrow \Delta'' \xi_p = \frac{1.575 - 0.4278}{0.4278} \times 3.5 \times 10^{-3} = 9.3856 \times 10^{-3}$$

$$(5) \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{car } \xi_s = 10\text{‰}$$

$$(6) \Delta \sigma_p = \sigma_p (5.11 + 0.173 + 9.3856) \times 10^{-3} - \sigma_p (5.11 \times 10^{-3})$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p (14.6686 \times 10^{-3}) - \sigma_p (5.11 \times 10^{-3})$$

$$\text{Donc : } \sigma_p = \frac{0.9 f_{peg}}{1.15} = \frac{0.9 \times 1583}{1.15} = 1238.87 \text{ MPa} \quad \text{on a : } \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{1238.87}{190000} = 6.52 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_p < 6.52 \times 10^{-3} \longrightarrow \sigma_p = E_p \times \varepsilon_p$$

$$\varepsilon_p > 6.52 \times 10^{-3} \longrightarrow \sigma_p \text{ sera calculé par approximation successive}$$

$$\xi_{pm} = 5.11 \times 10^{-3} \longrightarrow \sigma_p = 5.11 \times 10^{-3} \times 190000 = 970.9 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_p = 14.6686 \times 10^{-3} \longrightarrow \sigma_p = 14.6686 \times 10^{-3} \times 190000 = 2787.034 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \Delta \sigma_p = 2787.034 - 970.9 = 1816.134 \text{ MPa}$$

$$B_c = 0.8 \times y \times b_{moy}$$

$$\text{Avec : } y = 0.4278 \text{ m}$$

$$b_{moy} : \text{Largeur moyenne (hourdis + table de poutre) ; } b_{moy} = \frac{1.5 + 1.2}{2} = 1.35 \text{ m}$$

$$B_c = 0.8 \times 0.4278 \times 1.35 = 0.4620 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } \overline{N_u} = B_c \cdot \sigma_{bc} - A_p \cdot \Delta \sigma_p - A_s \cdot \sigma_s$$

$$\overline{N_u} = 0.4620 \times 10^6 \cdot 19.83 - 50.4 \times 1816.134 - 5.03421 \times 348 = 9068.175 \text{ KN}$$

On déduira que :

$$N_u = 4890.11 \text{ KN} < \overline{N_u} = 9068.175 \text{ KN}$$

Le diagramme d'équilibre est atteint ainsi que le diagramme de déformation ultime.

On calcul alors :

$$\overline{M_{um}} = B_c \times 19.83 \times Z + 5.03421 \times 7.5 \times 10^3 \times \sigma_s$$

## Chapitre IX : Justification des contraintes normales

---

Avec :

$$Z = d_p - 0.4y = 1.575 - (0.4 \times 0.4278) = 1.4039 \text{ m}$$

Donc :

$$\overline{M_{um}} = 0.4620 \times 19.83 \times 10^3 \times 1.4039 + 37.757 \times 348 \times 10^{-3}$$
$$\overline{M_{um}} = 12874.9 \text{ KN.m}$$

On a:  $M_{u_{\max}} = 7018.7 \text{ KN.m}$

On déduira que :

$$M_{u_{\max}} = 7018.7 \text{ KN.m} < \overline{M_{um}} = 12874.9 \text{ KN.m} \text{ La résistance à l'ELU est assurée.}$$

### **Conclusion :**

Les contraintes normales n'excèdent pas les contraintes admissibles de compression

# Chapitre X

-Justification des contraintes  
tangentiell-

### **X. Introduction :**

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représentée par l'âme, celle-ci sera donc dimensionnée de façon à :

- Résister à l'effort de cisaillement.
- Permettre un bon bétonnage.
- Permettre une bonne mise en place des gaines.

Selon le BPEL 91, on procède :

- En E.L.U à une vérification de la section d'acier transversal.
- En E.L.S à une vérification des contraintes tangentielles (de cisaillement).

### **X.1. Justification des contraintes à l'ELS :**

Cette justification a pour but de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal, ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification doit porter sur trois paramètres caractéristiques de l'état de contraintes en un point de la section.

$\sigma_x$  : Contrainte normale longitudinale.

$\tau$  : Contrainte tangentielle (de cisaillement).

$\sigma_t$  : Contrainte normale transversale dont l'existence est liée à une précontrainte transversale éventuelle (celle-ci n'existe que lorsque une précontrainte transversale est présentée).

Les contraintes  $\sigma_x$  ;  $\tau$  ;  $\sigma_t$  calculées sous l'effet des sollicitations de service, doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 0.4 \cdot f_{tj} \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \\ \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t] \cdot \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \end{array} \right. \quad \text{Article B.P.E.L.7.2, 2 ..... (1)}$$

Si  $\sigma_x < 0$ , alors les deux conditions (1) sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0.4 \cdot f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right) \quad \text{.....(2)}$$

Dans notre cas,  $\sigma_t = 0$ , alors (1) et (2) peuvent s'écrire comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 \leq 0.4 \cdot f_{tj} \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 f_{cj} - \sigma_x] \cdot \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] \end{array} \right. \quad \text{..... (1')}$$

$$\tau^2 \leq 0.4 \cdot f_{tj} \cdot f_{tj} \quad \text{..... (2')}$$

#### **X.1.1: Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant :**

Cette contrainte est calculée comme suit :

Avec :

$$V_{\text{red}} : \text{Effort tranchant réduit, } V_{\text{red}} = V - \frac{\sum_{i=1}^n (P_i \cdot \sin \alpha_i)}{n}$$

## Chapitre X : Justification des contraintes tangentielles

S : Moment statique par rapport à l'axe « Z » passant par « Δ ».

bn : Largeur nette de l'âme de la poutre,  $bn = b_0 - m.k.\emptyset$

m : Nombre câbles par lit

K = 1/2 Dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.

In : Moment d'inertie net par rapport à l'axe « Z » passant par « Δ ».

### Remarque :

-  $\tau = \tau_v$  pour les phases I, II, III, IV et VI (phases de construction).

-  $\tau = \tau_v + \tau_T$  pour la phase V (phase d'exploitation)

Avec :  $\tau_T$  : Contrainte de cisaillement due à la torsion.

### XI-1-2 : Application au projet :

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui, celle-ci comprend trois câbles de précontrainte.

La vérification de la contrainte tangentielle se fera par phases de construction.

- Caractéristiques géométriques de la section nette à  $x = 0,00 L$  :

*Tableau-X-1: Caractéristiques géométriques de la section nette à  $x = 0,00 L$*

Section	Section d'about	
	Poutre seule	Poutre +hourdi
B (cm <sup>2</sup> )	8184.188	11184.188
V <sup>3</sup> (cm)	83.63	104.12
V (cm)	66.37	65.88
I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	18429656.89	31232962.82
ρ (%)	40.57	40.71
e <sub>p</sub> (cm)	-18.58	-39.07
r <sup>2</sup> = I/B	2251.86	2792.60

**Phase 1** : Mise en tension des câbles de la 1<sup>ère</sup> famille au 14<sup>ème</sup> jour à 50 %

$$\sigma_{p0} = 0.5 \times 1328 = 664 \text{ MPa}$$

$$q = 1.75/\text{ml} \Rightarrow v_q = \frac{gL}{2} = \frac{1.75 \times 30}{2} = 26.25 \text{ t} = 262.5 \text{ KN}$$

$$\Delta\sigma_j = 0.5 \times \Delta\sigma_i = 0.5 \times 157.98 = 78.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{PI} = 1.02 \times \sigma_{p0} - 0.8 \times \sigma_j = 1.02 \times 664 - 0.8 \times 78.99 = 614.088 \text{ MPa}$$

$$P1 = n \cdot Ap \cdot \sigma_{PI} = 2 \times 1800 \times 614.088 \times 10^{-3} = 2210.72 \text{ KN.}$$

$$V_{\text{red}} = 262.5 - \frac{2210.72}{2} \times 0.28 = -47 \text{ KN}$$

- **Contrainte de cisaillement  $\tau$  :**

Approximativement :  $S(y) = \frac{I_G}{0.8h}$

$$\Rightarrow \tau_v = \frac{V_{\text{red}}}{0.8 \cdot h \cdot bn} \quad \text{Avec : } bn = b_0 - \frac{\emptyset}{2} = 45 - \frac{7.5}{2} = 41.25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_v = \frac{-47 \times 10}{0.8 \times 150 \times 41.25} = -0.095 \text{ MPa}$$

## Chapitre X : Justification des contraintes tangentielles

- Effort normale N1 au niveau du centre de gravité :

$$N1 = P1 \cdot \frac{\sum \cos \alpha_i}{n} = 2210.72 \cdot \frac{1.975}{2} = 2183.086 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{N1}{B} \left(1 + \frac{ep \cdot V}{r^2}\right) = \frac{2183.086 \times 10}{8184.188} \left(1 - \frac{18.58 \times 66.37}{2251.86}\right) = 1.21 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{N1}{B} \left(1 - \frac{ep \cdot V}{r^2}\right) = \frac{2183.086 \times 10}{8184.188} \left(1 + \frac{18.58 \times 83.63}{2251.86}\right) = 4.51 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = 1.21 + \frac{4.51 - 1.21}{150} \times 66.37 = 1.34 \text{ MPa}$$

Vérification des deux inégalités du B.P.E.L :

$$\tau^2 \leq 0.4 \cdot ftj(ftj + \sigma_x) \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{ftj}{fcj} (0.6fcj - \sigma_x)(ftj + \sigma_x) \dots \dots \dots (2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 = 0.009 \leq 0.4 \times 2.394(2.394 + 1.21) = 2.49 \text{ MPa} \\ \tau^2 = 0.009 \leq 2 \cdot \frac{2.394}{29.91} (0.6 \times 29.91 - 2.86)(2.394 + 2.86) = 12.69 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

⇒ **Condition vérifié**

Nous procédons de la même manière pour les autres phases :

**Tableau-X-2 : Vérifications des contraintes de cisaillement.**

phase	V (KN)	N (KN)	V <sub>red</sub> (KN)	τ <sub>y</sub> (Mpa)	Contraintes normales			Vérifications	
					σ <sub>s</sub>	σ <sub>i</sub>	σ <sub>G</sub>	inégalité1	inégalité2
I	262.5	2183.086	- 47	-0.095	1.21	4.51	2.86	0.009 ≤ 2.49	0.009 ≤ 12.69
II	262.5	4366.17	-356.5	-0.720	2.41	9.01	5.71	0.518 ≤ 4.60	0.009 ≤ 15.87
III	376.98	4156.23	-212.3	-0.429	2.30	8.58	5.44	0.184 ≤ 4.50	0.009 ≤ 15.68
IV	579.13	3985.65	-389.6	-0.694	0.28	8.75	4.52	0.482 ≤ 2.56	0.009 ≤ 14.86
V	703.2	3244.87	-85.48	-0.152	0.23	7.12	3.68	0.023 ≤ 2.51	0.009 ≤ 13.87

**Conclusion :** les contraintes de cisaillements sont vérifiées pour toutes les phases, en construction et en exploitation.

**X.2: Justification à l'ELU (BPEL 91 Art. 7-3) :**

**X.2.1 : Armatures transversales minimales :**

Elles sont caractérisées par leur section  $A_c$  et leur espacement  $S_t$  :

$$S_t \leq \min \{1m ; 0,8h ; 3b_0\} = \min \{1m ; 0,8(1,50) ; 3(0,45)\} = \min \{1m ; 1,2m ; 1,35m\}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 1m.$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant, on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b_n} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0.6$$

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l'effet tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d'éviter une grande fragilité du béton de l'âme de la poutre.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{0.6 \times 41.25 \times 1.15 \times 10^2}{400} = 7.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit des cadres **HA12**,  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$ , soit : **2HA12**.

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.6 \times \gamma_s \times b_n} = \frac{0.0511 \times 500}{0.6 \times 1.5 \times 0.37} \leq 0.34 \text{ m}$$

On adopte **2HA12** :  $S_t = 15 \text{ cm}$  aux appuis et  $S_t = 25 \text{ cm}$  en travée.

**X.2.2: Justification des armatures transversales :**

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis, constituées par les bielles du béton et les armatures :

$$\frac{A_t \times f_e}{0.6 \times \gamma_s \times s_t} \geq \tau_{red} - \frac{f_{tj}}{3} \tan \beta u + \frac{f_{tj}}{3} \quad (\text{B.P.E.L-Art7.3; 22})$$

$$\tau_{red} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.6 \times \gamma_s \times s_t} \times \cot \beta u + \frac{f_{tj}}{3}$$

L'inclinaison des bielles est donnée par :

$$\tan 2\beta = \frac{2\tau_{red}^u}{\sigma_x^u - \sigma_t^u}$$

Avec :

$$2\tau_{red}^u = 2\tau_V^u + 2\tau_t^u$$

$$\tau_V^u = \frac{V_{red}^U}{0.8 \cdot h \cdot b_n} \quad \text{et} \quad V_{red}^U = V_u^{max} - \frac{P_u}{n} \times \sum_{i=1}^3 \sin \alpha_i$$

$$P_u = n(\sigma_p 0 - \Delta \sigma_j) A_p$$

$$\Delta \sigma_j = \Delta \sigma_i (1er \text{ famille}) + \Delta \sigma_{diff} (1er \text{ famille})$$

**A.N :**

$$\Delta\sigma_j = 157.98 + 102.45 = 260.43 \text{ MPa}$$

$$Pu = 2(1328 - 260.43)1800 \times 10^{-3} = 3843.25 \text{ KN.}$$

$$V_{red}^u = 1002 - \frac{3843.25}{2} \times 0.28 = 463.95 \text{ KN.}$$

$$\tau_V^u = \frac{463.95 \times 10}{0.8 \times 170 \times 41.25} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{red}^u = 0.83 + 1.12 = 1.95 \text{ MPa}$$

**Angle d'inclinaison  $\beta\mu$  :**

$$Nu = Pu \cdot \frac{\sum \cos \alpha_i}{n} = 3843.25 \cdot \frac{1.975}{2} = 3795.21 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{Nu}{B} \left(1 - \frac{ep \cdot V}{r^2}\right) = \frac{3795.21 \times 10}{11184.188} \left(1 - \frac{39.07 \times 65.88}{2792.6}\right) = 0.26 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{Nu}{B} \left(1 + \frac{ep \cdot V}{r^2}\right) = \frac{3795.21 \times 10}{11184.188} \left(1 + \frac{39.07 \times 104.12}{2792.6}\right) = 8.34 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_x = 0.26 + \frac{8.34 - 0.26}{170} \times 65.88 = 3.39 \text{ MPa}$$

$$\tan 2\beta = \frac{2 \times 1.7}{3.39} \implies \beta = 22.54^\circ$$

- **Détermination des armatures verticales:**

$$\frac{As}{St} \geq (\tau_{red}^u - \frac{ftj}{3}) \times \frac{1.15 \times bn}{fe} \times tg\beta \times 100$$

$$\frac{As}{St} \geq 5.67 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\frac{As}{St} \geq \text{Max}(5.67; 5.11) = 5.67 \text{ cm}^2$$

On choisit des cadres **HA12**,  $At = 4.52 \text{ cm}^2$ , soit : **4HA12**

Soit des cadres supplémentaires par rapport à ceux destinés à reprendre l'effort tranchant.

$$St \leq \frac{4.52}{5.67} = 0.80 \text{ m}$$

On prendra  $St = 20 \text{ cm}$  (pour la section médiane).

- **Armatures transversales supérieures :**

Elles doivent être au moins égales à  $2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

On prendra un cadre de HA12 chaque 20cm.

**X-2-3: Justification des bielles de compression du béton :**

Selon le règlement la condition a respecté et la suivante La condition à respecter est la suivante:

$$\tau_V^{u2} + \tau_t^{u2} \leq \left(\frac{fcj}{4 \cdot \gamma_b}\right)^2$$

## Chapitre X : Justification des contraintes tangentielles

---

$$0.83^2 + 1.12^2 \leq \left(\frac{35}{4 \times 1.5}\right)^2$$

$$1.94 \leq 34.03 \quad (\text{Vérier})$$

### **X-2-4-Justification des armatures longitudinales (BPEL 91 Art 7.6, 55) :**

La sollicitation de torsion dans une poutre engendre des tractions longitudinales, et cette traction doit être équilibrée soit :

- Par la compression développée par la flexion et la précontrainte longitudinale.
- Par le recours des armatures longitudinales passives. L'intensité de l'effort de traction longitudinal due à la torsion le long de l'axe neutre vaut.

$$F_t = \tau_t^u \cdot b_n \cdot \cos \beta u$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{B_{\text{ame nette}}}$$

$$B_{\text{ame nette}} = B_{\text{brutte}} - B_{\text{gaine}} = 45 \times 150 - 2\pi \times \frac{7.5^2}{4} = 0.67 \text{cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{1.12 \times 0.4125 \times 2.41}{0.67} = 1.66 \leq 3.39 \quad (\text{vérifie})$$

### **Conclusion :**

Les contraintes tangentielles n'excèdent pas les contraintes limites de traction et de cisaillement.

# Chapitre XI

## Étude de la zone d'about

**XI.1.Zone d'appui simple d'about :**

**XI.1.1Justification de la bielle d'about : (Art. 7. 5, 1B. P. E. L).**

Le mécanisme de rupture de la formation d'une fissure issue du nu intérieur de l'appui et séparément du reste de la pièce, un bloc d'about

**Principe de calcul :**

On admet que la transmission des charges appliquées à la poutre se fait par l'intermédiaire d'une bielle unique inclinée d'un angle  $\beta_u$  tel que

$$tg\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{tu}} \quad (\text{B.P.E.L art7.3.1})$$

On dispose de plusieurs câbles susceptibles d'équilibrer la bielle unique.

On cherche le niveau (r) du câble qui donne une résultante de la réaction d'appuis et des efforts  $F_i$

On définit les angles d'inclinaison  $\theta_k$  par :

$$tg\theta_k = \frac{R_u - \sum_{i=1}^k F_i \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^k F_i \cos \alpha_i - H_u}$$

Avec :

$\alpha_i$ : Inclinaison du câble.

$R_u$  : Composante verticale de la réaction d'appui ( $R_u = V_u$ ).

$H_u$  : Composante horizontale éventuelle de la réaction d'appui.

$F_i$  : Les forces limites dans chaque câble.

La ligne de pression est inclinée au moins de « $\beta_u$ » pour le rang r du câble si l'on a

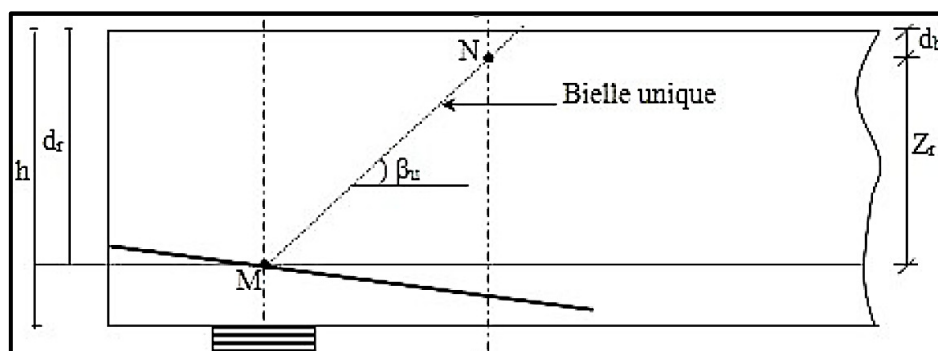
$$\tan \theta_r \leq \tan \beta_u \leq \tan \theta_{r-1}$$

Pour que ce niveau existe, il faut que :

$$\sum F_i \cos \alpha_i - H_u \geq [R_u - \sum F_i * \sin \alpha_i] \cot \beta_u$$

Pour schématiser ce phénomène, on considère que le flux de compression intéresse le niveau

« r », défini par les inégalités précédentes, situé à la distance « $d_r$ » de la fibre supérieure.



**Figure-XI-1:** La bielle d'about.

## Chapitre XI : Etude de zone d'about

---

Avec :

MN : Axe de la bielle.

$Z_r$  : Hauteur de la bielle.

$d_b$  : Distance à l'extrados de la résultante de compression du béton.

$d_r$  : Distance à l'extrados du câble de rang « r » au droit de l'axe de l'appui.

L'équilibre du bloc d'about s'écrit en composante verticale comme suit :

$$W = R_u - \sum F_i \times \sin \alpha_i - \frac{Z_r}{St} \times A_t \times \frac{f_e \times \sin(\alpha' + \beta_u)}{\gamma_s \times \sin \beta_u} - \frac{Z_r}{St} \times f_{tu} \times \frac{\sin(\alpha' + \beta_u)}{\sin \beta_u}$$

Avec :

$\alpha$  : Inclinaison des étriers passifs sur l'horizontale  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

$\alpha'$  : Inclinaison des étriers actifs sur l'horizontale  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

$\alpha_i$  : Inclinaison du câble de précontrainte.

$S_t$  : Espacement des armatures passives transversales.

$A_t$  : Somme des aires des sections des aciers passifs transversaux.

$F_{tu}$  : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$W$  : Effort vertical repris par le béton au droit du point « n ».

Si :

- $Z_i \geq Z$  la section d'armatures à prendre en compte est celle obtenue pour la vérification à l'effort tranchant
- $Z_i < Z$  la section d'armatures trouvée sera majorée dans le rapport «  $\frac{Z}{Z_i}$  » et la répartir sur la longueur  $Z_r \times \cot \beta$  à partir de l'axe de l'appui.

Avec :  $Z = \frac{I_g}{S}$  (Bras de levier du couple des forces élastiques)

### Application au projet :

$$V_u = 100.20 \text{ t} = 1002 \text{ KN}$$

$$V_{\text{red}} = V_u - \sum_{i=1}^n P_{im} \times \sin \alpha_i$$

$$P_{\text{min}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.2\sigma_{pm} = 1.2(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pt}) = 1.2(1328 - (153.67 + 157.98)) = 1219.62 \text{ MPa} \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_p} = \frac{1660}{1.15} = 1443.48 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$P_{\text{min}} = 1219.62 \text{ MPa}$$

## Chapitre XI : Etude de zone d'about

$$F_{lim} = A_p \left( \min \left( 1.2 \sigma_{p0}; \frac{f_{prg}}{\gamma_p} \right) \right) = 1800 (\min(1593.9; 1443.48)) \times 10^{-3}$$

$$F_{lim} = 1800 \times 1443.48 \times 10^{-3} = 2598.26 \text{KN}$$

$$\beta_u = 22.54^\circ \text{ (Chapitre X)}$$

- **Recherche du rang « r » :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum F_i \sin \alpha_i) \cot \beta_u \quad i=1-2$$

$$H_u = 0.1 \times G_{tablier} = 0.1 \times 815.403 \text{ t} = 815.403 \text{KN}$$

$$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u = 2598.26 (\cos 4^\circ + \cos 12^\circ) - 815.403 = 4318 \text{KN}$$

$$(R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i) \cot \beta_u = 899.83 \text{KN}$$

$$4318 \text{KN} \geq 899.83 \text{KN} \longrightarrow \text{vérifie} \longrightarrow \text{Le rang « r » existe}$$

- **Angle d'inclinaison :**

$$tg \theta_k = \frac{(R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i) \cot \beta_u}{\sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u}$$

*Tableau- XI-1 : Valeurs de  $\theta_k$*

Indice	Ru(KN)	$\sum F_i \cdot \sin \alpha_i$	$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i$	Hu(KN)	$tg \theta_k$	$\theta_k$
1	1002	181.25	2591.93	815.403	0.51	48.06
2		721.15	5133.41		0.07	8.91

$$\theta_{k1} = 48.06^\circ > \beta_u = 22.54^\circ$$

$$\theta_{k2} = 8.91^\circ < \beta_u = 22.54^\circ$$

On constate que l'équilibre est atteint au niveau du 2ème câble, donc  $r = 2$ .

$$db = \frac{h}{10} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

$$dr = h - h'$$

$$h' = 1.1 - 0.5 \text{tg} 12^\circ = 0.9937 \text{m}$$

$$d_r = 170 - 99.37 = 70.63 \text{cm}$$

$$\text{Donc : } Z_r = d_r - db = 53.63 \text{cm}$$

$$Z = 0.8H = 136 \text{ cm}$$

$Z_r < Z$  La section d'armatures transversales déterminée lors de l'étude de l'effort tranchant

est majorée de  $\frac{Z}{Z_r}$

Cette section est répartie sur une longueur L, ( $L = Z_r \times \cot \beta_u$ ) à partir de l'axe de l'appui.

Soit :  $A_s \cdot \frac{Z}{Z_r} = 4.52 \cdot \frac{136}{53.63} = 11.46 \text{ cm}^2$  Soit une nouvelle section d'armatures transversales égale à **8HA14** soit  $12.32 \text{ cm}^2$ , qui sera répartie sur une longueur :  $L = Z_r \cdot \cot \beta_u = 53.63$ .

$$\text{Cotg}(22.54^\circ) = 129.219 \text{ cm}$$

### XI.1.2. Justification de l'équilibre du coin inférieur (Art. 7. 5, 2B. P. E. L) :

Pour éviter toute rupture par fendage due la réaction d'appui « R » appliqués au voisinage d'une arête, on doit vérifier que les armatures traversant le plan de rupture sont suffisantes, et ceci quel que soit l'orientation du plan. On doit alors vérifier que la section d'acier passif traversant le plan de rupture, satisfait l'inégalité suivante :

$$\frac{At \times fe}{\gamma_s} \geq \lambda(Ru + Fvlim) + Hu - Fhlim$$

Avec :

*At*: Section des armatures de coutures.

*Ru*: Composante verticale de la réaction appui.

*Fhlim*: Composante horizontale de la force de précontrainte (force prise avec sa valeur limite).

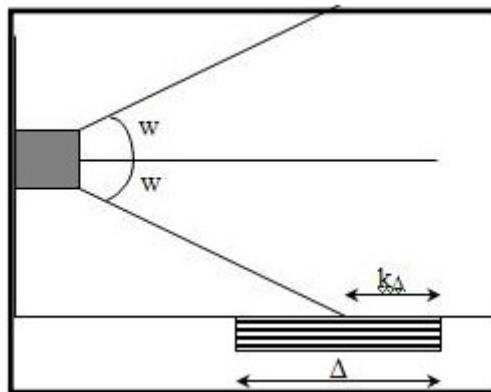
*Fvlim* : Composante verticale de la même force.

$$\lambda = \frac{1.5 - tg\theta}{1 + 1.5tg\theta}$$

- **Section d'armature minimale :**

Lorsque la vérification précédente aboutit à  $At = 0$ , il y a lieu de mettre en place une section d'armature minimale d'acier passif de couture, donnée par :

$$Atmin = \frac{0.04.Ru.\gamma_s}{fe} (5 - 4K) \quad 0 < K < 1$$



**Figure -XI-2:** Equilibre du coin inférieur ( $a = \theta$ )

#### Application à notre projet :

$$Flim = 2598.26KN$$

$$Fhlim = Flim \cdot \cos\alpha$$

$$Fvlim = Flim \cdot \sin\alpha$$

## Chapitre XI : Etude de zone d'about

**Tableau -XI-2 : Calcul de la section d'armature.**

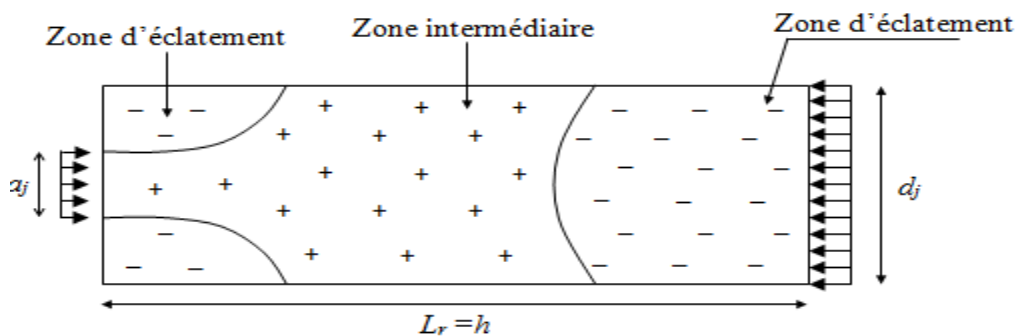
Plan de rupture	$tg\theta$	Fvlim (KN)	FHlim (KN)	$\lambda$	Ru	Hu	$\frac{At \times fe}{\gamma_s}$	$\lambda(Ru + Fvlim) + Hu - Fhlim$	Observ
AC1	1.45	181.25	2591.93	0.016	1002	815.403	522.78	-1757.595	vérifier
AC2	0.71	540.21	2541.48	0.38				-1140.037	vérifier

La section d'armature existante est suffisante pour éviter le risque de fondage.

### XI.1.3. Des justifications relatives à l'introduction des forces de précontraintes. (Art. 8B. P. E. L).

Des études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontrainte :

- Zone de surface soumise à des tractions.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement soumise aussi à des tractions

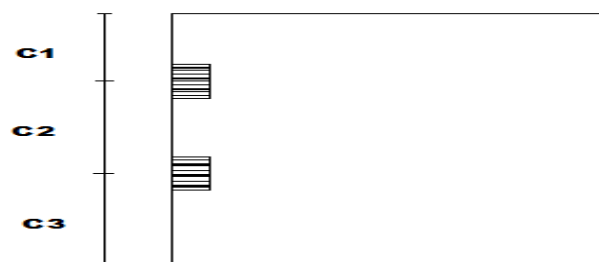


**Figure- XI-3 : La zones d'aval d'application de la précontraintes et la zone de régularisation.**

Zone de régularisation des contraintes = Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique, de dimensions (d x d), et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de tractions transversaux (effort de surface).
- Des efforts de tractions de surface (effort de surface).



**Figure-XI-4: Prisme symétrique.**

### XI.1.4. Equilibre de la zone de 1ère régularisation :

Les efforts d'éclatement et de surface qui se manifestent dans cette zone seront soumis à des vérifications de contrainte dans le béton, et à la disposition d'une section d'armatures passives.

#### A) Effets de surface :

La section d'armature à disposer au voisinage de la section SA est :

$$A_s = 0.04 \frac{\max F_{j0}}{\sigma_{slim}}$$

Avec :

$F_{j0}$  : force à l'origine du câble ancré au niveau « j »

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

#### B) Effets d'éclatement :

La justification concerne :

- La vérification des contraintes du béton (traction & compression).
- Le ferrailage d'éclatement.

- **Contraintes dans le béton :**

A l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage « j », il y a lieu de vérifier que la contrainte moyenne de compression « » à l'extrémité de la zone de 1ère régularisation est :

$$\sigma_{cj} = \frac{F_{j0}}{b \cdot d_j} < \frac{2}{3} F_{cj}$$

Et que la contrainte maximale de traction «  $\sigma_{tj}$  » dans l'axe des armatures, susceptibles de provoquer l'éclatement du prisme doit être :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{F_{i0}}{b \cdot d_j} \leq 1.2 F_{tj}$$

Avec :

$d_j$ : Hauteur du prisme symétrique associé au niveau « j ».

$a_i$ : Dimension moyenne dans le plan d'éclatement des organes d'ancrages au niveau « j ».

$b$  : Épaisseur de la pièce dans la direction perpendiculaire au plan d'éclatement considéré.

$F_{j0}$  : force à l'origine du câble ancré au niveau j.

- **Ferrailage d'éclatement :**

Pour les règles de cumul, les armatures déterminées selon les règles exposées ci-après ne doivent pas être ajoutées directement à celles qui résultent des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes.

## Chapitre XI : Etude de zone d'about

En aval de la section «  $S_A$  », sur une zone égale au max de «  $d_j$  », il faut disposer une section d'acier transversale, tel que :

$$A_t = \text{Sup} \left\{ \begin{array}{l} \text{Max} A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \cdot \sigma_{s \text{ lim}}} \quad \text{avec : } R_j = 0.25 \cdot \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \cdot F_{j0} \\ 0.15 \cdot \frac{\text{max} F_{j0}}{\sigma_{s \text{ lim}}} \quad \text{avec : } \sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} \cdot f_e \end{array} \right.$$

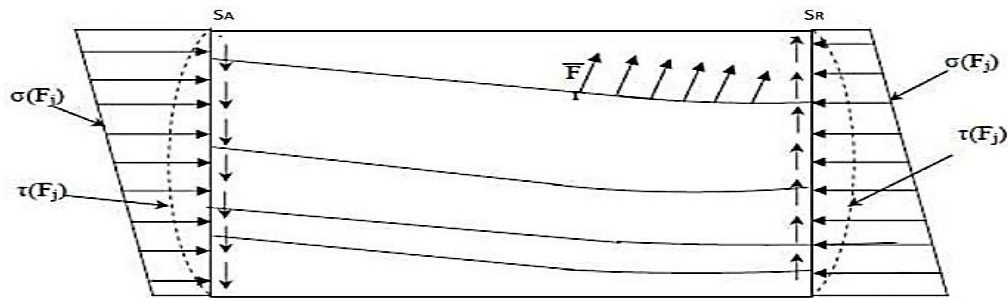
Avec :

$K_j=1$  (Pour un ancrage d'extrémité)  
 $K_j=2$  (Pour un ancrage intermédiaire)

### XI.1.5. Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation :

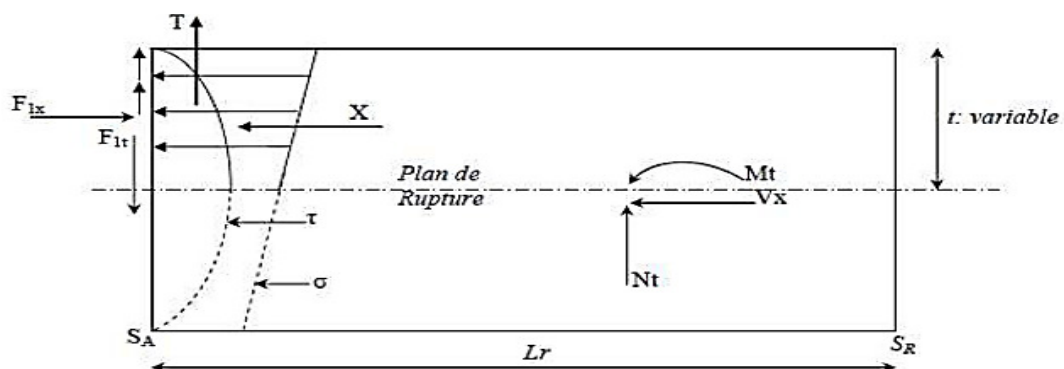
Pour simplifier les calculs, les règles BPEL admettent que l'équilibre général s'obtient en superposant deux états d'équilibre :

- Equilibre selon la RDM.
- Equilibre de diffusion réelle des contraintes (équilibre générale de diffusion pure).



*Figure-XI-5 : Equilibre général.*

Sur un plan de coupure horizontal quelconque « BC » distant de «  $t$  » par rapport à la fibre supérieure, on obtient les éléments de réductions selon la RDM : Effort tranchant  $V(x)$ , moment fléchissant  $M_t$  et effort normal  $N_t$ .



*Figure- XI-6 : Sollicitations dans l'état d'équilibre général de diffusion*

### XI.1.6. Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure :

#### A) Justification des contraintes :

Soit  $\tau_{max}$  la contrainte globale maximale de cisaillement :

$$\tau_{max} = \max((\tau d + \tau)t)$$

Avec :

$$\tau d = \frac{V_x}{b \cdot l_r} : \text{La contrainte de cisaillement}$$

$\tau$  : La contrainte la plus défavorable

#### B) Armatures d'équilibre général :

Les armatures transversales régnant dans la zone de régulation des contraintes entre « SA » et « SR » doivent satisfaire globalement à la règle des coutures. L'effort tranchant écrêté pour lequel les règles BPEL proposent :

$$V_{xe} = V_x \cdot \left(1 - \left(\frac{ft_j}{3\tau d}\right)^2\right)$$

Si  $N_{tc}$  est l'effort normal au niveau ou  $V_x = V_x \max$ , cette règle de couture conduit dans les cas fréquents où les aciers sont perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, à dimensionner leur section totale par :

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{\max} - N_{tc}}{\frac{2}{3} f_e}$$

Avec :

$V_{xe}$  : effort tranchant réduit pour lequel les règles BPEL proposent la valeur suivante :

- Si :

$A_c < A_s + A_e$  : Aucun renforcement n'est à prévoir.

$A_c > A_s + A_e$  : Il faut prévoir des armatures complémentaires aux sections  $A_s$  et  $A_c$  et de même façonnage qu'entre SA et SR, la section totale des aciers soit au moins égale à  $A_c$ .

Ces armatures complémentaires éventuelles sont à répartir uniformément à partir de la section SA sur une longueur au plus égale à  $\frac{2}{3} l_r$ .

### XI.2. Application au projet :

#### A) Effets de surface :

##### ▪ Plan vertical :

$$\text{Max} F_{jo} = 1328 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0.04 \frac{\text{max} F_{jo}}{\sigma_{slim}} = 0.04 \times \frac{1328 \times 18}{\frac{2}{3} \times 400} = 3.59 \text{ cm}^2$$

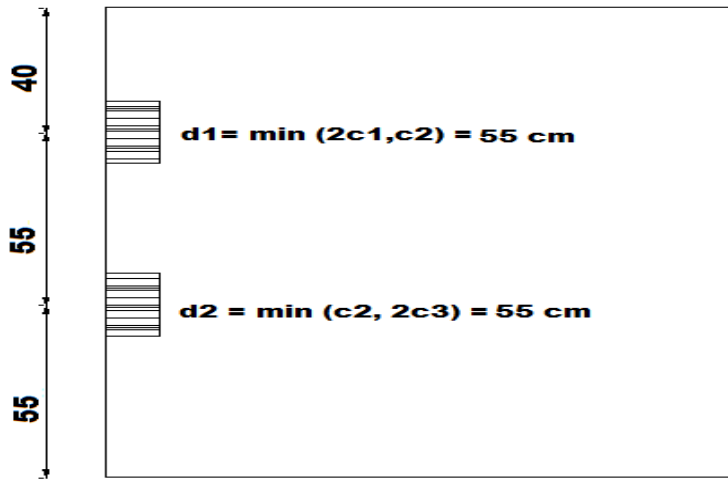
Soit **3HA14** ( $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$ )

▪ **Plan horizontal :**

Pour le plan de diffusion horizontal, on considère l'effort appliqué par les deux câbles

$$A_s = 0.04 \times \frac{2 \times 1328 \times 10}{\frac{2}{3} \times 400} = 3.984 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de **2HA12** autour de chaque ancrage ( $A = 2 \times 2.26 = 4.52 \text{ cm}^2$ ).



*Figure-XI-7 : Zone de lère régularisation (prisme symétrique).*

**B) Effet d'éclatement :**

• **Vérification des contraintes du béton :**

1- Contrainte de compression :

$$\sigma_{c1} = \frac{2598.26 \times 1000}{400 \times 450} = 14.43 \text{ MPa} < \frac{2}{3} f_{c28} = 23.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{2598.26 \times 1000}{550 \times 450} = 10.49 \text{ MPa} < \frac{2}{3} f_{c28} = 23.33 \text{ MPa.}$$

**Les contraintes sont vérifiées**

2- Contrainte de traction :

1) Plan vertical:

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left( 1 - \frac{26.5}{55} \right) \times 10.49 = 2.71 \text{ MPa} \leq 3.375 \text{ MPa}$$

**Les contraintes sont vérifiées**

▪ **Ferraillage d'éclatement :**

1) Plan vertical:

$$A_t = \frac{0.25 \cdot \left( 1 - \frac{26.5}{55} \right) \cdot 2598.26}{\frac{2}{3} \cdot 40} = 12.62 \text{ cm}^2$$

## Chapitre XI : Etude de zone d'about

Soit à prendre 2×3 cadre de **HA10** ( $A = 2 \times 2 \times 2.35 = 13.56 \text{ cm}^2$ ) sur une profondeur de 55 cm.

2) Plan horizontal:

$$A_t = 0.15 \cdot \frac{2598.26}{\frac{2}{3} \cdot 40} = 14.62 \text{ cm}^2$$

Soit à prendre 2×2 cadre de **HA16** ( $A = 2 \times 2 \times 4.02 = 16.08 \text{ cm}^2$ ) sur une profondeur de 55 cm.

▪ **Effort d'équilibre général:**

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

$$\text{Câble n}^\circ 1: 1328 - 114.11 = 1213.89 \text{ MPa}$$

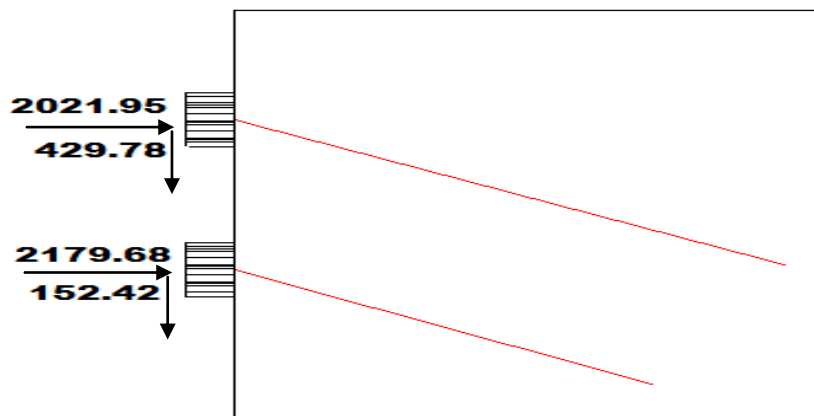
$$\text{Câble n}^\circ 2: 1328 - 179.60 = 1148.4 \text{ MPa}$$

$$F_1 = 1213.89 \times 1800 \times 10^{-3} = 2185 \text{ KN}$$

$$F_2 = 1148.4 \times 18000 \times 10^{-3} = 2067.12 \text{ KN}$$

$$F_{xj} = F_j \times \cos \alpha_j$$

$$F_{tj} = F_j \times \sin \alpha_j$$



*Figure- XI-8 : Composantes des efforts de précontraintes.*

▪ **Calcul des contraintes normales à l'about :**

$$\sigma_s = \frac{\sum P_i \cdot \cos \alpha_i}{B_{nette}} + \frac{\sum (P_i \cdot \cos \alpha_i \times e_{pi})}{I_{nette}}$$

$$e_{pi} = Z - V'$$

Fibre supérieur :

$$\sigma_s = \frac{(2179.68 + 2021.95) \times 10}{8184.188} + \frac{(2179.68 \times (-28.63) + 2021.95 \times (26.17)) \times 66.37 \times 10}{18429656.89} = 4.79 \text{ MPa}$$

Fibre inférieur :

$$\sigma_t = \frac{(2179.68 + 2021.95) \times 10}{8184.188} - \frac{(2179.68 \times (-28.63) + 2021.95 \times (26.17)) \times 66.37 \times 10}{18429656.89} = 5.48 \text{ MPa}$$

▪ Contraintes tangentielles à l'about :

$$\tau(t) = \frac{V_{red}}{0.8h \cdot bn} \quad ; \quad V_{red} = V - \sum F_{i \sin \alpha_i}$$

$$V_{red} = 1002 - 2598.26(\sin 4 + \sin 12) = 280.55 \text{ KN}$$

$$\tau(t) = \frac{280.55}{0.8 \times 150 \times 41.25} = 0.056 \text{ MPa} > -1.5 f_{tj} = -4.05 \text{ MPa}$$

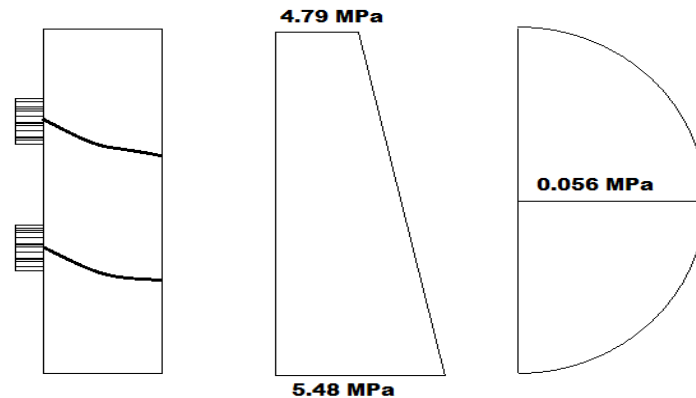


Figure- XI-9 : Contraintes normales et tangentielles

$$\sigma(F_i) = 4.79 + \frac{5.48 - 4.79}{2} \times t$$

$$\sigma(F_i) = 4.79 + 0.35t$$

$$X(t) = \int_0^t \sigma(F_j) \times b \times dt \quad b=45\text{cm}$$

$$X(t) = 2.16t + 0.079t^2$$

$$\tau(F_i) = at^2 + bt + c$$

$$\tau(t=0) = 0 \longrightarrow c = 0$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau_{max} = 0.056 \text{ MPa}$$

$$At + b = 0$$

$$t = \frac{-b}{2a} = \frac{h-b}{2a} = h = 1.5\text{m} \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau(t = 0.75) = a \times (0.75)^2 + b \times 0.75 = 0.056$$

$$\longrightarrow 0.5625 a + 0.75 b = 0.056 \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : **a = -0.1 ; b = 0.15**

$$\tau(F_i) = -0.1t^2 + 0.15t$$

$$T(t) = \int_0^t \tau(f_j) \cdot e \cdot dt$$

$$T(t) = -0.015t^3 + 0.034t^2$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

$$v(t) = \sum Fi \times \cos\alpha_i - X(t)$$

$$X(t) = 2.16t + 0.079t^2$$

**Tableau-XI-3 : calcul de l'effort tranchant.**

cable	$\alpha$ (°)	Fi(KN)	Fix(KN)	Fit(KN)
1	4	2185	2179.78	152.42
2	12	2067.12	2021.95	420.38

- Au dessus de F1 :  $0 < t < 55$

$$X(t) = 1.19 \text{ MN} \quad ; \quad V_x(t) = -1.19 \text{ MN}$$

$$\text{Au dessous de F1 : } V_x(t) = -1.19 + 2.17978 = 0.99 \text{ MN}$$

- Au dessus de F2 :  $55 < t < 150$

$$X(t) = 1.63 \text{ MN} \quad ; \quad V_x(t) = -1.63 \text{ MN}$$

$$\text{Au dessous de F2 : } V_x(t) = -1.63 + 2.02195 = 0.39 \text{ MN}$$

• **Efforts normaux :**

$$T(t) = -0.015t^3 + 0.034t^2$$

$$N(t) = \sum Fi \cdot \sin\alpha_i - T(t)$$

- Au dessus de F1 :  $0 < t < 55$

$$T(t) = 0.01 \text{ MN} \quad ; \quad N_x(t) = -0.01 \text{ MN}$$

$$\text{Au dessous de F1 : } V_x(t) = -0.01 + 0.42038 = 0.41 \text{ MN}$$

- Au dessus de F2 :  $55 < t < 150$

$$X(t) = 0.041 \text{ MN} \quad ; \quad V_x(t) = -0.041 \text{ MN}$$

$$\text{Au dessous de F2 : } V_x(t) = -0.041 + 0.15242 = 0.11 \text{ MN}$$

**C) Armatures d'équilibre général :**

$$\tau_d = \frac{2 \cdot V_x}{b \cdot h} = \frac{2 \times 0.99}{0.45 \times 1.5} = 2.93 \text{ MPA}$$

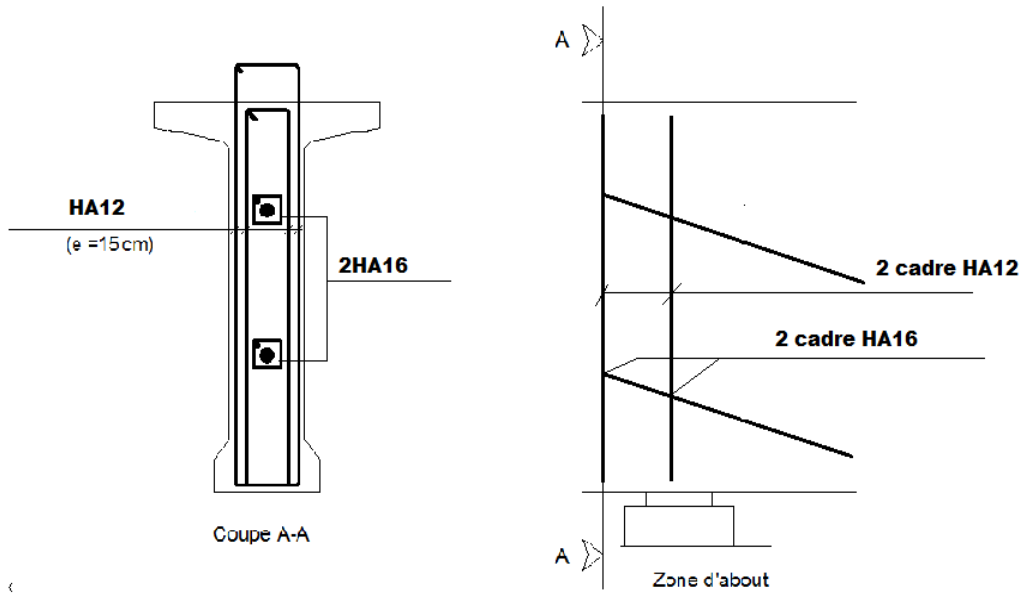
$$V_x = V_{x\max} \left( 1 - \left( \frac{ft28}{3 \times \tau_d} \right)^2 \right) = 0.99 \left( 1 - \left( \frac{2.7}{3 \times 2.93} \right)^2 \right) = 0.47 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{(0.47 - 0.35) \times 10^4}{\frac{2}{3} \times 400} = 8.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 14.62 + 4.52 = 19.14 \text{ cm}^2$$

## Chapitre XI : Etude de zone d'about

At > As      **Condition vérifié** => aucun renforcement n'est à prévoir.



*Figure-XI-10* : Ferrailage de la zone d'about.

# Chapitre XII

## Calcul des déformations

### Introduction :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre, d'autre part la mise en précontrainte d'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement, Etc.).

Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent la liberté et les déplacements d'appui.

### XII-1-Calcul des flèches :

#### XII-1-1-Flèche due au poids propre :

L'étude se fera à la section médiane. On supposera que la rigidité flexionnelle de la poutre est constante et en prenant la moyenne des inerties entre la section d'about et la section médiane. La flèche à mi-travée est donnée par l'expression suivante :

$$F_G = \frac{5 \cdot G \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{eq}} = \frac{5 \cdot Mg \cdot L^2}{48 \cdot E_v \cdot I_g}$$

Avec :

L: La portée = 30m

E<sub>v</sub>: Module de déformation longitudinal à long terme.

$$E_v = \frac{11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}}{3} = \frac{11000 \cdot \sqrt[3]{35}}{3} = 11993.9 \text{MPa}$$

G : poids propre du tablier porté par une poutre.

I<sub>g</sub>: Moment d'inertie de la section équivalente de la « poutre + hourdis »

$$I_g = \frac{26898831.13 + 31232962.82}{2} = 29065896.98 \text{cm}^4$$

M<sub>g</sub> = 339.71 t.m (calculé sous G uniquement)

D'où

$$F_G = \frac{5 \times 339.71 \times 30^2 \times 10^8}{48 \times 11993.9 \times 29065896.98} = 9.13 \text{cm}$$

#### XII-1-2-Flèche due aux surcharges :

M<sub>s</sub> = M<sub>t</sub> - M<sub>g</sub> = 519.91 - 339.71 = 180.20 t.m

$$F_G = \frac{5 \times 339.71 \times 30 \times 10^8}{48 \times 11993.9 \times 29065896.98} = 3.05 \text{cm}$$

**XII.1.3. Contre flèche :**

La flèche à mi- portée est :

$$f = \int_0^L \frac{M_x}{E \cdot I_g} \cdot dx$$

$M_x \cdot dx$ : Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontraintes dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur demi-largeur. Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est sous la forme suivante :

Dans le diagramme des moments à chaque section ; on aura :

$$M_i = N_i \times e_i$$

$$N_i = P \sum \cos \alpha_i$$

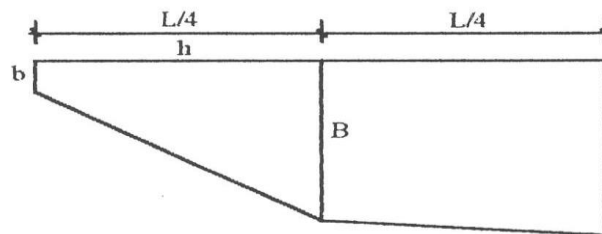
Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

$$P = \sigma_{pm} \cdot A_p = \frac{\sigma_{pi} + \sigma_{ps}}{2} \times A_p$$

Avec :

$\sigma_{pi}$ : Contrainte initiale (h, b, B)

$\sigma_{ps}$ : Contrainte en service.



**Figure-XII-1** : Diagramme des moments dans une poutre.

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) du centre de gravité par rapport à la plus petite est :

$$x_i = \frac{h \cdot (2B+b)}{3(B+b)}$$

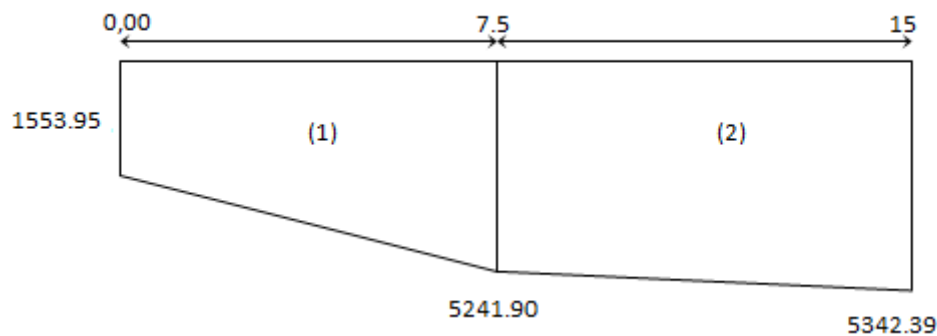
**Tableau-XII-1** : Valeurs de  $\sigma_{pm}$  dans les différentes sections

Section	$\sigma_{pi}$	$\sigma_{ps}$	$\sigma_{pm}$
0.00L	1170.03	1067.58	1118.805
0.25L	1129.18	952.54	1040.86
0.50L	1151.37	970.26	1060.815

## Chapitre XII : Calcul des déformations

**Tableau-XI-2 : Valeurs des moments aux différentes sections.**

section	$\sum \cos \alpha i$	$\sigma_{pm}$ (MPa)	P (KN)	Ni (KN)	epi (cm)	Mpi = Ni x epi (KN.m)
0.00L	1.975	1118.805	2013.849	3977.35	-39.07	-1553.95
0.25L	2.882	1040.86	1873.55	5399.57	-97.08	-5241.90
0.50L	2.882	1060.815	1909.467	5503.08	-97.08	-5342.39



**Figure-XII-2 : Diagramme des moments sous la précontrainte**

Les flèches sont positives vers le bas et négatives vers le haut (contre flèche) :

Trapèze(1) :

$$X_1 = \frac{7.5 \times (2 \times 5241.9 + 1553.95)}{3 \times (5241.9 + 1553.95)} = 4.43 \text{ m}$$

$$\longrightarrow \frac{1}{EI} \int_0^L Mx \cdot dx = \frac{X1.A1}{EI} = \frac{4.43 \times (5241.9 + 1553.95) \times 7.5}{2 \times EI} = \frac{112896.06}{EI}$$

Trapèze(2) :

$$X_2 = \frac{7.5 \times (2 \times 5342.39 + 5241.9)}{3 \times (5241.9 + 5342.39)} + 7.5 = 11.26 \text{ m}$$

$$\longrightarrow \frac{1}{EI} \int_0^L Mx \cdot dx = \frac{X1.A1}{EI} = \frac{11.26 \times (5241.9 + 5342.39) \times 7.5}{2 \times EI} = \frac{446921.65}{EI}$$

$$fp = - \frac{(112896.06 + 446921.65) \times 10^{12}}{11993.9 \times 29065896.98 \times 10^4} = -160.58 \text{ mm} = -16.058 \text{ cm}$$

### XII.1.4. Flèche totale :

- En service à vide :

$$f = fg + fp = 9.13 - 16.058 = -6.928 \text{ cm}$$

- En service en charge :

$$f = fg + fp + fs = 9.13 - 16.058 + 2.62 = -4.308 \text{ cm}$$

### Conclusion :

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges :  $f = -7.328 \text{ cm}$

La flèche admissible :  $(L/500 = 6 \text{ cm})$  doit être supérieur à la flèche calculée  $f = -1.38 \text{ cm}$

Donc: la condition est vérifiée

## XII.2. Calcul des rotations :

### XII.2.1. Sous le poids propre :

$$Wg = \frac{L.Mg}{3.Ep.Ig} = \frac{339.71 \times 30 \times 10^6}{3 \times 11993.9 \times 29065896.98} = 0.97 \times 10^{-2} \text{ rd}$$

### XII.2.2. Sous les surcharges :

$$Ws = \frac{Ms.L}{3 \times Ev \times Ig} = \frac{180.20 \times 30 \times 10^6}{3 \times 11993.9 \times 29065896.98} = 0.52 \times 10^{-2} \text{ rd}$$

### XII.2.3. Sous la précontrainte :

$$wp = \frac{-\sum Ai}{EI} = \frac{-2 \left( \frac{5241.9 + 1553.95}{2} + \frac{(5342.39 + 5241.9)}{2} \right)}{11993.9 \times 29065896.98} \times 7.5 \times 10^5 = -3.74 \times 10^{-2} \text{ rd}$$

### XII.2.4. Rotation résultante :

- En service à vide :

$$W = Wg + Wp = (0.97 - 3.74) \times 10^{-2} = -2.77 \times 10^{-2} \text{ rd}$$

- En service en charge :

$$W = Wg + Wp + Ws = (0.97 - 3.74 + 0.52) \times 10^{-2} = -2.25 \times 10^{-2} \text{ rd}$$

## XII.3. Calcul des déplacements d'appui :

### XII.3.1. Déplacement due à la rotation :

$$\Delta_w = \frac{w.h}{2} = \frac{-2.25 \times 10^{-2} \times 150}{2} = -1.69 \text{ cm}$$

### XII.3.2. Déplacement dû au retrait :

La valeur moyenne du retrait étant :  $\epsilon r = 3 \times 10^{-4}$

$$\Delta r = \epsilon r \times \frac{L}{2} = 3 \times 10^{-4} \times \frac{3000}{2} = 0.45 \text{ cm}$$

### XII.3.3. Déplacement dû au fluage :

$$\Delta_{\text{flu}} = \varepsilon_{\text{flu}} \cdot \frac{L}{2}$$

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2\sigma_p}{E_i} ; E_i = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.729 \text{ MPa.}$$

$\sigma_p$ : Contrainte finale dans le béton au niveau du CDG du câble moyen.

$$\sigma_p = \frac{\sigma_m(1^{\text{ere}} \text{ famille}) + \sigma_m(2^{\text{eme}} \text{ famille})}{2} = \frac{12.20 + 7.92}{2} = 10.06 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2 \times 10.06}{35981.729} = 5.59 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{\text{flu}} = 5.59 \times 10^{-4} \times \frac{3000}{2} = 0.8385 \text{ cm}$$

### XII.3.4. Déplacement dû à la variation de la température :

$$\Delta t = \frac{L}{10000} = 0.3 \text{ cm}$$

### XII.3.5. Déplacement total :

$$\Delta_{\text{max}}^+ = \Delta w + \Delta r + \Delta \text{flu} + \Delta t = -1.69 + 0.45 + 0.8385 + 0.3 = -0.10 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = \Delta w + \Delta r + \Delta \text{flu} + \Delta t = -1.69 + 0.45 + 0.8385 - 0.3 = -0.70 \text{ cm}$$

### Conclusion :

Toutes les valeurs trouvées dans les différentes déformations sont d'ordres négligeables, donc aucun risque pour notre ouvrage.

# Chapitre XIII

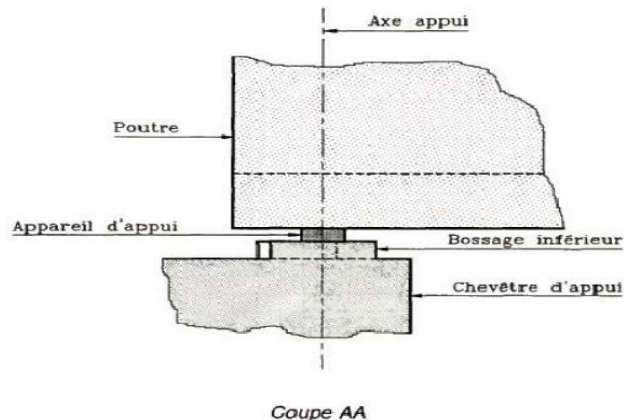
## Etude des équipements de pont

### 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.

### XIII.1. Les appareils d'appui :

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis leur rôle est de transmettre les actions verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation et permettre le mouvement de rotation.



*Figure-XIII-1* : disposition des appareils d'appuis

Il existe quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis métalliques.

#### XIII.1.1. Le type d'appareil d'appui choisit pour notre ouvrage :

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendra si dessous :

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 :

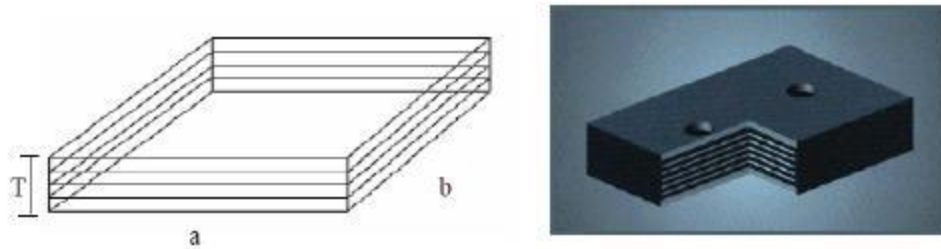
- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.



**Figure-XIII-2:** Appareil d'appui en élastomère frette

### XIII.1.2 Dimensionnement des appareils d'appuis :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans le néoprène au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de néoprène.



**Figure-XIII-3 :** Dimensions de l'appareil d'appui.

#### a. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :

La réaction totale maximale sur l'appui calculée à l'ELS avec la combinaison G+D<sub>240</sub> est de :  
 $R = N_{\max} 95.05 \text{ t}$ .

✓ **L'aire d'appareil d'appui :**

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{ab} \leq 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{\max}$  : est la réaction maximale :

D'où les dimensions de l'appareil d'appui sont :

$$N_{\max} = 95.05 \text{ t} \longrightarrow a \times b = 300 \times 300 (\text{mm}^2) ; t_i = 8 \text{ mm}$$

✓ **Hauteur nette de l'élastomère T :**

La condition à vérifier est :(SETRA 2007)

$$T \geq \frac{U1}{0.5}$$

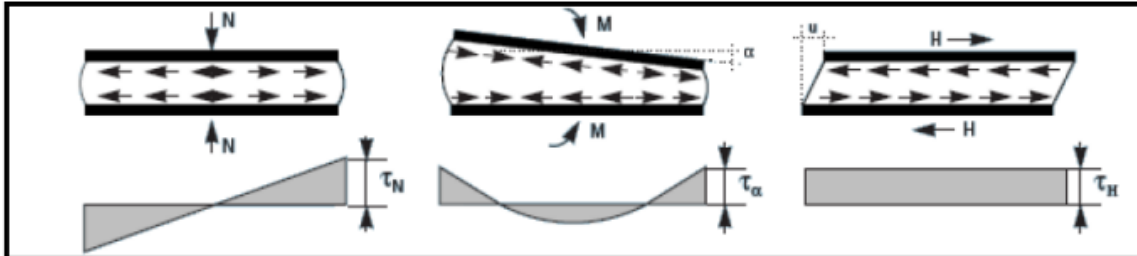
Avec :

$U_1$  : déformation lente (retrait, fluage, température).

$U_1=10\text{mm}$

$$T \geq \frac{10}{0.5} = 20\text{mm}$$

On prend  $T = 56\text{mm}$  constitué de 7 feuillets de 8mm d'épaisseur chacune.



*Figure-XIII-4 : Contrainte de cisaillement engendré par les différentes sollicitations*

### b. Vérification de la contrainte de compression :

$$\sigma'_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

Les contraintes maximales de cisaillement qui se développent sur les bords de chaque feuillet :

$$\tau_R = \frac{3 \times (a+b)R}{a^2 \times b^2}$$

$$\sigma'_m = \frac{95.05 \times 10000}{300 \times 300} = 10.56 \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_R = \frac{3 \times 8(300+300) \times (95.05 \times 10000)}{300^2 \times 300^2} = 1.68 \text{ MPa}$$

### c. Distorsion :

La distribution des contraintes au niveau du plan de fretage est uniforme, deux cas se présentent :

**1<sup>er</sup> cas** : La déformation  $u_1$  de l'appareil est lente (effort horizontal  $H_1$  de dilatation, retrait, fluage).

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times U_1}{T}$$

Avec:

$G = 0.8\text{MPa}$ : Module de déformation transversale d'élastomère

$u_1 = 10 \text{ mm}$

On a  $T = 56 \text{ mm}$

$$\tau_{H1} = \frac{0.8 \times 10}{56} = 0.143 \text{ MPa}$$

**2<sup>ème</sup> cas :** L'appareil est soumis à un effort dynamique H<sub>2</sub> (freinage, vent, force centrifuge) provoque u<sub>2</sub> :

G est doublé sous l'effort dynamique. (Fascicule 61 titre II).

✓ **Force de freinage développée par le système Bc :**

Un camion peut développer un effort de freinage. Un seul camion est supposé freiner.

Donc :

$$H_2 = \frac{30}{7} = 4.28t$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{G \times U_2}{T} = \frac{4.28 \times 10000}{300 \times 300} = 0.475 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0.143 + \frac{0.475}{2} = 0.3805 \text{ MPa}$$

**d. Contrainte de cisaillement due à la rotation :**

La contrainte de cisaillement sous la rotation  $\alpha_T$  vaut :

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left( \frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T$$

Avec :

$$\alpha_T = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n}$$

$\alpha_0$  : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

$$\alpha_0 = 3 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

$$\alpha = 1.6 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

$$n = 7.$$

Donc :  $\alpha_T = 6.57 \times 10^{-4} \text{ rd}$

$$\tau_{\alpha T} = \frac{0.8}{2} \left( \frac{300}{56} \right)^2 (6.57 \times 10^{-4}) = 7.54 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

Il faut vérifier :

$$\begin{cases} \tau = \tau_R + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5G \dots\dots\dots(1) \\ \tau_{H1} \leq 0.5G \dots\dots\dots(2) \\ \tau_H \leq 0.7G \dots\dots\dots(3) \\ \tau_{\alpha T} \leq \tau_R \dots\dots\dots(4) \end{cases}$$

$$\begin{cases} (1) : 1.68 + 0.3805 + 7.54 \times 10^{-3} = 2.068 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.} \\ (2) : 0.143 < 0.4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.} \\ (3) : 0.3805 < 0.56 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.} \\ (4) : 0.00754 < 1.68 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

### XIII.2. Vérification de l'appareil d'appui :

#### a. Vérification de Condition de non- cheminement et de non-glissement :

Les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{MPa} \quad \text{Condition de non-cheminement}$$

$$H < f \times N_{\min} \quad \text{Condition de non- glissement}$$

Avec :

$N_{\min}$ : Est la réaction engendrée par la combinaison moins défavorable,

$N_{\min}$ : 41.01t

H : Effort de freinage.

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2})ab = 5.553t ;$$

$$f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m} = 0.1 + \frac{0.6}{4.56} = 0.232$$

$$\sigma_{\min} = \frac{41.01 \times 10000}{300^2} = 4.56 \geq 2 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$f \times N_{\min} = 0.232 \times 41.01 = 9.51 > H = 5.553t \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### b. Vérification de la condition de non flambement :

Consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$30 \leq 56 \leq 60 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### c. Vérification de la condition de non-soulèvement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\text{On a: } \alpha_T = 6.57 \times 10^{-4} \text{ rd}$$

$$\beta = \frac{ab}{2t \times (a+b)} = \frac{300 \times 300}{2 \times 8 \times (300+300)} = 9.375$$

D'où :

$$\frac{3}{9.375} \times \frac{56^2}{300^2} \times \frac{10.56}{0.8} = 0.14718 > 6.57 \times 10^{-4} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### XIII.3. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter la condition suivante :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad \text{tq } t_s \geq 2 \text{ mm avec } \sigma_e = 245 \text{ MPa pour l'acier inox}$$

$$t_s \geq \frac{300}{9.375} \times \frac{10.56}{245} = 1.37 \text{ mm}$$

$t_s \geq 1.37 \text{ mm}$  on prend  $t_s = 3 \text{ mm}$

D'où la hauteur totale de l'appareil d'appui est de :

$$H = n \times t + (n + 1) \times t_s = 7 \times 8 + (8) \times 3 = 80 \text{ mm}$$

Donc on opte pour un appareil d'appui ayant les dimensions suivantes :

$A = b = 300 \text{ mm}$ , une hauteur  $T = 80 \text{ mm}$  et 7 élastomères.

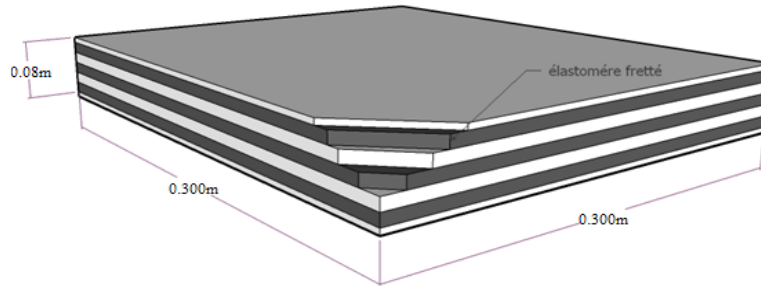


Figure-XIII-5 : Détails de l'appareil d'appui.

#### XIII.4. Les dés d'appui :

Ils sont pour rôle de diffuser et de prévoir d'éventuelles fissures.

##### XIII.4.1. Dimensions du dé d'appuis :

Pour un déplacement ( $d_a$ ,  $d_b$ ) :

$$A = a + |d_a^+| + |d_a^-| + 50 \text{ mm} \begin{cases} d_a^+ : \text{Déplacement dans un sens.} \\ d_a^- : \text{Déplacement dans le sens opposé.} \end{cases}$$

$$B = b + |d_b^+| + |d_b^-| + 50 \text{ mm} \begin{cases} d_b^+ : \text{Déplacement dans un sens.} \\ d_b^- : \text{Déplacement dans le sens opposé.} \end{cases}$$

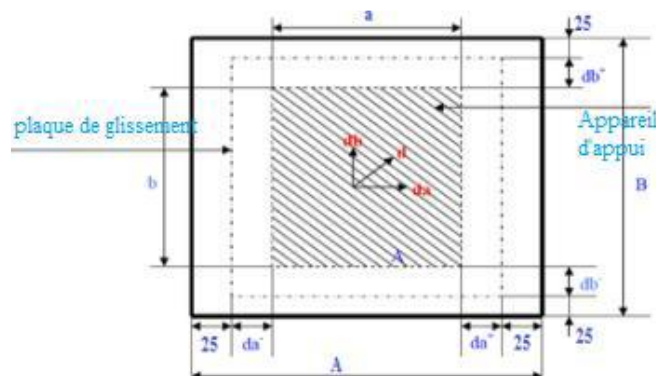


Figure-XIII-6 : Dimensions en plan du dé d'appui.

Pour un déplacement de 10cm dans les deux sens on a :

$$A = 300 + 100 + 50 = 450 \text{ mm}$$

$$B = 300 + 100 + 50 = 450 \text{ mm}$$

$$E \geq \frac{2ab}{2(a+b)} \longrightarrow E = 150 \text{ mm.}$$

### XIII.4.2. Ferrailage du dé d'appui :

#### a. Armatures de chaînage :

Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante.

$$R = 0.25 N_{\max} \longrightarrow A_{sc} = \frac{0.25 N_{\max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e = 266.66 \text{ MPa}$$

$$A_{sc} = 8.91 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA16}$$

#### b. Armatures de profondeur :

Leur rôle est d'éviter la propagation des fissures, elles reprennent un effort

$$R = 0.125 N_{\max} \longrightarrow A_{sp} = \frac{0.125 N_{\max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A_{sp} = 4.45 \text{ cm}^2, \text{ soit } 3\text{HA16}$$

#### c. Armatures de diffusion :

##### ✓ Ferrailage de surface

$$\text{Ces armatures reprennent } R = 4\% N_{\max} \longrightarrow A_{fs} = \frac{0.04 N_{\max}}{\bar{\sigma}_s}$$

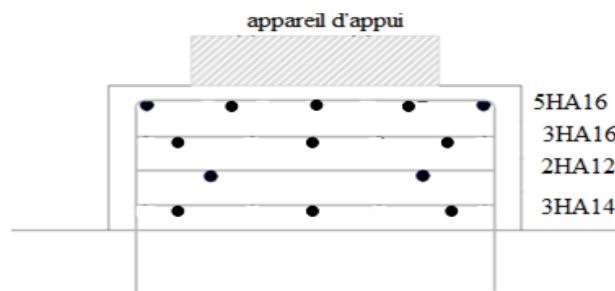
$$A_{fs} = 1.42 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2\text{HA12}$$

##### ✓ Ferrailage inférieur :

Ces armatures sont disposées sur une profondeur  $Z$  tq :  $\frac{b_0}{3} \leq Z \leq b_0$

$$R = 0.1 N_{\max} \longrightarrow A_{fs} = \frac{0.1 N_{\max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A_{fs} = 3.56 \text{ cm}^2, \text{ soit } 3\text{HA14}$$



**Figure-XIII-7 : Ferrailage du dé d'appui.**

### XIII.5. Joints de chaussée :

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre, c'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se ferme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations de la température, rotations de l'extrémité de la poutre, le fluage et le retrait.

Le joint est dimensionné classiquement pour les effets usuels (température, retrait, fluage, vent, freinage) comme si le pont était en zone sismique.

#### XIII.5.1. Choix du type de joint :

Le choix du type de joint de 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.

#### XIII.5.2. Calcul du souffle du joint :

Ils se calculent selon deux conditions :

- Le déplacement dû à la variation linéaire (retrait, fluage et température) et au freinage doit être inférieure à  $W$ .
- Le déplacement dû à la variation linéaire et au séisme doit être inférieur à  $1.3W$ .

$$\Delta h \text{ max} = \frac{2}{3} (\Delta \text{rot} + \Delta \text{rt} + \Delta \text{fl} + \text{ht}) = 20 \text{ mm}$$

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur  $\Delta l$  des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait de fluage.

##### XIII.5.2.1. Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal,  $\Delta l = h \times \text{tg}\alpha$ .

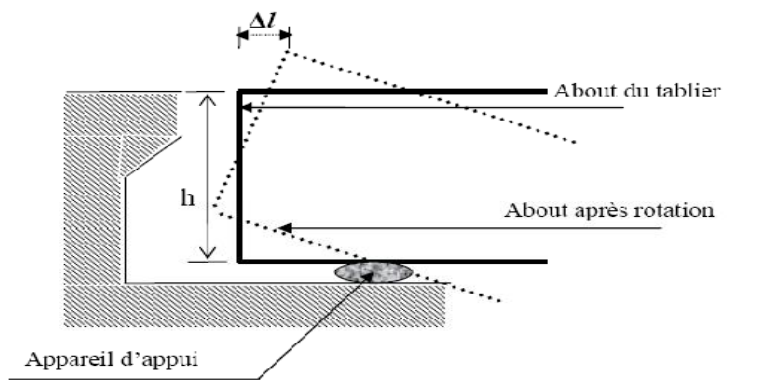


Figure-XIII-8: Rotation d'extrémité du tablier sous chargement

**XIII.5.2.2. Dilatation thermique :**

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4}$$

Avec :

l : Moitié de la longueur du tablier.

$$l : 30\text{m} \longrightarrow \Delta l = 0.9\text{cm}$$

**XIII.5.2.3. Retrait :**

Pour notre zone d'étude la température est considérable :

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4} \longrightarrow \Delta l = 1.155\text{cm}$$

**XIII.5.2.4. Fluage:**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta l}{l} = K_{ft} \times 10^{-4}$$

Avec:

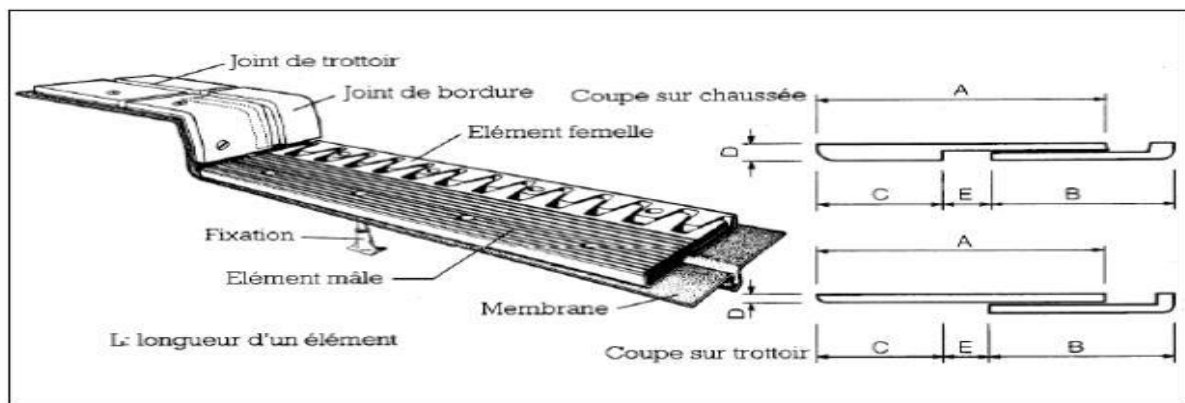
$K_{ft}$  = Coefficient du fluage à  $t = 0$  (au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$ ) il vaut 2 à 3.

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4} \longrightarrow \Delta l = 0.9\text{cm}$$

**XIII.6. Conclusion:**

Suivant  $\Delta l$  et la rotation de  $\alpha$  la rotation d'extrémité, on choisit le joint de FT150 (Freyssinet). Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 20 à 170 mm ( $\pm 10$  mm)

Ce joint peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0.03 rad



*Figure-XIII-9 : joint de chaussée type FT150 (Freyssinet).*

# Chapitre XIV

Etude sismique

### Introduction

Parmi les exigences que la conception d'un ouvrage d'art doit satisfaire, on trouve la résistance à l'effet du séisme. La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité.

Dans ce présent chapitre on va s'intéresser au calcul des effets sismiques sur notre ouvrage en se basant sur le Document Technique Réglementaire **RPOA 2008** (règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art).

### XIV.1. Calcul de la masse de la structure (M)

Pour notre pont, on a un tablier qui repose sur des appareilles 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.

$$M = M_{\text{tablier}} + 20\%P_{\text{exploitation}}$$

- $M_{\text{tablier}} = 815.304 \text{ t}$  (Déjà calculé).
  - $P_{\text{exploitation}} = A(l) + S_{\text{trottoir}} = (5.51 + 0.195) * 90 \Rightarrow P_{\text{exp}} = 513.45 \text{ t}$ .
- $M = 815.304 + 0.2 * 513.45 \Rightarrow M = 917.994 \text{ t}$

### XIV.2. Analyse de la structure

#### XIV.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage et du site d'implantation

- **Zone sismique** : Zone IIa (zone de moyenne sismicité) ;
- **Classe de pont** : l'ouvrage est classé en groupe 1 (pont stratégique) ;
- **Coefficient d'accélération de zone** ;  $A = 0.25$  ;
- **Catégorie du sol** : le sol est classé en catégorie S3 (site meuble).

#### Méthode d'analyse

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)
- $M = 917.994 \text{ t}$
  - $70\%M_{st} = (M_{\text{tablier}} + M_{\text{piles}}) * 0.7 = (815.304 + 452.39) * 0.7 = 887.38 \text{ t}$   
 $\Rightarrow M > 70\%M_{st} \rightarrow$  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 calcule par la méthode monomodale.

### XIV.3.Détermination des actions sismiques

Le tablier est considéré comme infiniment rigide dans le plan horizontal (longitudinal). Notre modèle se résume à une masse reliée par un ressort, sa masse est celle du tablier plus 20% des charges routières et sa raideur est la somme des raideurs des appareils d'appuis, des piles et des fondations.

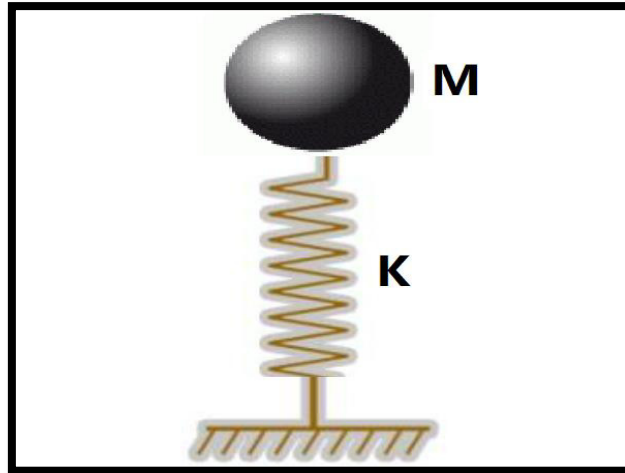


Figure-XIV-1 : Model mécanique de la structure

### XIV.4.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

#### XIV.4.1.Calcul de la raideur de la structure

$$K = n_{pile} \times K_{appui} \quad \text{Avec : } n_{pile} = 3 \text{ (nombre de pile)}$$

$$K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareil}} + \frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{fondation}}}$$

✚ Remarque :

- Les culés sont infiniment rigides  $\left(\frac{1}{K_{culé}} = 0\right)$
- On néglige la raideur des fondations (appareils d'appuis souples).

• Raideur d'une pile

$$K_{pile} = n * \frac{3EI}{l^3}$$

Avec :

$E$  : Module de déformation longitudinale du béton = **36000 MPa**

$n$  : Nombre de futs de la pile = **3**

$l$  : Hauteur de la pile = **10 m**

$I$  : Moment d'inertie de la section de la pile dans le sens longitudinal = **0.31 m<sup>4</sup>**

$$\rightarrow K_{pile} = 3 * \frac{3*36000*0.31}{10^3} = 1004.4 \text{ MN/m}$$

a) Raideur des appareils d'appuis

$$K_{appareil} = n * \frac{G * a * b}{e}$$

$G$  : Module de cisaillement de l'appareil = **1.2 Mpa**

$a, b$  : Les dimensions en plan de l'appareil = **300 \* 400 mm<sup>2</sup>**

$e$  : L'épaisseur totale du caoutchouc de l'appareil = **60 mm**

$n$  : Nombre d'appareil d'appuis pour élément porteur = **18**

$$\rightarrow K_{appareil} = 18 * \frac{1.2*0.3*0.4}{0.060} = 43,2 \text{ MN/m}$$

b) Raideur total par appui

$$K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{43.2} + \frac{1}{1004.4}} = 41.42 \text{ MN/m}$$

c) la raideur totale de la structure

$$\rightarrow K = 2 * 41.42 = 82.84 \text{ MN/m}$$

✚ Donc la période fondamentale de l'ouvrage est de :

$$T = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{917.994 * 10^3}{82.84 * 10^6}} \quad \Leftrightarrow \quad T = 0.66 \text{ s}$$

## XIV.5. Spectre de réponse élastique

• 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 ( $\xi$ ) de l'ouvrage par l'équation (3.1) du RPOA

$$Sae^h(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$g$  : accélération de la pesanteur ( $=9.81m/s^2$ )

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ( $T_1=0.2 s ; T_2=0.5 s$ )

$S$  : coefficient de site ( $S = 1.2$ )

$A$  : coefficient d'accélération de zone ( $A = 0.25$ )

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortisseur  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$

$\xi$  : taux d'amortissement ( $\xi=5\%$  ouvrages avec des piles en béton armé).

La période du système se situe entre 0.5s et 3s  $\Rightarrow T_2=0.5 s < T = 0.66s < 3 s$

Donc on utilise la 3<sup>ème</sup> formule de l'équation (3.1) du RPOA.

- $Sae^h(T, \xi) = 2.5 * 1 * 0.25 * 9.81 * 1.2 \left( \frac{0.5}{0.66} \right) \Rightarrow Sae^h(T, \xi) = 5.57 (m/s^2)$

- **Composante verticale**

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période ( $T$ ) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage par l'équation (3.2) du RPOA

$$Sae^V(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta \left( \frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$\alpha$  : 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  $T_1$  et  $T_2$  pour le site S3 sont :  $T_1=0.2 s, T_2=0.4s$

La période fondamentale du système se situe entre  $T_2$  et 3s  $\Rightarrow T_2=0.4 s < T = 0.98 s < 3 s$

Donc on utilise la 3<sup>ème</sup> formule de l'équation 3.2 du RPOA

- $Sae^V(T, \xi) = 2.5 * 0.7 * 0.25 * 9.81 * 1 \left( \frac{0.4}{0.66} \right) \Rightarrow Sae^V(T, \xi) = 2.60 (m/s^2)$

### XIV.6 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:  $T_2=0.5 \text{ s} < T=0.66 \text{ s} < 3.0 \text{ s}$

Donc on utilise la 2<sup>ème</sup> formule de l'équation (3.3) du RPOA.

$$Sad(T, \xi) = 2.5 * 1 * 0.25 * 9.81 * 1.2 \left(\frac{0.5}{0.66}\right)^{2/3} \Rightarrow Sad(T, \xi) = 6.11 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

### XIV.7 Effet sismique dans le sens longitudinal

#### XIV.7.1 Calcul élastique (q=1)

##### a) Effort longitudinal global

La force horizontale statique équivalente F est donnée par l'expression :

$$F_{longitudinal} = M * Sae^h(T)$$

Avec : **M** : la masse effective totale de la structure.

**Sae<sup>h</sup>(T)** : L'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale (T).

$$\bullet F_{longitudinal} = 917.994 * 5.57 \Rightarrow F_{longitudinal} = 5113.23 \text{ KN}$$

##### • Répartition des efforts longitudinaux

La redistribution par élément porteur se fait au prorata des raideurs

$$F_{longitudinal}^i = \frac{K_i}{K} F_{longitudinal}$$

Sur pile :

$$F_{longitudinal}^{pile} = \frac{41.42 * 10^6}{82.84 * 10^6} * 5113.23 \Rightarrow F_{longitudinal}^{pile} = 2556.62 \text{ KN}$$

##### b) Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4\pi^2} * Sae^h(T)$$

$$\bullet d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{0.66^2}{4\pi^2} * 5.57 \Rightarrow d_{longitudinal}^{tablier} = 0.062 \text{ m}$$

##### c) Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{longitudinal}^{pile} = \frac{F_{longitudinal}^{pile}}{K_{appui}}$$

$$d_{longitudinal}^{pile} = \frac{2556.62 * 10^3}{41,42 * 10^6} \Rightarrow d_{longitudinal}^{pile} = 0,062 \text{ m}$$

**XIV.7.2 Calcul inélastique (dimensionnement  $q > 1$ )**

**a) Effort longitudinal global**

$$F_{longitudinal} = M * Sad(T)$$

•  $F_{longitudinal} = 917.994 * 6.11 \Rightarrow F_{longitudinal} = 5608.94 \text{ KN}$

**b) Effort par élément porteur (pile)**

$$F_{longitudinal}^{pile} = \frac{K_{appui}}{K} F_{longitudinal}$$

•  $F_{longitudinal}^{pile} = \frac{41,42 * 10^6}{82,84 * 10^6} * 5608.94 \Rightarrow F_{longitudinal}^{pile} = 2804.47 \text{ KN}$

**c) Déplacement du tablier par rapport au sol**

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4\pi^2} * Sad(T)$$

•  $d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{0,66^2}{4\pi^2} * 6.11 \Rightarrow d_{longitudinal}^{tablier} = 0.067 \text{ m}$  ( $q > 1$  dimensionnement)

$$(d^{pile1} = d^{pile2} = d^{pile3})$$

**d) Déplacement de la tête de pile par rapport au sol**

$$d_{longitudinal}^{pile} = \frac{F_{longitudinal}^{pile}}{K_{appui}}$$

•  $d_{longitudinal}^{pile} = \frac{2804.47 * 10^3}{41,42 * 10^6} \Rightarrow d_{longitudinal}^{pile} = 0.068 \text{ m}$  ( $q > 1$  dimensionnement)

**XIV.8.Effet sismique dans le sens transversal**

Dans le sens transversal, le tablier peut être supposé comme étant flexible car :

$$\frac{L}{B} = \frac{90}{13,80} = 6.52 > 5 \quad \text{Avec} \quad L : \text{longueur du tablier}$$

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  $i^{\text{ème}}$  point nodal
- $u_i$  : Le déplacement dans la direction étudié, lorsque la structure est soumise aux forces  $f_i = m_i g$  agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

• **Calcul des  $m_i$  et  $u_i$**

La masse du tablier par mètre linéaire = 27.18 t/ml

La masse d'une pile = 206.412t

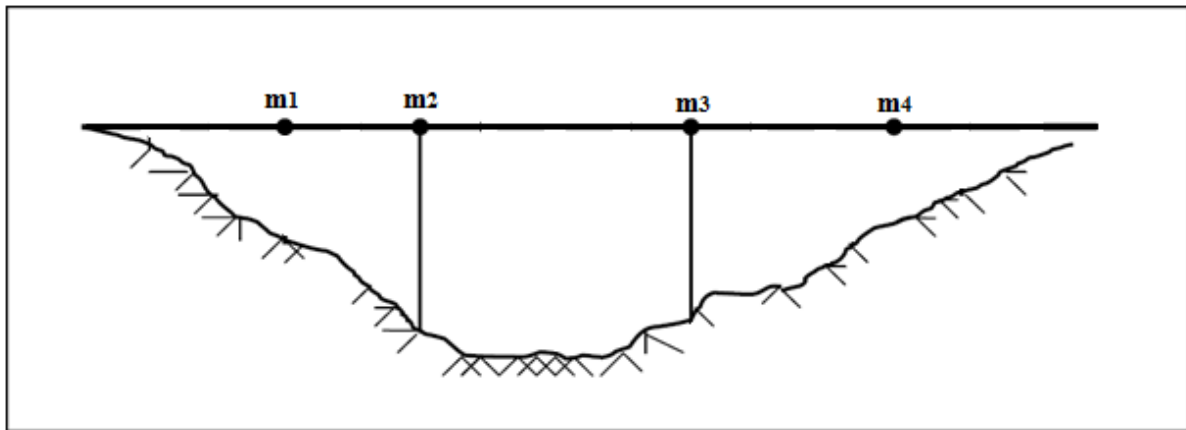


Figure-XIV-2 : Discrétisation de la structure

- $m_1 = 27.18 \times 12.55 = 341.109 \text{ t}$
- $m_2 = (27.18 \times 30) + \frac{1}{2}(195.11) = 912.96 \text{ t}$
- $m_3 = (27.18 \times 30) + \frac{1}{2}(257.28) = 944.04 \text{ t}$
- $m_4 = 27.18 \times 12.65 = 343.83 \text{ t}$
- $u_i$  : est le déplacement absolu horizontale, il est donné dans le tableau 3.5 du RPOA:  
 $\Rightarrow u_i = 0.07 \text{ m}$  (pour un site S3).

On n'a pas de discontinuité mécanique (même site)

Donc :  $u_1 = u_2 = u_3 = u_4 = 0.07 \text{ m}$

Tableau-XIV-1 : Valeur de calcul de la période

point nodal	$m_i$ (kg)	$u_i$ (m)	$F_i = m_i \cdot g$ (N)	$m_i \cdot u_i^2$	$F_i \cdot u_i$
$m_1$	$341.109 \times 10^3$	0.7	3346279.29	1671.43	234239.55
$m_2$	$912.96 \times 10^3$	0.7	8956137.60	4473.50	626929.63
$m_3$	$944.04 \times 10^3$	0.7	9261032.40	4625.80	648272.27
$m_4$	$343.83 \times 10^3$	0.7	3372972.30	1684.77	236108.06
$\Sigma$	/	/	/	A=12455.50	B=1745549.51

$$\Rightarrow T = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma m_i (u_i)^2}{\Sigma F_i u_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{A}{B}}$$

$$\Rightarrow T = 2\pi \sqrt{\frac{12455.50}{1745549.51}} \Rightarrow T = 0.53 \text{ s}$$

**XIV.8.1. 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 :

$$F_{yi} = \frac{4\pi^2}{T^2} * \frac{Sae^h(T, \xi)}{g} u_i m_i$$

$$\rightarrow F_{yi} = \frac{4*3.14^2}{0.53^2} * \frac{5.57}{9.81} u_i m_i \quad \Leftrightarrow \quad F_{yi} = 79.72 * u_i m_i$$

- Pour le point 1:  $F_{y1} = 79.72 * 0.07 * 341.109 \Leftrightarrow F_{y1} = 1903.52KN$
- Pour le point 2:  $F_{y2} = 79.72 * 0.07 * 912.96 \Leftrightarrow F_{y2} = 5094.68KN$
- Pour le point 3:  $F_{y3} = 79.72 * 0.07 * 944.04 \Leftrightarrow F_{y3} = 5268.12KN$
- Pour le point 4:  $F_{y4} = 79.72 * 0.07 * 343.83 \Leftrightarrow F_{y4} = 1918.71 KN$

✚ Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 Sae^h(T, \xi) \quad \text{Avec : } M = \sum m_i$$

$$M = (341.109 + 912.96 + 944.04 + 343.83) * 10^3 \quad \Leftrightarrow \quad M = 2541.94 * 10^3 Kg$$

Le déplacement pour chaque point nodal est le même car  $u_i$  ne change pas pour tous les points.

$$\text{Donc : } d_r = \frac{0.07}{0.07(2541.94)} 2541.94 \left( \frac{0.53}{2*3.14} \right)^2 5.57$$

$$\rightarrow d_r = 0.040 m$$

**b) Calcul inélastique (dimensionnement q > 1)**

L'effort pour chaque point nodal est déterminé par l'expression :

$$F_{yi}^d = \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 * \frac{Sad^h(T, \xi)}{g} u_i m_i$$

( $u_i$ : est le même (pas de discontinuité mécanique),

$$\text{Donc : } F_{yi}^d = \left( \frac{2*3.14}{0.53} \right)^2 * \frac{6.11}{9.81} * 0.07 * m_i \quad \Leftrightarrow \quad F_{yi}^d = 6.12 * m_i$$

- Pour le point 1:  $F_{y1}^d = 6.12 * 341.109 \Leftrightarrow F_{y1}^d = 2087.59KN$
- Pour le point 2:  $F_{y2}^d = 6.12 * 912.96 \Leftrightarrow F_{y2}^d = 5587.32KN$
- Pour le point 3:  $F_{y3}^d = 6.12 * 944.04 \Leftrightarrow F_{y3}^d = 5777.52KN$
- Pour le point 4:  $F_{y4}^d = 6.12 * 343.83 \Leftrightarrow F_{y4}^d = 2104.24KN$

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 S_{adh}(T, \xi)$$

$$\Rightarrow d_r = \frac{0.07}{0.07(2541.94)} 2541.94 \left( \frac{0.53}{2*3.14} \right)^2 6.11 \quad \longrightarrow \quad d_r = 0.044m$$

## XIV.9. Effet sismique dans le sens vertical

### XIV.9.1. 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.

$$T^{vertical} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i (v_i)^2}{\sum f_i v_i}}$$

$v_i$  : est le déplacement absolu vertical, il est donné dans le tableau 3.5 du RPOA:

$$\Rightarrow v_i = 0.06 m \quad (\text{pour un site S3}).$$

$$\triangleright T^{vertical} = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{(2541.94)*10^3*0.06^2}{(24936.42)*10^3*0.06}}$$

$$\longrightarrow T^{vertical} = 0.491 s$$

### XIV.9.2. Calcul des forces correspondantes pour chaque point nodal

L'effort pour chaque point nodal est déterminé par l'expression :

$$F_{zi} = \left( \frac{2\pi}{T^v} \right)^2 * \frac{S_{ae^V}(T, \xi)}{g} v_i m_i$$

Pas de discontinuité mécanique  $v_i = 0.06$  pour chaque point nodal

$$\longrightarrow F_{zi} = \left( \frac{2*3.14}{0.491} \right)^2 * \frac{2.60}{9.81} * 0.06 * m_i \quad \Rightarrow \quad F_{zi} = 2.60 * m_i$$

$$\triangleright \text{Pour le point 1: } F_{z1} = 2.60 * 341.109 \Rightarrow F_{z1} = 886.88KN$$

$$\triangleright \text{Pour le point 2: } F_{z2} = 2.60 * 912.96 \Rightarrow F_{z2} = 2373.70KN$$

$$\triangleright \text{Pour le point 3: } F_{z3} = 2.60 * 944.04 \Rightarrow F_{z3} = 2451.50KN$$

$$\triangleright \text{Pour le point 4: } F_{z4} = 2.60 * 343.83 \Rightarrow F_{z4} = 893.96KN$$

### XIV.9.3. Calcul du déplacement vertical :

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r^z = \frac{v_r}{\sum m_i v_i} M \left( \frac{T^v}{2\pi} \right)^2 Sae^V(T, \xi)$$

$$M = \sum m_i = 2541.94 * 10^3 \text{ Kg}$$

Le déplacement pour chaque point nodal est le même car  $v_i$  ne change pas pour tous les points

$$\text{Donc : } d_r^z = \frac{0.06}{0.06(2541.94)} 2541.94 \left( \frac{0.491}{2*3.14} \right)^2 2.60 \Leftrightarrow d_r^z = 0.016 \text{ m}$$

### XIV.10. Récapitulatif des résultats

#### Les accélérations

- Composante horizontale : →  $Sae^h(T, \xi) = 5.57 \text{ (m/s}^2\text{)}$
- Composante verticale : →  $Sae^V(T, \xi) = 2.60 \text{ (m/s}^2\text{)}$
- Spectre de dimensionnement : →  $Sad(T, \xi) = 6.11 \text{ (m/s}^2\text{)}$

#### Les périodes

- Période du système dans le sens longitudinal :  $T^{longitudinal} = 0.66 \text{ s}$
- Période du système dans le sens transversale :  $T^{transversal} = 0.53 \text{ s}$
- Période du système dans le sens vertical :  $T^{vertical} = 0.491 \text{ s}$

#### Les déplacements

- Le déplacement de la tête de pile selon la direction longitudinale :  $d^x = 62 \text{ mm}$
- Le déplacement pour chaque point nodal dans la direction transversale :  $d_r^y = 40 \text{ mm}$
- Le déplacement pour chaque point nodal selon la direction vertical :  $d_r^z = 16 \text{ mm}$

### XIV.11. Combinaisons 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 :

$$\begin{aligned} E &= E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z \\ E &= E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z \\ E &= E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y \end{aligned} \quad (\text{RPOA (4.15)})$$

Où :

$E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

**XIV.11.1 Calcul en déplacements :**

Soit  $E = d$  ;

Donc :

$$\begin{aligned} E_x &= dx = 62 \text{ mm} \\ E_y &= dy = 40 \text{ mm} \\ E_z &= dz = 16 \text{ mm} \end{aligned}$$

➤  $E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$  nous donne :

$$\begin{cases} E = 62 + 0.3 * 40 + 0.3 * 16 \rightarrow E = 78.8 \text{ mm} \\ E = 62 - 0.3 * 40 - 0.3 * 16 \rightarrow E = 45.2 \text{ mm} \\ E = 62 + 0.3 * 40 - 0.3 * 16 \rightarrow E = 69.2 \text{ mm} \\ E = 62 - 0.3 * 40 + 0.3 * 16 \rightarrow E = 54.8 \text{ mm} \end{cases}$$

➤  $E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$  nous donne :

$$\begin{cases} E = 40 + 0.3 * 62 + 0.3 * 16 \rightarrow E = 63.4 \text{ mm} \\ E = 40 - 0.3 * 62 - 0.3 * 16 \rightarrow E = 16.6 \text{ mm} \\ E = 40 + 0.3 * 62 - 0.3 * 16 \rightarrow E = 53.8 \text{ mm} \\ E = 40 - 0.3 * 62 + 0.3 * 16 \rightarrow E = 26.2 \text{ mm} \end{cases}$$

➤  $E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$  nous donne :

$$\begin{cases} E = 16 + 0.3 * 62 + 0.3 * 40 \rightarrow E = 46.6 \text{ mm} \\ E = 16 - 0.3 * 62 - 0.3 * 40 \rightarrow E = -14.6 \text{ mm} \\ E = 16 + 0.3 * 62 - 0.3 * 40 \rightarrow E = 22.6 \text{ mm} \\ E = 16 - 0.3 * 62 + 0.3 * 40 \rightarrow E = 9.4 \text{ mm} \end{cases}$$

✚ La combinaison la plus défavorable est :

$$E = E_x + 0.3 E_y + 0.3 E_z \quad \Leftrightarrow E_{max} = 62 + 0.3 * 40 + 0.3 * 16$$

✚ Donc le déplacement le plus défavorable est :

$$\Leftrightarrow E_{max} = 78.8 \text{ mm}$$

**Conclusion :**

La procédure à suivre pour évaluer l'effort sismique dans l'ouvrage paraît simple, mais en réalité un calcul très lourd et inévitable doit être effectué pour évaluer l'action maximale probable qui peut solliciter l'ouvrage.

Les résultats trouvés dans ce chapitre sont utilisés dans le dimensionnement du joint de chaussé et aussi dans le ferrailage de la structure

# Chapitre XV

Etude de la pile

### Introduction.

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les charges au sol.

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissant sur la pile.

Nous avons opté à la solution d'une pile portée qui se compose :

- D'un chevêtre sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis.
- De trois Fûts circulaires.

### XV.1- Pré dimensionnement de la pile :

#### a. Chevêtre :

- Longueur :  $L = 13.80$  m
- Largeur :  $l = 2.5$  m
- Hauteur :  $H = 2.00$  m

#### b. Fûts :

- Diamètre :  $\phi = 1.20$ m
- Hauteur : variable d'une pile à une autre  $8 \leq H \leq 10$ m

#### c. Semelle :

- Longueur : 13.80m ;
- Largeur : 6.2m ;
- Epaisseur : 2.25m
- Béton de propreté : 0,10m.

### XV-1-1-Etude du chevêtre :

Le chevêtre est un élément en béton armé sur lequel repose le tablier, il transmet aux futs des efforts provenant de la superstructure. Il est soumis à son poids propre, au poids du tablier et aux surcharges d'exploitation, d'où il sera soumis à la flexion simple.

### XV-1-1-1-Evaluation des charges et surcharges :

#### a) Poids propre du tablier :

$$P_t = 27.18 \text{ t/ml}$$

#### b) Poids propre du chevêtre :

$$P_c = \rho_b \cdot V = 2.5 \times 13.8 \times 2.5 \times 2 = 172.5 \text{ t}$$

$$P_c = 12.50 \text{ t/ml}$$

#### C) Efforts transmis par la surcharge D240 :

$$q_{d240} = 12.9 \text{ t/ml}$$

$$P_{d240/poutre} = \frac{R_{D240}}{n} \times 4K_{\alpha max}$$

$$R_{D240} = \frac{(1 + 0.723)}{2} \times 8.9 \times 12.9 \times 2 = 197.82 \text{ t}$$

$$P_{d240/poutre} = \frac{197.82}{9} \times 1.34 = 29.45 \text{ t/poutre}$$

## Chapitre XV : Etude de la pile

Le calcul des sollicitations aux états limites est donné dans le tableau suivant :

**Tableau-XV-1 : Valeurs des charges et surcharges aux états limites**

Poids du tablier : $P_g$ (MN)		0.2718
Poids du chevêtre : $P_c$ (MN/ml)		0.1250
Poids de surcharges : $P_{d240}$ (MN)		0.2945
ELU	$G_u = 1.35P_c$	0.1688
	$P_u = 1.35 (P_g + P_c)$	0.5357
ELS	$G_s = P_c$	0.1250
	$P_s = P_g + P_c$	0.3968

### XV.1.1.2. Calcul des sollicitations :

Il faut vérifier dans un premier lieu si on peut appliquer la R.D.M ; en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\frac{1}{30} < \frac{h}{l} < \frac{1}{5}$$

Avec :

H: hauteur de chevêtre.

l: Entraxe des futs

$$0.033 < 0.33 < 0.2 \quad \text{(Condition non vérifié)}$$

Donc la R.D.M n'est pas applicable ; d'où le chevêtre sera assimilé à une poutre indéformable reposant sur des appuis élastiques. Pour la détermination des réactions d'appui on utilise la formule suivante :

$$R_i = \frac{PK_i}{\sum K_i} \left( 1 + \frac{\sum K_i}{\sum (K_i \cdot Y_i^2)} e_i \cdot Y_i \right)$$

Avec :

$R_i$  : La réaction d'appui ;

P: La résultante des charges ;

$Y_i$  : L'excentricité de  $R_i$  par rapport au barycentre

$e_i$ : L'excentricité de P par rapport au barycentre

$K_i$ : Caractéristique élastique de l'appui.

Le chargement est symétrique

Donc :  $e = 0 \text{ m} \rightarrow R_i = R/n$  (n : nombre fût=3).

$$R_u = \frac{P_u \cdot n_p}{n_f} + \frac{G_u \cdot L}{n_f}$$

$$R_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot n_p}{n_f} + \frac{G_{ser} \cdot L}{n_f}$$

## Chapitre XV : Etude de la pile

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau- XV-2 : Evaluation des efforts.**

	R (MN)	P (MN)	G (MN/ml)
E.L.U	2.33	0.5357	0.1688
E.L.S	1.77	0.3968	0.1250

L'étude de chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide de logiciel robot :

**Tableau-XV-3: efforts interne à l'E.L.U et l'E.L.S dans le chevêtre**

	E.L.U		E.L.S	
	Sur appuis	A mi- travée	Sur appuis	A mi- travée
M(t.m)	8.93	4.98	4.13	5.66
T(t)	7.86	4.42	5.75	2.88

### XV.1.1.3.Ferraillage du chevêtre à la flexion :

Pour h= 2.00m

d = 0.9h = 1.8 m

b<sub>0</sub> = 2.5m

Pour béton :

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa}$

Aciers : fe400

Fe = 400MPa

$\gamma_b = 1.5$

$\gamma_s = 1.15$

#### a) Armature Longitudinale :

Le ferraillage se fait à l'ELU selon les règles BAEL91

- Section d'armature supérieure :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.93}{2.5 \times 1.8^2 \times 17} = 0.065 < \mu_r = 0.33$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.065}}{0.8} = 0.084$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.8(1 - 0.4 \times 0.084) = 1.74$$

$$A_s = \frac{8.92}{z \cdot \sigma_s} \times 10^4 = 147.31 \text{ cm}^2$$

Soit : **12HA40 (150.84 cm<sup>2</sup>)**

- Section d'armature inférieure : avec la même procédure précédente :

$$A_i = 80.85 \text{ cm}^2$$

Soit : **17HA25 (83.47 cm<sup>2</sup>)**

- Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3f_e} ; 110(nf_{tj})^{1/2} \right) = \min (266.67 ; 215.56) = 215.56 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes sur appui :

$$\sigma_{bc} = 9.71 < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes à mi travée:

$$\sigma_{st} = 165.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 215.56 \text{ MPa}$$

} **Vérifié**

- b) Armature transversale :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

Avec :

$\tau_u$  : contrainte tangentielle dans le béton.

$V_u$  : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = 7.86 / (2.5 \times 1.8) = 1.75 < 3 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de  $S_t$  inférieur à 20 cm :

$$\frac{A_s}{s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \cdot K}{0.9f_e} \cdot \gamma_s \cdot b_0 \quad ; \quad K=1 \text{ Pas de reprise de bétonnage}$$

On trouve alors :  $A_{st} = 12.34 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_{st} = 14.07 \text{ cm}$

#### **XV.1.1.4. Etude et ferrailage du chevetre à la torsion :**

La torsion dans le chevetre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion. Les règles de « **B.A.E.L** » adoptent une épaisseur fictive de la paroi :

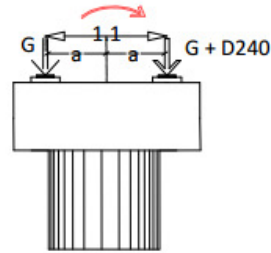
$$b_0 = D/6 = 0,2 \text{ m}$$

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D240.

### 1) Calcul du moment de torsion :

$$M_{tu} = 1.35 [(RG + RD) \cdot a - RG \cdot a]$$

$$M_{tu} = 1.35 \times 197.82 \times 0.55 = 1.469 \text{ MN.m}$$



### 2) Justification du béton :

Il faut vérifier que :

$$\tau u^2(Vu) + \tau u^2(Mt) < \bar{\tau u}^2$$

$\tau u(Vu) = 1.75 \text{ MPa}$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau u(Mt)$  : Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$$\tau u^2(Mt) = \frac{Mt}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

$$\Omega = \left(b - \frac{2D}{12}\right) \left(a - \frac{2D}{12}\right) = \left(2.5 - \frac{2 \times 1.2}{12}\right) \left(1.2 - \frac{2 \times 1.2}{12}\right) = 2.3 \text{ m}^2$$

$$\tau u(Mt) = \frac{1.469}{2 \times 2.3 \times 0.2} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$\tau u^2(Vu) + \tau u^2(Mt) = 1.75^2 + 1.6^2 = 5.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau u}^2 = 9 \text{ MPa}$$

$$5.62 \text{ MPa} < 9 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

### 3) Calcul des armatures de torsion :

Armatures longitudinal :

$$At \geq \frac{Mt \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$U$ : Perimetre de l'aire  $\Omega$ .

$$U = 2 \times \left(h - \frac{2D}{12}\right) + \left(b - \frac{2D}{12}\right) = 2 \times \left(1.2 - \frac{2 \times 1.2}{12}\right) + \left(2.5 - \frac{2 \times 1.2}{12}\right) = 3.30 \text{ m}$$

$$At \geq \frac{1.469 \times 2.5}{2 \times 2.3 \times \frac{400}{1.15}} = 22.95 \text{ cm}^2$$

Soit **8HA20 (25.13 cm<sup>2</sup>)**

Armatures transversal:

$$At2 \geq \frac{Mt}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = 1.38 \text{ cm}^2$$

On prend  $S=15 \text{ cm}$

$$At = At1 + At2 = 14.07 + 1.38 = 15.45 \text{ cm}^2$$

On prend: 1 cadres HA12, 1 épingle HA12 et 2 étriers HA12 (15.83cm<sup>2</sup>)

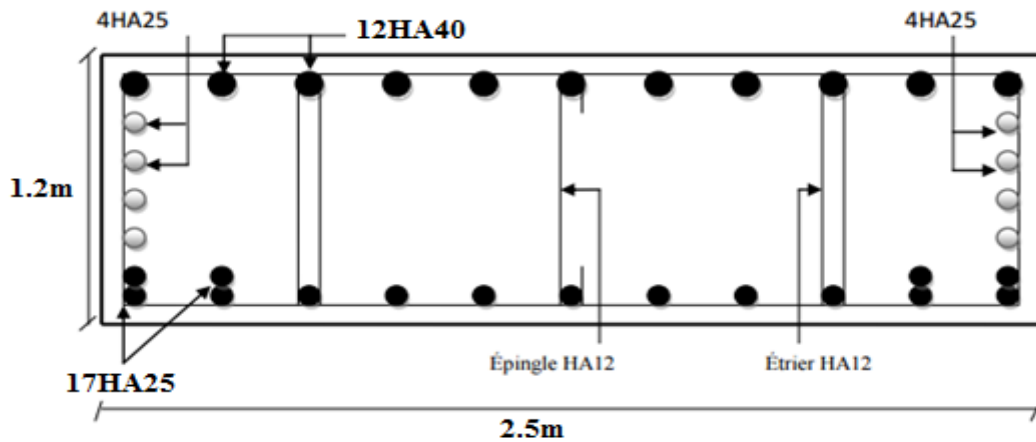


Figure- XV-1 : Ferrailage du chevêtre

### XV.1.2. Etude du fût :

Les fûts sont sollicités en flexion composée.

#### XV.1.2.1. Evaluation des efforts :

a) Efforts verticaux :

- Charges permanentes :

Poids propre du tablier :

$$Nt = \frac{815.304}{3} = 271.77t$$

Poids propre du chevêtre :

$$Nch = \frac{172.5}{3} = 57.5t$$

Poids propre du fût :

$$Nf = 2.5 \left( \frac{\pi \times 1.2^2}{4} \times 10 \right) = 28.26t$$

- Surcharge :

-Bc+qtrott :

$$Nbc = (Tmax^{Bc} + Tmax^{tr})/3 = (136.89+2.926)/3 = 46.61t$$

-A(l) +qtrott (1voie) :

$$NA = (Tmax^{A(l)} + Tmax^{tr})/3 = (51.366+2.926)/3 = 18.10t$$

A(l) +qtrott (2voie) :

$$NA = (Tmax^{A(l)} + Tmax^{tr})/3 = (102.732+2.926)/3 = 35.22t$$

## Chapitre XV : Etude de la pile

A(l) +qtrott (3voie) :

$$NA = (T_{\max}^{A(l)} + T_{\max}^{tr}) / 3 = (154.098 + 2.926) / 3 = 52.34t$$

D240 (Une travée chargée) :

$$ND = 165.6 / 3 = 55.2t$$

- Effet du séisme vertical :

$$N_s = \xi_v \cdot NG = \xi_v (N_t + N_c + N_f)$$

$$N_s = \pm 0,07 (271.77 + 57.5 + 28.26) = \pm 25.03 \text{ MN}$$

b) Les efforts horizontaux :

- Surcharge :

-Freinage dû au système Bc :

$$H_{BC} = \frac{30 \times 1.5}{3} = 22.5 \text{ t}$$

-Freinage dû à A(L) :

$$H_A = 16.614t \text{ 3 travée chargée.}$$

$$H_A = 11.276 \text{ t 2 travée chargée.}$$

$$H_A = 5.638t \text{ 1 travée chargée.}$$

- Effet du séisme horizontal :

$$H_{s_{\text{tab}}} = 0,1 \times 271.77 = 27.18 \text{ t}$$

$$H_{s_{\text{fût}}} = 0,1 \times 57.5 = 5.75t$$

$$H_{s_{\text{chev}}} = 0,1 \times 28.26 = 2.826 \text{ t}$$

**Tableau- XV-4 : Combinaison des efforts**

	Condition normal	Condition sismique
ELU	1,35G+KQ+0.8T°	G+Séisme+0.5T
ELS	G+KQ+0.6T	/

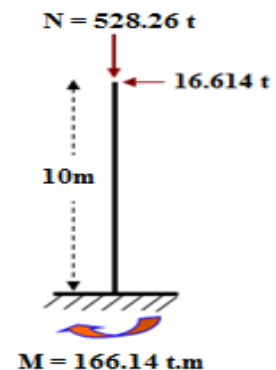
$$\left. \begin{array}{l} K=1.35 \text{ (pour D240)} \\ K=1.6 \text{ (pour les autres charges)} \end{array} \right\} \text{ELU}$$

$$\left. \begin{array}{l} K=1 \text{ (pour D240)} \\ K=1.2 \text{ (autre charge)} \end{array} \right\} \text{ELS}$$

Dans le cas le plus défavorable :

$$N = 1.35 \times 329.27 + 1.6 \times 52.34 = 528.26t$$

$$M = 16.614 \times 10 = 166.14t.m$$



**XV.1.2.2. Stabilité du fût au flambement :**

On doit vérifier que :  $\lambda < \bar{\lambda}$

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

$$l_f = 0.707l_0 = 0.707 \times 10 = 7.07\text{m}$$

$$i = \frac{\phi}{4} = \frac{1.2}{4} = 0.3 \rightarrow \lambda = 23.57$$

$$\bar{\lambda} = \max\left(50; \min\frac{67 \cdot e_0}{D} \cdot 100\right) = 50$$

$$\lambda = 23.57 < \bar{\lambda} = 50 \text{ (Condition vérifié)}$$

**XV.1.2.3. Calcul d'une section circulaire en flexion composée :**

D'après les abaques de René WALTHER donnant le ferrillage d'une section circulaire en flexion composée en calculant le couple (m, n) et l'on obtient la valeur de w :

$$n = \frac{N}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_w}$$

$$m = \frac{M}{\pi \cdot R^2 \cdot D \cdot \beta_w}$$

$$\beta_w = f_{c28} = 30\text{MPa}$$

$$n = \frac{5.2826}{\pi \cdot 0.6^2 \cdot 30} = 0.16$$

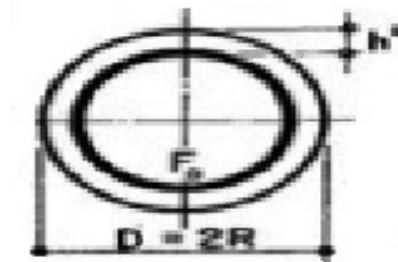
$$m = \frac{1.6614}{\pi \cdot 0.6^2 \cdot 1.2 \cdot 30} = 0.04$$

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.048}{1.2} = 0.04$$

$$d = 2R = 1.2$$

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de  $w = 0.26$

$$w = \frac{As}{\pi \cdot R^2} \times \frac{f_e}{f_{c28}}$$



**Figure-XV-2 :** Calcul des paramètres de Walther.

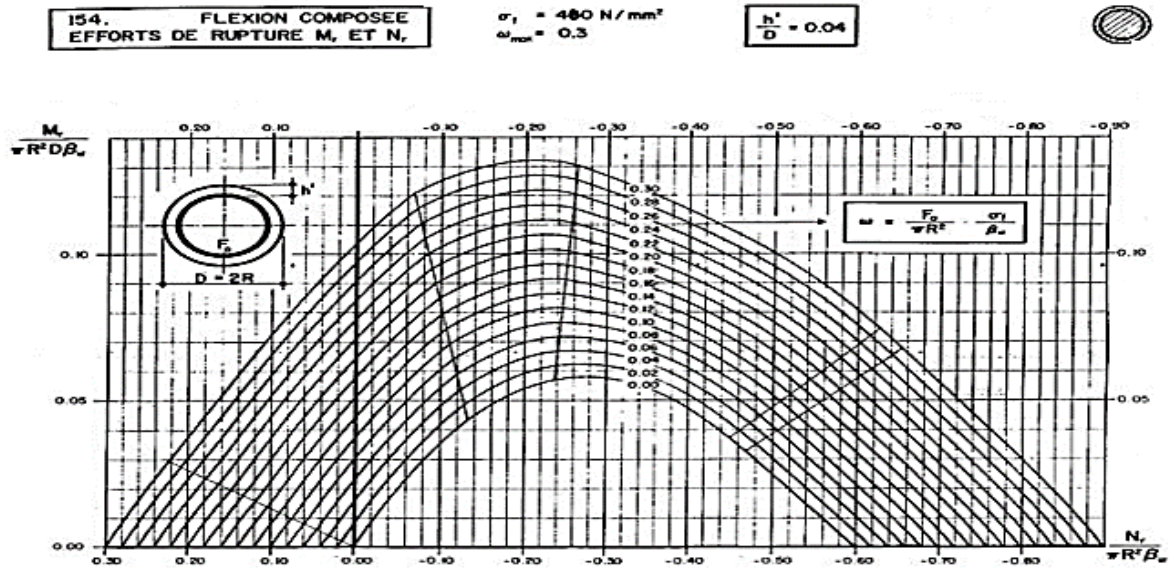


Figure-XV-3 : Abaque de Walther.

$$A_s = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot f_c \cdot 28 \cdot w}{f_e} = \frac{\pi \cdot 0.6^2 \cdot 30 \cdot 0.26}{400} = 220.43 \text{ cm}^2$$

Soit: **28HA32 (225.12cm<sup>2</sup>)**

**Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.5\% \sqrt{\frac{1}{\phi}} \cdot \pi \cdot R^2 = 51.60 \text{ cm}^2 < 225.12 \text{ cm}^2 \quad \text{la condition est vérifiée}$$

• **armateur transversal**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad \text{Donc : } \phi_t = \frac{32}{3} = 10.66 \text{ mm} \longrightarrow \phi_t = 12 \text{ mm}$$

$$St = \frac{2\pi r}{23} = 16.38 \text{ cm}$$

On prend des cercles  $\phi.12$ , avec un espacement de 15 cm.

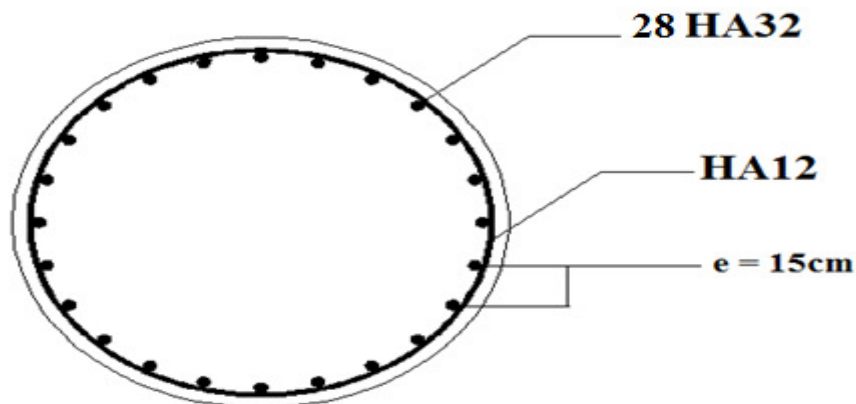


Figure-XV-4 : Ferrailage du fut

### XV.1.3. Etude de la semelle :

#### a) Caractéristique géométrique de la semelle :

Longueur :  $L = 13.80 \text{ m}$

Largeur :  $B = 6.2 \text{ m}$

Epaisseur  $e = 2.25 \text{ m}$

#### 1- Vérification des dimensions :

D'après le fascicule 62 titre II, il faut que :

- L'entraxe des pieux soit  $\geq 3\phi$

$$3.8 > 3 \times 1.2 = 3.6$$

$$h \geq \frac{3\phi}{2.5}$$

$$2.25 \geq \frac{3 \times 1.2}{2.5} = 1.44$$

Nous devons respecter l'encrage des armatures en laissant 15cm entre le nu des pieux d'extrémité et les parois de la semelle (vérifier)

#### 2-Evaluation des efforts agissant sur la semelle :

En plus des efforts calculés dans l'étude des fûts, on doit tenir compte du poids de la semelle et du poids des terres.

Poids propre du remblai :

$$Pr = pr \times hr (Ss - Sf) = [(1.8 \times 2) - (13.8 \times 6.2) - 3 \cdot (\pi \cdot 1.2^2)/4] = 85.35 \text{ t}$$

Poids propre de la semelle

$$Ps = 2.5 \times 6.2 \times 13.8 \times 2.25 = 481.275 \text{ t}$$

Avec la même méthode on trouve les différents efforts agissant à la base de la semelle

$$N = 2296.68 \text{ t}$$

$$M = 254.32 \text{ t.m}$$

#### b) Détermination de nombre des pieux :

On a des pieux allant de 12m de profondeur et d'une portance  $Q_N = 290 \text{ t}$  (donner par rapport géotechnique)

##### • Nombre de pieux

$$n = \frac{\text{effort normal maximal}}{\text{capacité portante d'un pieu}} = 7.92$$

On prend  $n = 8$  pieux

- **Effort revenant à chaque pieu :**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fût ramène un moment et un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}, \text{ avec les hypothèses suivantes :}$$

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

- **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{2296.68}{8} + \frac{254.32}{8 \times 1.9} = 303.82t$$

$$N_2 = \frac{2296.68}{8} - \frac{254.32}{8 \times 1.9} = 270.35t$$

- **Condition sismique**

$$N_1 = 355.62t$$

$$N_2 = 218.34t$$

- **Vérification de pieu :**

a) Poinçonnement :

$$R_{\max} = 281.55 < 290 \text{ t} \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Soulèvement :

$$R_{\min} > 0 \quad \text{condition vérifiée}$$

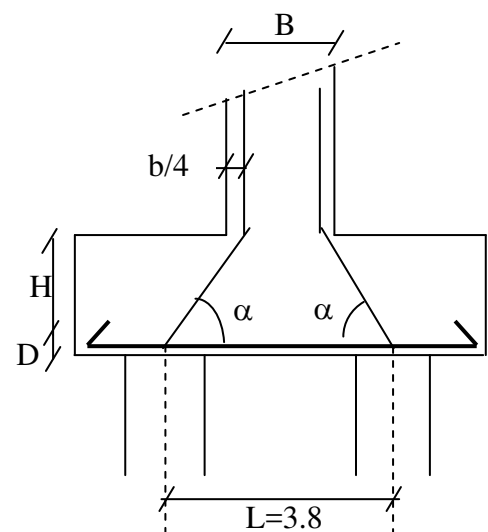
### XV.1.4. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

- **Armatures transversales inférieures**

La Condition de la méthode est: 
$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1.344 \Rightarrow \alpha = 52.34^\circ > 45^\circ \quad \rightarrow \text{Vérifie.}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,6m < 2.25 \text{ m.} \quad \rightarrow \text{Vérifie.}$$



**-Condition normale**

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; \max (0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}), \eta = 1,6 \text{ pour HA, } f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

Donc :  $\bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa}$

$$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{\left(\frac{L-b}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{280,21}{215,55} \times \frac{1,6}{2,15} = 96,74 \text{ cm}^2. \quad A_{\text{inf}} = 96,74 \text{ cm}^2.$$

**-Condition sismique**

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{526,81}{400} \times \frac{1,6}{2,15} = 98,01 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{inf}} = 98,01 \text{ cm}^2.$$

La condition normale est la plus défavorable  $A_s = 98,01 \text{ cm}^2$ .

On prend **13 HAØ32**,  $A_{\text{inf}} = 104,52 \text{ cm}^2$ .

n : Nombre de barre = 13 barres.

d : Enrobage = 10 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

L'espacement est de  $S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} \approx 0,279 \text{ m} = 27,9 \text{ cm}$ . On prend :  **$S_t = 27 \text{ cm}$** .

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :  $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2,25 + 1,2 = 3,45 \text{ m}$ .

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 104,52 = 34,84 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{8 \text{ HAØ25}} \quad A_{\text{infl}} = 39,27 \text{ cm}^2.$$

• **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 104,52 = 34,84 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{8 \text{ HAØ25}}, \quad A_{\text{linf}} = 39,27 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 10}{8 - 1} \approx 47 \text{ cm}.$$

• **Armatures de construction**

Armatures transversales supérieures:

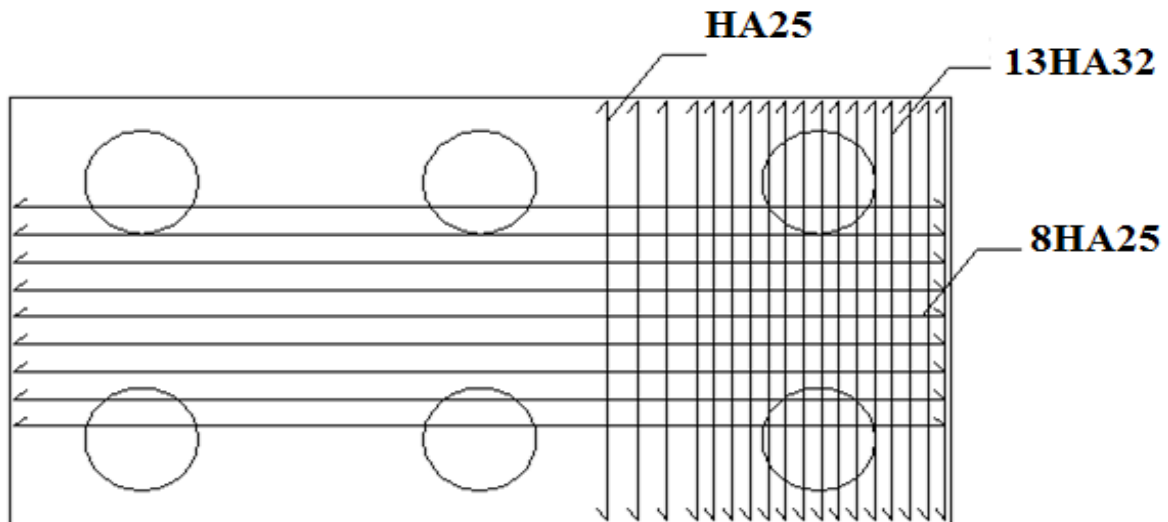
$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{104.52}{10} = 10.45 \text{ cm}^2. \text{ Soit: } 7 \text{ HA}\Phi 14. \quad A_{\text{sup}} = 10.77 \text{ cm}^2. \quad S_t = \frac{\Phi + H - 10}{7 - 1} \approx 55 \text{ cm}.$$

Armatures longitudinales supérieures:

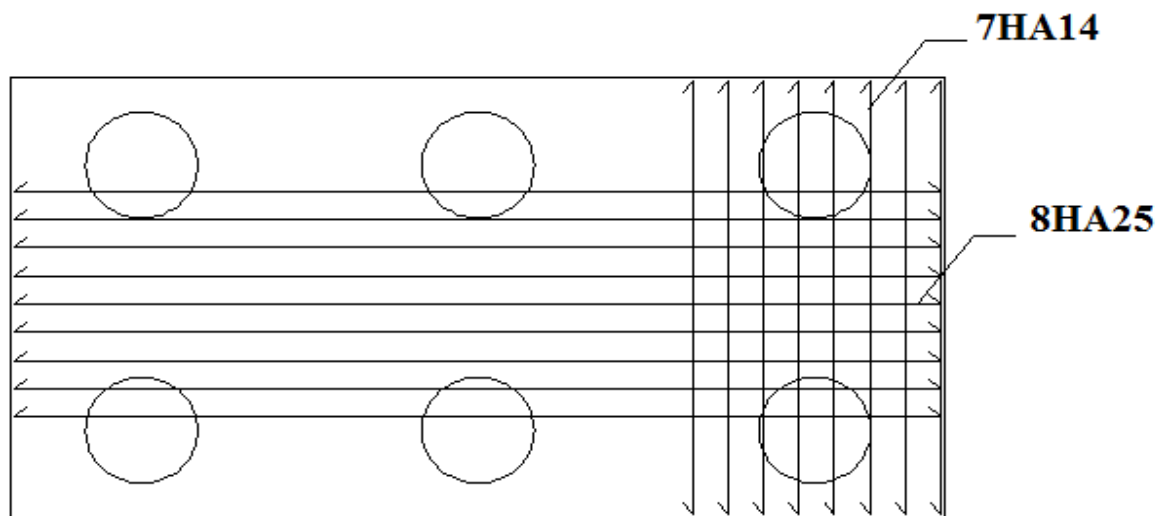
$$A_{ls} = \frac{A}{3} = \frac{104.52}{3} = 34.84 \text{ cm}^2. \text{ Soit: } 8 \text{ HA}\Phi 25. \quad A_{\text{infl}} = 39.27 \text{ cm}^2. \quad S_t = \frac{\Phi + H - 10}{8 - 1} \approx 47 \text{ cm}.$$

Armatures latérales :

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{104.52}{10} = 10.45 \text{ cm}^2. \text{ Soit: } 7 \text{ HA}\Phi 14. \quad A_{\text{sup}} = 10.77 \text{ cm}^2. \quad S_t = \frac{\Phi + H - 10}{8 - 1} \approx 47 \text{ cm}.$$



*Figure-XV-5: Ferrailage de la semelle en plan (nappe supérieure)*



*Figure- XV-6: Ferrailage de la semelle en plan (nappe inférieure)*

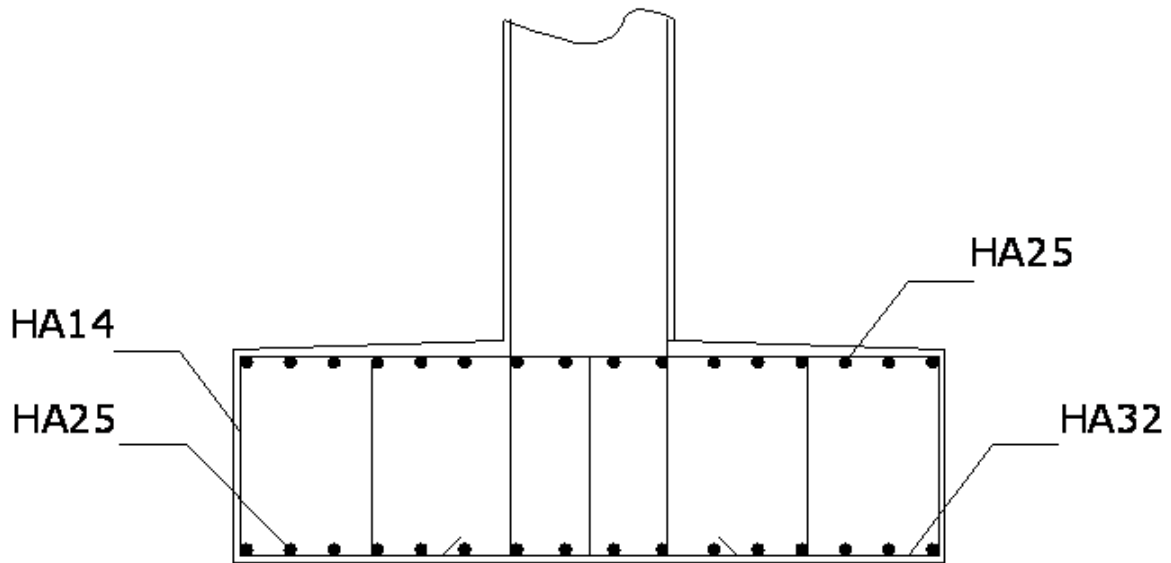


Figure-XV-7: Ferrailage de la semelle

#### XV.1.5.Ferrailage des pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

**N.B:** On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

- **Action sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4<sup>ème</sup> ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b_y = 0.$$

b : Diamètre du pieu.

$C_U$  : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

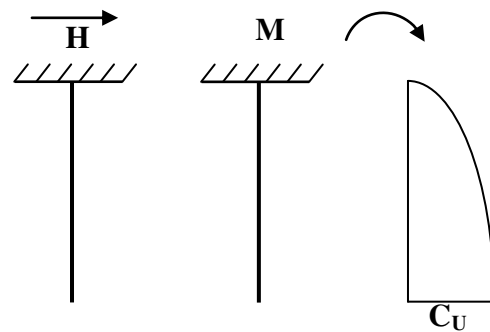


Figure-XV-8: Système statique des pieux

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$$

$\alpha$  : Longueur élastique du pieu.

Calcul de  $\lambda$  :

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

$b = \phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$

$C_U = 3000 \text{ t/m}^3$ .

$E$  : module d'élasticité du béton =  $11000 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 34.17 \times 10^3 \text{ MPa}$

$I$  : moment d'inertie du pieu =  $\frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1.20)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$ .

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0.2256 \text{ m}^{-1}$ . D'où :  $\lambda L = 0.2256 \times 12 = 2.71$  avec  $L = 12 \text{ m}$ .

$L$  : longueur du pieu.

- **Effort tranchant en tête du pieu :**

**-Condition normale :**

Freinage = 15.87 t.

D'où :  $\bar{P} = \frac{H}{8} = 1.98 \text{ t/pieu}$ .

**-Condition sismique :**

Séisme = 88.68 t.

D'où :  $\bar{P} = \frac{H}{8} = 11.085 \text{ t/pieu}$ .

- **Calcul des moments par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :  $EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.  $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement =  $\frac{1}{\alpha}$ .

$\chi_{\theta M}$  ;  $\chi_{\theta P}$  : Donnés par les abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$ .

## Chapitre XV : Etude de la pile

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \rightarrow \bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

- **Détermination des coefficients  $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$  :**

$$\begin{cases} \lambda L = 2 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,61 & \chi_{\theta M} = 1,93 \\ \lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,5 & \chi_{\theta M} = 1,16 \end{cases} \quad \lambda L = 2,71 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,533 \quad , \quad \chi_{\theta M} = 1,391$$

**Condition normale :**  $\bar{P} = 1.98 \text{ t / pieu} \Rightarrow \bar{M} = -9.67 \text{ t.m.}$

**Condition sismique :**  $\bar{P} = 11.085 \text{ t / pieu} \Rightarrow \bar{M} = -54.15 \text{ t.m.}$

Valeurs des coefficients  $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$  en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

**Tableau-XV-5 : Les valeurs des coefficients  $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$**

Z \ $\chi_{(M, P)}$	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$\bar{M}$	0.74	0.68	0.63	0.57	0.36	0.22	0.12	0.06
$\bar{P}$	0.20	0.38	0.49	0.45	0.41	0.30	0.15	0.09

- **Détermination des moments tout le long du pieu :**

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

**Condition normale :**  $M(z) = -9.67 \times \chi_{\theta M} + \frac{1.98}{0,2256} \times \chi_{\theta P}$

**Condition sismique :**  $M(z) = -54.15 \times \chi_{\theta M} + \frac{11.085}{0,2256} \times \chi_{\theta P}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau- XV-6 : Récapitulatif donnant les moments en fonction de Z**

Z \ $\chi_{(M, P)}$	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$\bar{M}$	-8.245	-5.357	-3.893	-1.522	-0.520	0.195	0.387	0.412
$\bar{P}$	-53.254	-38.582	-25.177	-16.397	-4.637	1.296	2.693	2.784

D'après les résultats donnés, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables :  $M_{\max} = -54.15 \text{ t.m.}$

• **Ferrailage longitudinal :**

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walter. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$N_{\max} = 281.55 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 54.15 \text{ t.m.}$$

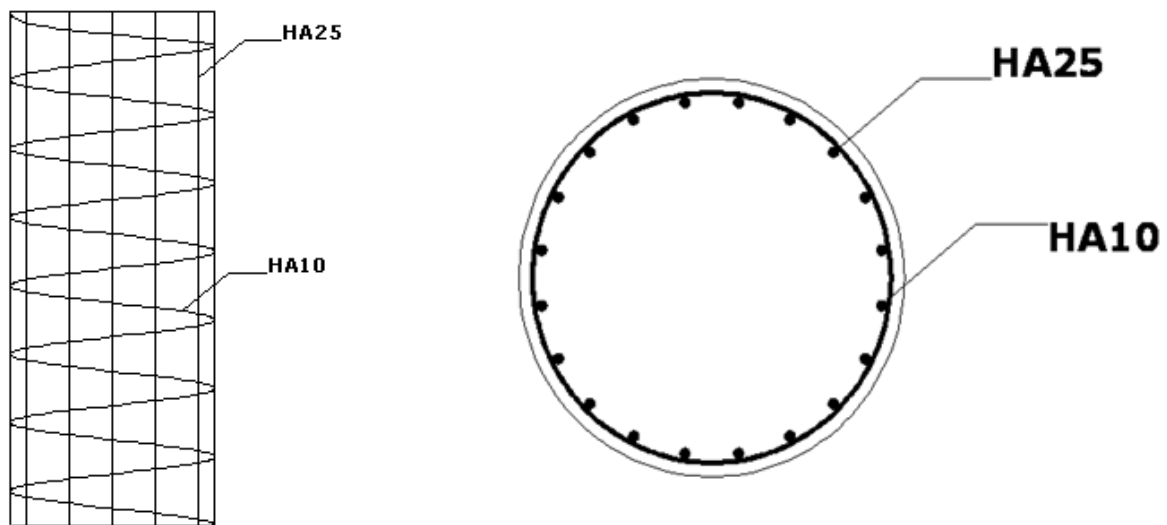
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = 0.013 \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = 0.083 \end{array} \right. \longrightarrow W = 0.10$$

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0.13 \Rightarrow F_a = 84.78 \text{ cm}^2.$$

On prend **18HAØ25** espacée de 20 cm pour,  $A_s = 88.38 \text{ cm}^2$

• **Armatures transversales**

On prendra des cerces hélicoïdales de **HAØ10** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.



*Figure-XV-9 : Ferrailage de pieux*

# Chapitre XVI

## Etude de la culée

**Introduction :**

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, il est appelle aussi les appuis d'extrémité, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flacon de talus, on peut également réalisé des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

**XVI-1 Pré dimensionnement de la culée :**

D'après les données relatives à la portée (les cotes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est  $H_{culée} = 12.93m$

- a) **Mur garde grève** :  $H= 1.93 m, L = 13.80 m, E = 0.3m$
- b) **Dalle de transition** :  $H= 5.7 m, L= 6.00m, E =0,30m$
- c) **Semelle** :  $B= 9.2 m, L= 15 m, E =2.00 m$
- d) **Mur en retour** :  $H= 12.93 m, L= 7.00, E= 0,73m$
- e) **Mur de front** :  $H= 9.00 m, L= 13.8 m, E= 1.30m$
- f) **Le corbeau** :  $H= 0.92 m, L= 11.47 m, E= 0.55m$

**XVI.2.Evaluation des efforts sollicitant la culée :**

**XVI.2.1 Calcul du coefficient de poussée :**

Dans les conditions normales :

$$K_{\alpha} = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Dans les conditions sismiques :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE-OKABE ; citée dans le RPOA :

$$\lambda = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec:

$\varphi = 35^\circ$  : Angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$  : Angle d'inclinaison du talus.

$\beta = 0$  : Angle d'inclinaison de la culée/ à la verticale.

$\delta = 0$  : Angle de frottement remblai-culée.

$\theta = 0$  : Angle entre la direction du séisme et la verticale.

$\epsilon_H = 0.1$  : coefficient sismique horizontale.       $\epsilon_V = 0.07$  : coefficient sismique verticale.

$$\theta = \text{Arctg} \left( \frac{\epsilon_H}{1 \pm \epsilon_V} \right)$$

$K$  : coefficient caractérisant le séisme :  $K = \sqrt{\epsilon_H^2 + (1 \pm \epsilon_V)^2}$

L'effort sismique horizontal :  $H_s = \epsilon_H G$

L'effort sismique vertical:  $V_s = (1 \pm \epsilon_V) \cdot G$

## Chapitre XVI : Etude de la culée

Pour les conditions sismiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_H = 0.1 ; \quad \varepsilon_v = 0.07 \\ \varepsilon_H = 0.1 ; \quad \varepsilon_v = 0.07 \\ \varepsilon_H = 0.1 ; \quad \varepsilon_v = -0.07 \end{array} \right.$$

Pour les conditions normales :

$$\varepsilon_H = \varepsilon_v = 0, k = 0, \theta = 0^\circ, \lambda = 0.333.$$

**Tableau- XVI-1: Récapitulatif des accélérations pour les quatre cas de séisme**

Action du séisme.	notation	$\varepsilon_H$	$\varepsilon_v$	K	$\theta$	$\lambda_{ah}$
Condition normale.	1 cas	0.00	0.00	1.00	0.00	0.333
Vertical ↓ + horizontal.	2 cas	0.10	0.07	1.075	5.34	0.420
Horizontal.	3 cas	0.10	0.00	1.005	5.71	0.395
Vertical ↑ +horizontal.	4 cas	0.10	-0.07	0.935	6.14	0.374

### XVI.2.2 : Poussée des surcharges de remblai :

L'intensité  $q = 1t/m^2$ , qu'on majore par 20 % :

$$P = q.s$$

Avec :

S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} \lambda_{ah} \gamma H^2 L$$

Avec :

$\gamma = 2t/m^3$ , poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A.

Ms: désigne le moment stabilisant.

Mr: désigne le moment renversant.

### XVI.2.3 : Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les cas existants :

**Tableau-XVI-2: Calcul des moments et des efforts globaux**

Sollicitation Désignation	Calcul de p	Efforts horizon taux $\varepsilon_H P$	Efforts Verticaux ( $1 \pm \varepsilon_v$ )P	Bras de levier «h»	Bras de levier «v»	Moment de renvers -ement $F_H V$	Moment Stabilisat eur $F_v h$
tablier	292.64	0	292.64	1.4	7.2	0	409.71
	292.64	29.26	313.12			210.672	438.368
	292.64	29.26	292.64			210.672	409.71
	292.64	29.26	272.16			210.672	381.024
Mur garde grève	1.93*0.3*13.8*2.5	0	19.975	1.98	9.45	0	39.55
	19.975	1.997	21.373			18.872	42.319
	19.975	1.997	19.975			18.872	39.55
	19.975	1.997	18.576			18.872	36.780
Corbeau	1.92*12*2.5	0	57.6	2.25	7.06	0	129.6
	57.6	5.76	61.632			38.872	138.672
	57.6	5.76	57.6			38.872	129.6
	57.6	5.76	53.568			38.872	120.528

## Chapitre XVI : Etude de la culée

Mur frontal	12*1.3*13.8*2.5	0	538.2	2.7	4.65	0	1453.14
	538.2	53.82	575.874			187.697	1554.860
	538.2	53.82	538.2			187.697	1453.14
	538.2	53.82	500.526			187.697	1351.420
Mur en retour	12.93*9*0.73*2.5	0	212.38	3.98	4.55	0	845.272
	212.38	21.238	227.25			64.419	904.455
	212.38	21.238	212.38			64.419	845.272
	212.38	21.238	197.51			64.419	786.089
Semelle	10.4*2*9.2*2.5	0	690	2.5	0.85	0	1196
	690	69	738.3			40.664	1379.725
	690	69	690			40.664	1196
	690	69	641.7			40.664	1112.275
Poids des terres sur DDT	6*5.7*1.8*0.5	0	30.48	7.85	4.95	0	239.268
	30.48	3.048	32.61			15.087	255.988
	30.78	3.048	30.48			15.087	239.268
	30.78	3.048	28.35			15.087	222.547
Poids de la dalle de transition	6*5.7*0.3*2.5	0	25.65	3.2	7.89	0	82.08
	25.65	2.565	27.45			20.238	87.84
	25.65	2.565	25.65			20.238	82.08
	25.65	2.565	23.85			20.238	76.32
Poids des surcharges	7*12*1.2	0	100.8	5.25	8.5	0	529.2
	100.8	10.08	107.856			85.58	566.244
	100.8	10.08	100.8			85.58	529.2
	100.8	10.08	93.744			85.58	492.156

Mur GG + Mur frontal	0.333*1.8*(12) <sup>2</sup> *13.8/2	595.56	/	/	1.75	1042.23	/
	0.420*1.8*(12) <sup>2</sup> *13.8/2	751.16	/			1314.53	/
	0.395*1.8*(12) <sup>2</sup> *13.8/2	706.45	/			1236.287	/
	0.374*1.8*(12) <sup>2</sup> *13.8/2	668.89	/			1170.557	/
semelle	0.333*1.8*10.40*(2) <sup>2</sup> /2	12.46	/	/	0.5	6.23	/
	0.420*1.8*10.40*(2) <sup>2</sup> /2	15.72	/			7.86	/
	0.395*1.8*10.40*(2) <sup>2</sup> /2	14.79	/			9.395	/
	0.374*1.8*10.40*(2) <sup>2</sup> /2	28	/			14	/
Mur GG + Mur frontal	0.333*1.2*12*13.8	66.17	/	/	3.25	215.053	/
	0.420*1.2*12*13.8	83.45	/			271.213	/
	0.395*1.2*12*13.8	78.49	/			255.093	/
	0.374*1.2*12*13.8	74.32	/			241.54	/
semelle	0.333*1.2*10.40*2	8.31	/	/	0.8	6.648	/
	0.420*1.2*10.40*2	10.48	/			8.384	/
	0.395*1.2*10.40*2	9.86	/			7.88	/
	0.374*1.2*10.40*2	9.34	/			7.472	/
totaux	1 <sup>er</sup> cas	682.5	1743.013	/	/	1270.161	4923.82
	2 <sup>eme</sup> cas	860.81	2105.465			2284.088	5368.741
	3 <sup>eme</sup> cas	809.59	1937.24			2190.756	4923.82
	4 <sup>eme</sup> cas	780.55	1829.984			2115.67	4579.139

### XVI.2.4 : Vérification de la stabilité de la culée à vide :

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

- **Stabilité au renversement :**

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \text{ condition normale} \quad ; \quad \frac{M_s}{M_r} \geq 1.0 \text{ condition sismique}$$

## Chapitre XVI : Etude de la culée

---

- **Stabilité au glissement :**

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1.5 \text{ condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1.0 \text{ condition sismique}$$

*Tableau-XVI-3 : Résultats du calcul de la poussée à vide.*

cas	H(t)	V(t)	Mr (t.m)	Ms (t.m)	$\frac{Ms}{Mr}$	$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi$
1	682.5	1743.013	1270.161	4923.82	3.876	1.788
2	860.81	2105.465	2284.088	5368.741	2.350	1.713
3	809.59	1937.24	2190.756	4923.82	2.278	1.675
4	780.55	1829.984	2115.67	4579.139	2.164	1.642

### **XVI.3. Conclusion :**

D'après le tableau ci-dessus, nous remarquons que les 04 cas, les deux conditions de stabilité (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

## *Conclusion générale*

Nous avons un pont à poutres multiples en béton précontraint, qui fait partie du projet de la pénétrante qui relie la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia sur 48 km.

Au cours d'étude de ce pont, l'ensemble des éléments principaux ont été vérifiés conformément aux règles en vigueur.

Les dimensions de la poutre, à savoir : sa hauteur, son épaisseur et sa largeur sont limitées par les intervalles imposés par le règlement, afin d'aboutir à une économie optimale.

La répartition des efforts transversaux dus aux charges et surcharges déterminées par le logiciel de calcul Robot Millenium nous a permis de déduire la poutre la plus sollicitée.

A partir des sollicitations maximales nous avons dimensionné la précontrainte.

Le dimensionnement de la précontrainte à abouti à deux familles de câbles. La première est formée de deux câbles ancrés à l'about, la seconde de un câble à l'extrados.

On a utilisée 3 câbles 12T15 qui sont mis en tension par post-tension.

L'estimation des pertes de tension prise initialement (32%) à été vérifiée puisque les pertes calculées n'atteignent pas les 32%.

Nous avons vérifié que les contraintes normales et tangentiels n'excèdent pas les contraintes admissibles de traction, e compression et de cisaillement.

Arrivé à terme, nous dirons que notre projet de fin d'étude nous a permis d'exploiter un ensemble de connaissance acquises durant notre formation, en plus de l'encadrement et de la documentation qui étaient à notre disposition, ces connaissances nous ont conduites à assimiler l'étude de cet ouvrage.

Ainsi, nous espérons que ce travail apportera une contribution appréciable.

# BIBLIOGRAPHIE

## ➤ **Ouvrage :**

- *Cahier des prescriptions communes (Fascicule 61 titre II). Catalogue Freyssinet ;*
- *Document technique règlementaire : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;*
- *Fascicule 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts routes" (Edition 1971) ;*
- *Guide de conception de la SETRA: Pont à poutres préfabriquées précontraintes par poste-tension ;*
- *Le béton précontraint aux états limites: Henry THONIER. "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992) ;*
- *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) ;*

## ➤ **Thèse :**

- *Les différentes Thèses UMMTO et ENTP*

## ➤ **Cours :**

- *Cours béton précontraint, Master I et Master II.*
- *Cours de pont, Master I.*

## ➤ **Logiciels :**

- *Microsoft Word2007, pour ce qui est traitement de texte.*
- *Microsoft Excel2007, pour tout ce qui est calcul.*
- *AutoCAD2010, pour les dessins.*
- *Robot millénium 2010, pour l'analyse et calcul.*