

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Déposé par :

**MAZOUNI MERIEM
SAIDI MERIEM**

En vue de l'obtention du diplôme de Master en :

Filière : **Génie Civil**
Option : **Structure**

Thème :

*Conception et étude d'un pont à poutre en
béton précontraint*

Examiné par le jury composé de :

BAKHTI RACHID	UAMOB	MAA	Président
SAOUDI BRAHIM	UAMOB	MAA	Encadrant
LAIB ABDEL GHANI	UAMOB	MCB	Examineur

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont donné tout pour réussir, aucune expression ne pourrait exprimer l'amour et la reconnaissance que je vous porte.

- ☉ A toi ma mère chérie qui m'a donné la vie et la joie de vivre, ta bonne éducation, tes conseils et tes bénédictions m'ont jamais fait défaut. Que dieu te garde pour nous.*
- ☉ A toi mon père, l'œil attentif et compréhensif, mon exemple et la personne la plus digne de mon estime et mon respect.*

Recevez à travers ce travail toute ma gratitude et mes profonds sentiments, que Dieu vous préserve et vous accorde santé, bonheur et longue vie.

- ☉ A mes aimable sœurs Amel, Dounia, Fatiha, Samira*
- ☉ A mes adorable frère mohamed et abderrahmane qui m'a beaucoup aidé et supporté le long de mon cursus.*
- ☉ A ma tante Messaouda.*
- ☉ A toutes les personnes qui me sont chère, celles que j'aime beaucoup.*
- ☉ A Meriem, et tous ceux qui m'ont aidé*
- ☉ A tous mes chères amies (Safia, faiza, chorouk, yousra, thanina, yasser, fethi)*
- ☉ A tous le Groupe GC promotion 2021, avec lesquels j'ai passé une excellente année, merci pour les moments que nous avons passé ensemble.*

Enfin à tous ce qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

M^{lle} MAZOUNI MERJEM

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

☉ *A ma très chère mère: qui a veillée sur moi pendant toute ma vie la lumière de ma vie, qui m'a tous donnée, l'amour, la tendresse, et le courage pour réussir, Tout ce que je peux t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte. En témoignage, je t'offre ce modeste travail pour te remercier pour tes sacrifices et pour l'affection dont tu m'as toujours entourée.*

☉ *A mon très cher père pour ses encouragements et Son soutien, l'épaule solide, l'œil attentif compréhensif et le personne la plus pour qui j'ai l'immense respect, tout mon amour pour toi et que dieu te préserve et te procure santé et longue vie.*

☉ *A mes très chères sœurs qui a été à mes côtés durant toute ma vie.*

☉ *A ma chère grande mère pour ses prières, ses encouragements et son soutien, que dieu te préserve et te procure santé et longue vie.*

☉ *A toute ma grande famille.*

☉ *A ma chère binôme*

☉ *A tous mes ami (es)*

☉ *A Tous mes enseignants du primaire à l'université.*

☉ *A tous le Groupe GC promotion 2021*

☉ *A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour Les études et dont je Rends un vibrant hommage.*

M^{lle} SAIDI MERJEM

REMERCIEMENT REMERCIEMENT

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

- + Tous d'abord, nous remercier dieu le clément et le miséricorde dieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travaille*
- + A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*
- + A M^{er} SAOUDI .B : notre ecadrant, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*
- + Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.*
- + A tous les enseignants de département de Génie Civil, leurs soutiens techniques et pédagogiques.*
- + Sans oublié nos amis et collègues de travail.*

MERJEM/MERJEM

Sommaire

Dédicace

Remerciements

Liste des abréviations

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale..... 1

Chapitre I: Introduction et concepts générales

I.1. Introduction 2

I.2. But de l'étude 2

I.3. Présentation de l'ouvrage 2

I.4. Recueil des données de l'ouvrage 4

I.5. Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage 4

I.6. Choix du type d'ouvrage 6

I.7. Conclusion..... 7

Chapitre II: Caractéristiques des matériaux

II.1. Introduction 8

II.2. Le béton..... 8

II.2.1. Résistance à la compression 8

II.2.2. Résistance caractéristique à la traction 9

II.2.3. Contrainte admissible de compression du béton 9

II.2.4. Module de déformation différée du béton 10

II.2.5. Module de déformation transversale 10

II.3. L'acier 10

II.3.1. Aciers de béton armé 10

II.3.1.1. Limite d'élasticité 10

II.3.1.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier 10

II.3.1.3. Contrainte limite de traction 11

II.3.2. Acier de béton précontraint 11

II.3.2.1. Catégories d'acier de précontrainte 11

II.3.2.2. Les caractères géométriques sont le diamètre et la section..... 12

II.3.2.3. La limite élastique..... 12

II.3.2.4. Module de Young 12

II.3.2.5. Diagramme contraintes-déformation 13

II.4. Conclusion..... 13

Chapitre III: Pré-dimensionnement du tablier

III.1. Introduction 14

Sommaire

III.2. Pré-dimensionnement des éléments du tablier	14
III.2.1. Pré-dimensionnement de la poutre	14
III.2.2. La dalle	15
III.2.2.1. Définition de la dalle : (l'hourdis)	15
III.2.2.2. Pré dimensionnement de la dalle	15
III.3. Les caractéristiques de l'ouvrage	16
III.4. Caractéristiques géométriques des poutres	16
III. 4.1. Notation	16
III.4.2. Caractéristiques géométriques des sections brutes.....	17
III.4.2.1. Section médiane	17
III.4.2.2. Section d'extrémité	20

Chapitre IV: Evaluation des charges et surcharges

IV.1. Introduction	24
IV.2. Calcul des charges permanentes	24
IV.2.1. La charge permanente (Cp).....	24
IV.2.1.1. La dalle.....	24
IV.2.1.2. Les poutres	25
IV.2.2. La charge complémentaire permanente (CCP)	25
IV.2.2.1. Le poids de revêtement + La chape d'étanchéité.....	25
IV.2.2.2. Le poids des corniches, longrines et barrières	26
IV.2.3. La charge totale.....	27
IV.3. Etude des surcharges	28
IV.3.1. Détermination des caractéristiques du pont	28
IV.3.2. Evaluation des surcharges.....	28
IV.3.2.1. Système A(L)	28
IV.3.2.2. Système B _C	29
IV.3.2.3. Système B _t	31
IV.3.2.4. Système militaire Mc 120	32
IV.3.2.5. Convoi D240.....	33
IV.3.3. Les effets horizontaux.....	33
IV.3.3.1. Effet de freinage.....	33
IV.3.3.2. Effet du vent.....	34
IV.3.3.3. L'effet du séisme.....	34

Chapitre V: Répartition longitudinale des efforts

V.1. Evaluation des efforts dans la poutre	35
V.1.1. Les éléments de réduction dus au poids propre.....	35
V.1.1.1. Les réactions	35

Sommaire

V.1.1.2. Le moment fléchissant	35
V.1.1.3. L'effort tranchant	35
V.2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges	37
V.2.1. La ligne d'influence.....	37
V.2.2. Théorème de BARRE.....	37
V.2.3. Moment fléchissant à $x=0,5L$	37
V.2.3.1. Surcharge A(L)	37
V.2.3.2. Système Bt	39
V.2.3.3. Système Mc₁₂₀	39
V.2.3.4. Système D240	39
V.2.4. Moment fléchissant dus aux surcharges $x = 0,25L$	40
V.2.4.1. Surcharge A(L)	40
V.2.4.2. Système Bt	42
V.2.4.3. Système Mc120	42
V.2.4.4. Système D240	43
V.3. Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges.....	44
V.3.1. Efforts tranchants dus aux surcharges pour X = 0,00L	44
V.3.1.1. Surcharges A(L).....	44
V.3.1.2. Type Bc	44
V.3.1.3. Type Bt	44
V.3.1.4. Surcharge du type Mc120	44
V.3.1.5. Surcharge du type D240.....	45
V.3.2. Efforts tranchants dus aux surcharges : $x = 0,25L$	45
V.3.2.1. Surcharges A(L).....	45
V.3.2.2. Système Bc	46
V.3.2.3. Surcharge du type Mc120	46
V.3.2.4. Surcharge du type D240.....	47

Chapitre VI: Répartition transversale des efforts

VI.1. Introduction et choix de la méthode.....	48
VI.1.1. Calcul de IE	48
VI.1.2. Calcul de IP moment d'inertie équivalent d'une poutre	48
VI.2. Méthode de Guyon Massonnet	49
VI.2.1. Paramètres de calcul.....	49
VI.2.1.1. La largeur active du pont	49
VI.3. Calcul des moments fléchissant	51
VI.3.1. Coefficient de répartition transversale K	51
VI.3.2. Calcul de Kmoy	51

Sommaire

VI.3.3. Calcul du moment fléchissant	52
VI.4. Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges	56
VI.4.1. Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ($X=0,5L$)..	56
VI.4.2. Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ($X=0,25L$)	57
VI.5. Les valeurs des moments sous l'effet des charges permanentes total dans chaque poutre	57
VI.6. Les combinaisons d'action	57
VI.6.1. Combinaison des moments fléchissant	58
VI.7. Conclusion	59

Chapitre VII: Modélisation du tablier

VII.1. Introduction.....	60
VII.2. Présentation logiciel.....	60
VII.3. Modélisation	60
VII.3.1. Modélisation de la poutre	61
VII.3.1.1. Poutre intermédiaire.....	61
VII.3.1.2. Modélisation de la dalle.....	62
VII.3.2. Définition de différents cas de charge	62
VII.3.2.1. Charges permanentes	62
VII.3.2.2. Système de charge A(L)	63
VII.3.2.3. Surcharge sur trottoirs.....	63
VII.3.2.4. Système Bc 02 voies chargées	64
VII.3.2.5. Système Bt 02 voies chargées.....	65
VII.3.2.6. Système militaire Mc120	66
VII.3.2.7. Système D240	67
VII.3.3. Valeur des moments fléchissant et des efforts tranchants réels	68
VII.3.3.1. Les combinaisons d'action.....	68
VII.3.3.2. Les valeurs extrêmes du moment.....	68
VII.4. Discussion des résultats	70

Chapitre VIII: Etude de la précontrainte

VIII.1. Introduction	71
VIII.2. Principe du béton précontraint	71
VIII.3. La post tension.....	72
VIII.3.1. Gaines	73
VIII.3.2. Torons.....	73
VIII.4. Injection des câbles	73
VIII.5. Etude de la précontrainte	74
VIII.5.1. Les données	74

Sommaire

VIII.5.2. Les sollicitations	74
VIII.6. Dimensionnement de l'effort de précontrainte.....	75
VIII.6.1. La valeur minimale de précontrainte	75
VIII.6.2. Détermination du nombre de câbles	76
VIII.6.3. Détermination des contraintes admissibles	76
VIII.6.4. Détermination du nombre de câbles à l'about.....	76
VIII.6.5. Vérification des contraintes totales	77
VIII.6.5.1. Première étape	77
VIII.6.5.2. Deuxième étape	78
VIII.6.5.3. Troisième étape	78
VIII.6.5.4. Quatrième étape.....	78
VIII.6.5.5. Cinquième étape	78
VIII.6.5.5.1. Première étape : (Mise en tension à 50%).	78
VIII.6.5.5.2. Deuxième étape : (Mise en tension à 100%).	79
VIII.6.5.5.3. Troisième étape.....	80
VIII.6.5.5.4. Quatrième étape	80
VIII.6.5.5.5. Cinquième étape	81
VIII.6.6. Tracé des câbles.....	82
VIII.6.6.1. Disposition constructive des câbles.....	82
VIII.6.6.1.1. Tracé des câbles 1 et 2 sortants de l'about	82
VIII.6.6.1.2. Détermination de l'angle de relevage	83
VIII.6.6.1.3. Détermination de Xk et Xd	84
VIII.6.6.1.4. Les équations paraboliques des différents câbles	85
VIII.6.6.2. Longueur totale du câble	85
VIII.6.6.3. Caractéristiques géométriques nettes	86
VIII.6.7. Calcul des pertes de tension	88
VIII.6.7.1. Pertes instantanée	88
VIII.6.7.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine.....	88
VIII.6.7.1.2. Les pertes par recul d'ancrage	90
VIII.6.7.1.3. Pertes par raccourcissement instantané du béton	91
VIII.6.7.2. Pertes instantanées totales	93
VIII.6.7.3. Pertes différées	93
VIII.6.7.3.1. Pertes par retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 ».....	93
VIII.6.7.3.2. Pertes par relaxation des armatures : « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »	95
VIII.6.7.3.3. Pertes par fluage : « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 ».....	96
VIII.6.7.3.4. Les pertes différées totales	97
VIII.6.7.3.5. Calcul du pourcentage des pertes totales	97
VIII.6.7.4. Fuseau limite	98

Sommaire

VIII.7. Vérification des contraintes.....	99
VIII.7.1.1. Valeurs caractéristiques de la précontrainte (B.P.E.L)	100
VIII.7.1.2. Les contraintes normales admissibles de béton à chaque phase	101
VIII.7.1.3. La vérification des contraintes	101
VIII.7.1.3.1. Phase de construction	101
VIII.7.1.3.2. Phase d'exploitation	101
VIII.7.1.3.3. La section d'about	102
VIII.7.1.3.4. La section d'abscisse $x = L/4$:	103
VIII.7.1.3.5. La section d'abscisse $x = L/2$	103
VIII.7.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	104
VIII.8. Vérification à la rupture	106
VIII.8.1. Sécurité à la rupture en flexion.....	106
VIII.8.2. Sécurité à la rupture par l'effort tranchant	106
VIII.9. Ferrailage passif	106
VIII.9.1. Ferrailage longitudinal	106
VIII.9.1.1. Minimum d'armatures transversal.....	107
VIII.9.1.2. Armatures transversales supérieures	108
VIII.9.1.3. Etude de la zone d'about	108

Chapitre IX: Etude de la culée

IX.1. Introduction.....	111
IX.2. Choix de la morphologie.....	111
IX.3. Dimensionnement des éléments de la culée.....	112
IX.3.1. Le sommier d'appui	112
IX.3.2. Le mur garde grève	113
IX.3.3. Le corbeau.....	113
IX.3.4. Le mur frontal (mur antérieur)	113
IX.3.5. Le mur en retour.....	113
IX.3.6. La dalle de transition :.....	113
IX.3.7. La fondation	113
IX.4. Vérification de la stabilité de la culée :	114
IX.4.1. Détermination du centre de gravité des éléments de la culée	115
IX.4.2. Calcul des sollicitations	116
IX.4.3. Vérification de la stabilité	120
IX.4.3.1. Vérification de non renversement	120
IX.4.3.2. Vérification de non glissement	120
IX.4.4. Etapes d'exécution de la culée	120
IX.4.4.1. 1ère Etape	120

Sommaire

IX.4.4.2. 2^{ème} Etape	120
IX.4.4.3. 3^{ème} Etape	120
IX.4.4.4. 4^{ème} Etape	121
IX.5. Ferrailage de la culée	121
IX.5.1. Mur garde grève	121
IX.5.1.1. Evaluation des efforts.....	121
IX.5.1.2. Combinaison des moments	122
IX.5.1.3. Calcul des armatures	123
IX.5.2. Dalle de transition	124
IX.5.2.1. Evaluation des efforts	124
IX.5.2.2. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant	125
IX.5.2.3. Evaluation de moment total à $x = 2,08 m$	126
IX.5.2.4. Combinaisons des efforts ($x = 2,08 m$).....	126
IX.5.2.5. Evaluation de moment total ami- travée	126
IX.5.2.6. Combinaison des efforts à mi- travée	126
IX.5.3. Ferrailage de la dalle de transition	126
IX.5.3.1. Ferrailage longitudinal.....	126
IX.5.3.2. Ferrailage transversal.....	127
IX.5.3.3. Effort tranchant	127
IX.5.3.4. Vérification de la condition de non fragilité	128
IX.5.3.5. Schéma de ferrailage.....	128
IX.5.4. Le corbeau.....	128
IX.5.4.1. Les réactions	128
IX.5.4.2. Moment d'encastrement.....	129
IX.5.4.3. Combinaison	129
IX.5.4.4. Ferrailage	129
IX.5.5. Mur en retour	130
IX.5.5.1. Evaluation des efforts	131
IX.5.5.2. Le ferrailage de mur en retour	132
IX.5.5.3. Vérification des armatures verticales.....	133
IX.5.5.4. Evaluation des efforts	133
IX.5.5.5. Ferrailage	133
IX.5.5.6. Vérification de non fragilité.....	134
IX.5.5.7. Effort tranchant	134
IX.5.5.8. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive).....	135
IX.5.5.9. Schéma de ferrailage.....	135
IX.5.6. Mur frontal	135
IX.5.6.1. Évaluation des efforts sur le mur frontal.....	135

Sommaire

IX.5.6.2.	Calcul des sollicitations	136
IX.5.6.3.	Les sollicitations dues aux terres et la surcharge	137
IX.5.6.4.	Les sollicitations dues au tablier	138
IX.5.6.5.	Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait	138
IX.5.6.6.	Combinaison	139
IX.5.5.7.	Calcul du ferrailage.....	140
IX.5.5.8.	Schéma de ferrailage.....	142
IX.5.7.	Etude de ferrailage de la semelle sous culée.....	142
IX.5.8.	Les sollicitations	142
IX.5.8.1.	Les charges permanentes	143
IX.5.8.2.	Les surcharges.....	143
IX.5.8.3.	R+F+T.....	143
IX.5.8.4.	Combinaison	143
IX.5.8.5.	Calcul des efforts revenant à chaque pieu.....	144
IX.5.8.6.	Calcul du ferrailage.....	144
IX.5.9.	Etude est ferrailage des pieux sous culée.....	146
IX.5.9.1.	Calcul des armatures minimales	147
IX.5.9.2.	Les armatures transversales	147
IX.5.9.3.	Schéma de ferrailage.....	147
	Conclusion générale	148
	Références bibliographiques	
	Annexes	
	Résumé	
	ملخص	
	Abstract	

Liste des abréviations

Liste des abréviations

A : afférent aux actions accidentelles.

E : afférent aux séismes.

G : afférent aux charges permanentes.

P : afférent à l'action de la précontrainte.

Q : afférent à une action variable quelconque.

V : afférent à l'effort tranchant.

T : afférent aux actions dues aux variations de température.

W : afférent aux actions dues au vent.

Minuscules latines et abréviations :

a : ancrage.

b : béton.

c : compression.

d: différé; permet aussi de désigner une valeur de dimensionnement ou de calcul ; diffusion.

e : limite d'élasticité.

i : initial ; instantané ; indice.

j : âgé de j jours ; indice.

Lim : limite. **Max** : maximal. **Min** : minimal. **p** : précontrainte.

r : retrait du béton ; rupture ; réduit

réd : réduit

s : acier pour les armatures passives ; scellement ou adhérence.

ser : service.

t : transversal ; traction.

u : ultime.

❖ Notations

Notations en majuscules latines

As : Aire d'une section d'armatures passives.

Ap : Aire d'une section d'armatures de précontrainte.

At : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales passives.

B : Aire d'une section de béton.

Liste des figures

Liste des figures

Figure 1: Plan de situation du pont.....	3
Figure 2: diagramme contrainte déformation.....	9
Figure 3: diagramme déformation-contrainte de l'acier de BA.....	10
Figure 4: diagramme contrainte déformation des aciers actif.....	13
Figure 5: Coupe transversale d'une poutre.....	14
Figure 6: Coupe transversale du pont.....	17
Figure 7: Poutre seule (intermédiaire et rive).....	17
Figure 8: Poutre intermédiaire section médiane avec hourdis.....	18
Figure 9: Poutre de rive section médiane avec hourdis.....	19
Figure 10: Poutre seule section d'extrémité (intermédiaire et rive).....	20
Figure 11: Poutre intermédiaire section d'extrémité avec hourdis.....	21
Figure 12: Poutre de rive section d'extrémité avec hourdis.....	22
Figure 13: coupe transversale droite de la dalle.....	24
Figure 14: vue latérale de la poutre en béton précontrainte.....	25
Figure 15: détail de corniches ,longrines et barrières.....	26
Figure 16: Choix du mode.....	61
Figure 17: Section d'extrémité.....	61
Figure 18: Position des poutres.....	62
Figure 19: choix de la dalle.....	62
Figure 20: les charge permanentes.....	63
Figure 21: Surcharge sur trottoirs.....	64
Figure 22: Sous système Bc 02 voies chargées.....	65
Figure 23: Sous système Bt 02 vc.....	66
Figure 24: système militaire Mc120.....	67
Figure 25: système D240.....	68
Figure 26: Moment max à l'ELU.....	69
Figure 27: Moment max à l'ELS.....	69
Figure 28: précontrainte par pos-tension.....	72
Figure 29: La précontrainte par pos-tension.....	73
Figure 30: Disposition des câbles dans la section d'about.....	82
Figure 31: Tracé individuel des câbles.....	84
Figure 32: Zone de concentration des contraintes.....	108
Figure 33: morphologie de la culée.....	111
Figure 34: CDG des éléments de la culée.....	116
Figure 35: Schéma de ferrailage de mur garde grève.....	124
Figure 36: Schéma de ferrailage de dalle de transition.....	128
Figure 37: Schéma de Ferrailage du corbeau.....	130
Figure 38: Dimensions de mur en retour.....	131
Figure 39: plan d'encastrement.....	133
Figure 40: Schéma de Ferrailage du mur en retour.....	135
Figure 41: Schéma de Ferrailage du mur frontal.....	142
Figure 42: ferrailage des pieux.....	147

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau 1: Ponts à plusieurs travées (BENAYAD.K&BENADLA.I, 2009).....	7
Tableau 2: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre seule (intermédiaire et de rive).....	18
Tableau 3: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdi.....	19
Tableau 4: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis.....	20
Tableau 5: Caractéristiques géométrique de la section d'extrémité de la poutre de rive avec hourdis.....	21
Tableau 6: Caractéristiques géométrique de la section d'extrémité de la poutre de rive avec hourdis.....	21
Tableau 7: Caractéristiques géométrique de la section d'extrémité de la poutre de rive avec hourdis.....	22
Tableau 8: Les caractéristiques géométriques de la section d'extrémité est intermédiaire de la poutre seul.....	23
Tableau 9: Les caractéristiques géométriques de la section d'extrémités intermédiaire de la poutre avec hourdis.....	23
Tableau 10: poids revenant a chaque poutre.....	27
Tableau 11: Classe du pont.....	28
Tableau 12: valeurs de Coefficient de dégressivité transversale.....	29
Tableau 13: valeurs de coefficient bc.....	30
Tableau 14: Charges de système Bc par essieu.....	30
Tableau 15: charges de système Bt par essieu.....	32
Tableau 16: Effort de freinage.....	33
Tableau 17: les éléments de réduction dus au poids propre des poutres pour chaque poautre.....	35
Tableau 18: Sollicitations dues aux charges complémentaires permanentes.....	35
Tableau 19: les éléments de réduction dus au poids propre de Revêtement + chape.....	36
Tableau 20: les éléments de réduction dus au poids propre de Trottoir, corniche et garde-corps pour chaque poutre.....	36
Tableau 21: éléments de réductions dus aux poids propre de chaque poutre.....	36
Tableau 22: récapitulatif des moments fléchissant à $x=0,5L$	40
Tableau 23: récapitulatif des moments fléchissant à $x=0,25L$	43
Tableau 24: récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,00L$	45
Tableau 25: récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,25L$	47
Tableau 26: valeurs de k_0 pour $\Theta=0,85$	52
Tableau 27: valeurs de k_0 pour $\Theta=0,90$	52
Tableau 28: valeurs de k_0 pour $\Theta=0,858$	53
Tableau 29: valeurs de k_1 pour $\Theta=0,85$	53
Tableau 30: valeurs de k_1 pour $\Theta=0,90$	53
Tableau 31: valeurs de k_1 pour $\Theta=0,858$	54
Tableau 32: valeurs de k_α pour $\Theta=0,858$	54
Tableau 33: récapitulatif de k_α des poutres.....	56
Tableau 34: récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ($X=0,5L$).....	56
Tableau 35: récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ($X=0,25L$).....	57
Tableau 36: valeurs des moments sous les charges permanentes.....	57
Tableau 37: Charges permanentes.....	63
Tableau 38: Les combinaisons d'action.....	68
Tableau 39: Les valeurs extrêmes du moment.....	68

Liste des tableaux

Tableau 40: Comparaison entre les moments.	69
Tableau 41: Vérification des contraintes.....	81
Tableau 42: Valeurs de x_k et x_d	85
Tableau 43: Positions et angles des différents câbles.	85
Tableau 44: Les caractéristiques géométriques de la section d'extrémité est intermédiaire de la poutre seul.	86
Tableau 45: Les caractéristiques géométriques de la section d'extrémités intermédiaire de la poutre avec hourdis.	87
Tableau 46: Caractéristique géométrique de la section nette à mi travée.	87
Tableau 47: Caractéristiques des sections nettes.....	88
Tableau 48: Différentes valeurs $de\alpha(rd)$	89
Tableau 49: Les longueurs L_x en (m).	89
Tableau 50: Les Valeurs des pertes par frottement à différentes sections.	89
Tableau 51: valeur de d et $\Delta\sigma'$	90
Tableau 52: Pertes par recul d'ancrage dans différentes sections.	91
Tableau 53: Pertes par raccourcissement instantané du béton dans différentes sections.	92
Tableau 54: Pertes instantanées totales aux différentes sections.	93
Tableau 55: La tension initiale probable dans différentes sections.....	93
Tableau 56: Les pertes dues au retrait du béton en (MPa).	95
Tableau 57: Les pertes dues à la relaxation des aciers en (MPa).	95
Tableau 58: Les pertes dues au fluage du béton en (MPa).....	97
Tableau 59: Pertes différées totales de chaque câble aux différentes sections en (MPa).	97
Tableau 60: La tension finale probable dans différentes sections.....	98
Tableau 61: Vérification du câble moyen.	99
Tableau 62: Les valeurs de f_{cjet} f_{tj} aux différents âges du béton.	99
Tableau 63: contraintes limites.	100
Tableau 64: contrainte admissibles.	101
Tableau 65: Vérification des contraintes à $x= 0,00$ m.....	102
Tableau 66: Vérification des contraintes à $x= L/4$ m.	103
Tableau 67: Vérification des contraintes à $x= L/2$	103
Tableau 68: valeurs des contraintes de cisaillement pour la phase 1.	105
Tableau 69: valeurs des contraintes de cisaillement pour la phase 2.	105
Tableau 70: valeurs des contraintes de cisaillement pour la phase 3.	105
Tableau 71: valeurs des contraintes de cisaillement pour la phase 4.	105
Tableau 72: coeficient de poussée.....	115
Tableau 73: centre gravité des éléments de la culée.	115
Tableau 74: calcul des sollicitations.....	116
Tableau 75: poussée des terres et surcharges.	118
Tableau 76: charge et surcharge.....	119
Tableau 77: culée vide.....	120
Tableau 78: culée vide +tablier.	120
Tableau 79: culée vide + tablier + remblais.	120
Tableau 80: culée vide + tablier + remblais + surcharge.	121
Tableau 82: évaluation des efforts.	133
Tableau 83: sollicitations sur le mur.	136
Tableau 84: Les sollicitations dues aux terres et la surcharge.	137
Tableau 85: Les sollicitations dues au tablier.	138
Tableau 86: Les charges permanentes.....	139
Tableau 87: Les surcharges.	139
Tableau 88: R+F+T.	139
Tableau 89: condition normal.	139

Liste des tableaux

Tableau 90: condition sismique.....	140
Tableau 91: sollicitations sur la semelle.	142
Tableau 92: charges permanente.	143
Tableau 93: les surcharges.	143
Tableau 94: R+F+T.	143
Tableau 95: Condition normal.....	144
Tableau 96: Condition sismique.....	144
Tableau 97: calcul des efforts.....	144
Tableau 98: calcul des efforts.....	144

Introduction générale

Introduction générale

Le développement économique en Algérie durant ces dernières années, influe d'une façon directe sur le domaine de travaux publics ainsi que les réseaux routiers, notamment la construction des ouvrages d'arts (ponts, viaduc...).

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation (routière, ferroviaire, etc.).

Parfois on est obligé d'implanter les ouvrages dans des sites ayant des sols compressibles, et on doit les traiter par plusieurs techniques, permet ces techniques ; renforcement du sol par les inclusions rigides, les colonnes ballastées, ...etc.).

Le travail réalisé dans ce mémoire de fin d'étude se divise en deux grandes parties. La première partie a pour objectif de faire une étude de passage supérieur .

L'étude est réalisée en commençant par le choix du type d'ouvrage à réaliser en fonction des différentes données fonctionnelles et naturelles existantes. Puis, le calcul de la descente des charges et la justification des différents éléments de l'ouvrage (poutres, dalle, appuis...etc), l'étude est faite par un calcul manuel puis par une modélisation par le logiciel en élément finis ROBOT.

Le travail consiste à faire une simulation numérique par le code de calcul en élément finis . Une étude paramétrique a été faite afin de voir l'influence de certains paramètres comme le rapport de rigidité EC/E_s et le taux d'incorporation ($a=A_c/A$) et l'effet de la mise en place des colonnes.

***Chapitre I : Introduction
et concepts générales***

I.1. Introduction

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal). On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **Ponceau ou dalot** : pont de petites dimensions (quelques mètres).
- **viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur et portée, généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;
- **passerelle** : ouvrage destiné aux piétons.

La conception d'un pont doit obéir à un bon nombre d'exigences ; outre son pouvoir d'assurer des services d'usagers, doit impérativement répondre à des exigences vis -à-vis de son environnement.

Le pont comprend essentiellement deux grandes parties :

- ✓ La superstructure.
 - ✓ L'infrastructure.
1. **L'infrastructure** : est constitué des fondations, culées, qui sont les appuis extrêmes et les piles qui sont des appuis intermédiaires.
 2. **La superstructure** : est constitué du tablier, des poutres et des entretoises. A ces éléments s'ajoute :
 - ✓ Les trottoirs et les bordures - les revêtements de la chaussée.
 - ✓ Les garde-corps

I.2. But de l'étude

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont entre Khemis et oued fouda sur la ligne ALGER/ORAN.

Pour cela, on doit suivre les étapes suivantes, commencé par la proposition de trois variantes, qui seront prés dimensionnés, et après l'analyse multicritères, nous retiendrons la variante la plus avantageuse pour le dimensionnement le plus profond.

I.3. Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre de l'aménagement de l'ouvrage passages dénivelés en remplacement des passages a niveau entre khemis et oued fouda sur la ligne ALGER /ORAN

L'ouvrage actuel présente approximation une largeur de 10 m et une longueur de 20 m. L'ouvrage projeté conservera la même structure, à savoir deux culées.

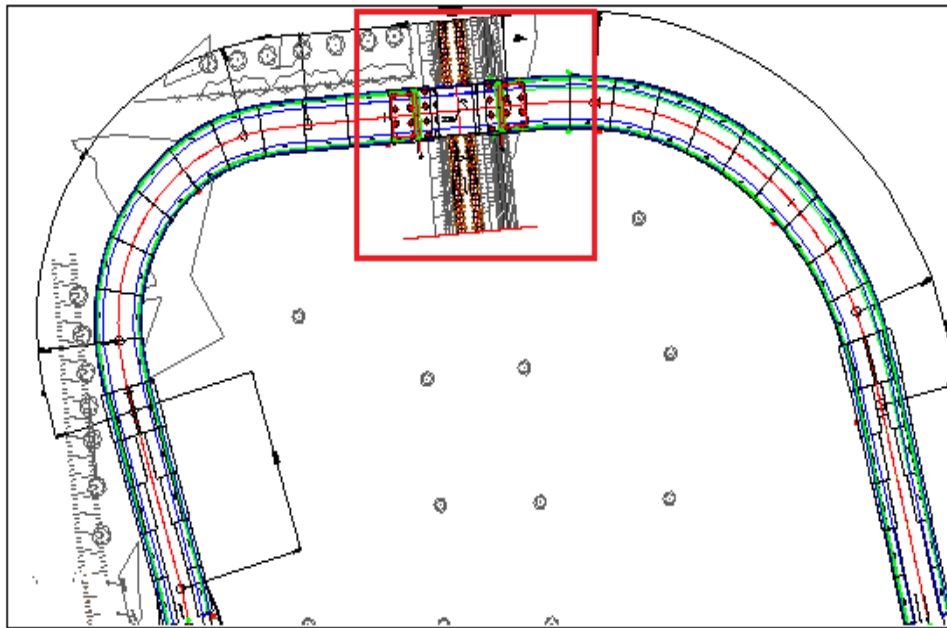


Figure 1: Plan de situation du pont.

Les caractéristiques principales de l'ouvrage :

Ouvrage en béton précontraint

- La structure est constituée par **1** travée de **20** mètres
- La section transversale de chaque travée à une largeur de **10** mètres et elle est formée par **8** poutres de **1,20** mètres de hauteur appuyées sur des appareils d'élastomère fretté
- Une dalle supérieure de **25** cm d'épaisseur.

La construction est vérifiée d'après les exigences et la recommandation donnée par le

B.A.E.L 91 (B.A) ainsi que DTR (document technique réglementaire) pour les surcharges routières. Et RPOA 2008 règlement parasismique applicables

- Surcharge A(l)
- Surcharge
- Surcharge militaire M_{c120}
- Surcharge exceptionnel D
- Le revêtement est en béton bitumineux de 7 cm
- Démarche du concepteur.

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

un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère.

I.4. Recueil des données de l'ouvrage

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions. (BERNARD-GELY.A et CALGARO. J ,1994)

I.5. Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage

En rase campagne, l'implantation d'un ouvrage d'art est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe, mais rarement de manière impérative.

Si le tracé ne comprend pas d'ouvrage exceptionnel, le poids financier des ponts est, en principe, faible devant celui des terrassements. Par contre, s'il s'agit de franchir une grande brèche ou un fleuve, l'implantation du pont ou du viaduc doit être examinée avec soin.

Une bonne collaboration doit s'instaurer entre le spécialiste de la route et celui des ouvrages d'art. En milieu urbain, les contraintes sont souvent déterminantes pour la conception.

Les caractéristiques géométriques doivent être déterminées avec soin. Elles dépendent essentiellement de la nature de la voie portée, mais peuvent être légèrement modifiées afin de simplifier le projet du pont, améliorer son fonctionnement mécanique ou offrir une plus grande liberté dans le choix du type d'ouvrage.

Les questions de biais et de courbure doivent être examinées avec attention.

En règle générale, les grands ouvrages doivent, dans la mesure du possible, être projetés droits : un biais, même modéré, complique l'exécution et induit un fonctionnement mécanique qui peut s'écarter sensiblement des modèles de calcul de la résistance des matériaux classique. Cela dit, il arrive souvent que les ouvrages aient un faible biais dont il peut être assez facilement tenu compte dans les calculs.

Enfin, la question de la longueur du pont doit être posée : les progrès accomplis dans l'exécution des terrassements ont bouleversé les données de la comparaison entre le coût d'un pont et celui d'un remblai et, en l'absence de contraintes majeures d'ordre esthétique ou hydraulique, le remblai constitue le plus souvent la solution la moins chère. (BERNARD-GELY.A et CALGARO. J ,1994)

a) Profil en long

L'ouvrage étudié à une longueur de 20m, d'un seul travée.

b) Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. (Annexe A)

- La largeur du pont 10,5m.
- Largeur roulable $L_r = 7$ m.
- Deux trottoirs de 1,75m chacun.
- Nombre de voies de circulations = 2 voies.
- La pente en travée = 2,5 %.

C) Recueil des données naturelles

La visite des lieux par l'ingénieur est une étape essentielle du projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après.

d) Topographie

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

(BERNARD-GELY.A et CALGARO. J ,2009).

e) Les données climatiques

- **Le vent** Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (fascicule 61, titre II) (2KN/m²)

L'effet du vent est pris en considération à cause de la hauteur élevée des piles

- **La température** Les effets de température sont bien avidement pris en compte dans le calcul des constructions elle à son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appuis

f) Données géotechniques

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Il doit d'abord les faire aux emplacements probables des appuis et recueillir les sondages qui auraient déjà été faits dans le voisinage.(BERNARD-GELY.A et CALGARO. J ,1994)

Le programme géotechnique a été élaboré et réalisé par le L.T.P.O (Laboratoire des

Travaux Publics de l'Ouest) en collaboration avec le service technique de la DTP (le Directeur des Travaux Publics) a comporté la réalisation de :

Deux sondages carottés, Sc1 et Sc2 respectivement de 23.0m et 22.0m de profondeur, avec prélèvements d'échantillons intacts et remaniés pour des essais en laboratoire. (L.T.P.O, 2008)

I.6. Choix du type d'ouvrage

Les critères de choix du type d'ouvrage porte essentiellement sur les points suivants :

Un tablier léger pour minimiser les actions sismiques sur les appuis.

Eviter autant que possible et notamment en zone de forte sismicité, les travées isostatiques. A défaut.

Etudier le mode de liaison tablier/appuis et comparer entre encastrement et appuis simples. (Ministère des travaux publics RPOA, 2008)

A la recherche de la solution engendrant le meilleur profit technico-économique tout en respectant les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Le concepteur doit connaître l'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

Dans notre ouvrage la portée principale de l'ouvrage est l'aspect essentiel pour le choix de l'ouvrage avec quelque aspect architectural, économique et de durabilité, ces aspects sont :

- Rapport des dimensions : tous les éléments du pont sont dimensionnés avec les normes prescrites dans les différents règlements existants.
- L'ouvrage ne doit pas fermer l'espace : puisque il est interdit de cisailer l'autoroute on admet un passage inférieur près de la culée.
- La durée de la réalisation
- Intégration de la structure dans son environnement : puisque nous sommes loin de l'agglomération on va essayer de prendre un ouvrage simple et économique.
- La capacité technique architecturale et économique des bureaux d'étude et des entreprises

Tableau 1: Ponts à plusieurs travées (BENAYAD.K&BENADLA.I, 2009).

La portée (m)	<20m	Entre 20et 50m	Entre 50et 300m	>300m
Les solutions probables	Pont dalle en béton armé ou en béton précontraint	-Pont dalle à encorbellement -Pont mixte a poutres métalliques -Pont a poutres en béton précontraint	-Pont en béton précontraint Construit encorbellement -Pont a poutre continue en acier -Pont a hauban	- Pont Suspendu -Pont ahauban

a) Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

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

I.7. Conclusion

D'après l'analyse multicritères ci-dessus et quand n'a étudié, du point de vue économique, technique et même esthétique, en respectant les données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage de franchissement on a adopté le pont à poutres en **béton précontraint** dont les détails sont présentés précédemment.

Chapitre II :
Caractéristiques des
matériaux

II.1.Introduction

Dans ce chapitre on reporte les principales indications des matériaux structuraux utilisés pour la réalisation de l'ouvrage, toutes les spécifications techniques ont été faites conformément aux règlements B.A.E.L91 pour le béton armé et le B.P.E.L91 pour le béton précontraint.

II.2.Le béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques. le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression et de l'ordre de 20 à 40 et a la traction de 2 à 4 MPa). Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de ce lui destiné au béton arme Le béton résistant mieux en compression qu'en traction, le but de la précontrainte est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression. Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression créées par la mise en tension des câbles des précontrainte.

Le module d'élasticité longitudinal est élevé, pour réduire les pertes de tension des aciers, Pour le béton précontraint, le dosage du ciment sera de l'ordre de 400 à 450 kg/cm³, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/cm³, qui nous garantiront une résistance de 35 mpa au minimum.

Le béton précontraint a connu un développement important dans le domaine des ponts routiers et ferroviaires, domaine qu'il couvre de nos jours exclusivement, du moins pour les travées courantes. L'adoption de structures suspendues en béton précontraint pour de très grandes portées a conduit dans ce cas aussi à des solutions qui concurrencent les structures métalliques.

II.2.1. Résistance à la compression

Dans les cas courants le béton est défini par sa résistance à la compression en 28 jours d'âge, D'après le B.A.E.L, la relation qui donne la variation de f_{cj} dans le temps pour un béton âgé de moins de 28 jours est les suivantes :

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{4,76 + 0,83j} \right) f_{c28} \quad \text{si: } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{1,40 + 0,95j} \right) f_{c28} \quad \text{si: } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Dans notre projet on a :

- $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$ Pour le béton de poutres préfabriquées du tablier.

- $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$ Pour le béton de la pile, la culée, les semelles

II.2.2. Résistance caractéristique à la traction

Notée f_{t28} , st conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \dots \dots \dots (1)$$

Cette formule linéaire valable pour une résistance à la compression supérieure à 20 MPA.

- $f_{t28} = 2.7 \text{ Mpa}$ Pour le béton de $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$
- $f_{t28} = 2.22 \text{ Mpa}$ Pour le béton de $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$

II.2.3. Contrainte admissible de compression du béton

L'ELU : $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$.

$\gamma_b = 1,5$ En situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ En situations accidentelles.

Le coefficient θ est fixé à (1) lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à (0,9) lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, à (0.85) Lorsqu'elle est inférieure à 1h.

D'où :

- $f_{bu} = 19.83 \text{ Mpa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.
- $f_{bu} = 25.87 \text{ Mpa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$
- $f_{bu} = 15.3 \text{ Mpa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.
- $f_{bu} = 19.95 \text{ Mpa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.

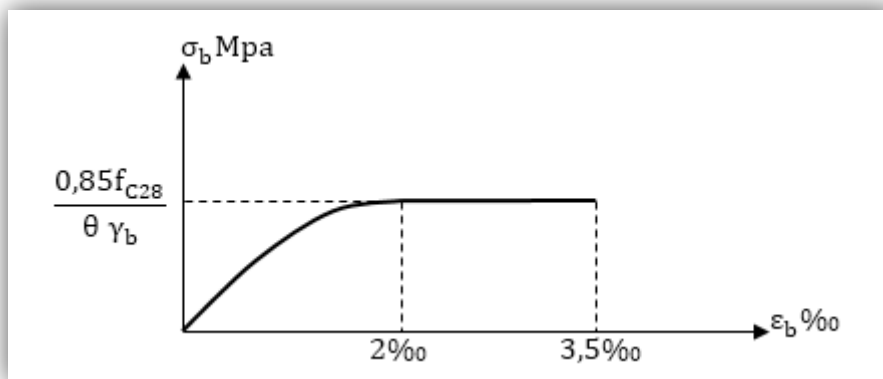


Figure 2: diagramme contrainte déformation.

L'ELS

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivant :

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

II.2.4. Module de déformation différée du béton

Les Règles BAEL définissent les valeurs des modules de déformation instantanée et différée, nécessaires dans certains calculs (notamment état limite de déformation).

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est obtenu par la formule :

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

Le module de déformation différé E_{vj} est donné par la formule :

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

II.2.5. Module de déformation transversale

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$.

Avec : ν = coefficient de poisson.

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,2$ Pour un béton non fissuré (ELS).
- $\nu = 0$ Pour un béton fissuré (ELU).

II.3.L'acier

II.3.1. Aciers de béton armé

Les aciers les plus utilisés sont des aciers à haute adhérence (HA) de classe $FeE400$ ou $FeE500$. Ils sont caractérisés par :

II.3.1.1. Limite d'élasticité

Elle est notée f_e . Pour tous les éléments, on emploie un acier courant à haute adhérence de classe $FeE50$ dont la limite élastique égale à 500 Mpa .

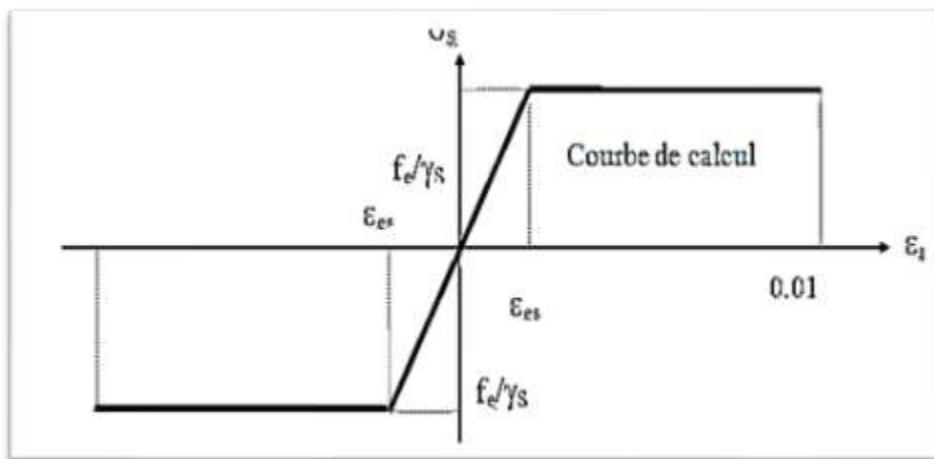


Figure 3: diagramme déformation-contraainte de l'acier de BA.

II.3.1.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier

$$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (3)$$

II.3.1.3. Contrainte limite de traction**E.L.U**

$$\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e} \dots \dots \dots (4)$$

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U, on introduit un coefficient γ_s tel que :

- $\gamma_s = 1$ En situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1,15$ En situation durable ou transitoire

E.L.S

Dans cet état, la contrainte limite de traction dépend de type de fissuration :

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}$.
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \dots \dots \dots (5)$
- En fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \dots \dots \dots (6)$

Avec :

- $\eta = 1$ Pour les treillis soudés et les ronds lisses.
- $\eta = 1,6$ Pour les treillis soudés et les ronds lisses.

II.3.2. Acier de béton précontraint

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

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration, ils sont de classe *FeE50*.
- Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

Pour la précontrainte par post-tension, la précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = \min(0,8f_{prg}; 0,9f_{peg}) \dots \dots \dots (7)$$

- f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.
- f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

II.3.2.1. Catégories d'acier de précontrainte**❖ Les fils**

Les fils sont des armatures dont la plus grande dimension transversale est inférieure à 12.5mm ; ils sont livrés en couronnes.

On distingue :

- Les fils d'acier ronds et lisse.
- Les fils autres que ronds et lisses.

❖ Les barres

Les barres sont définies comme des armatures rondes et lisses de diamètre supérieur à 12,5mm, ou non rondes ou non lisses ne pouvant être livrées en couronnes.

II.3.2.2. Les caractères géométriques sont le diamètre et la section.**❖ Les torons**

Un toron est un assemblage de 3 ou 7 fils enroulés en hélice et répartis en une couche, éventuellement autour d'un fil central.

Les torons sont caractérisés par le nombre de leur fils, par leur diamètre, et par leur section.

❖ Caractéristiques mécaniques

Les caractères des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont :

- Section nominale de l'armature.
- La contrainte maximale garantie à rupture f_{prg} .
- La contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité f_{peg} .
- Coefficient de relaxation ρ_{1000} .
- $\rho_{1000}=2,5\%$ pour la classe TBR (Très Basse Relaxation).
- $\rho_{1000}=8\%$ pour la classe RN (Relaxation Normale).
- Adhérence au béton.
- Module de déformation longitudinale.

II.3.2.3. La limite élastique

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie à la rupture.

II.3.2.4. Module de Young

Le module d'élasticité longitudinal " E_p " des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_p = 200\ 000\ Mpa$ Pour les barres.

$E_p = 195\ 000\ Mpa$ Pour les torons.

II.3.2.5. Diagramme contraintes-déformation

Il est d'abord linéaire (phase élastique, la pente de la droite étant le module d'élasticité E_p de l'armature), puis il s'incurve, pour aboutir à un quasi-palier plastique. Enfin, la rupture survient pour une contrainte $1,06f_{peg}$ et un allongement relatif de 2%.

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_p \sigma_p}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \quad \text{Si } \sigma_p > 0,9f_{peg}.$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \quad \text{Si } \sigma_p < 0,9f_{peg}.$$

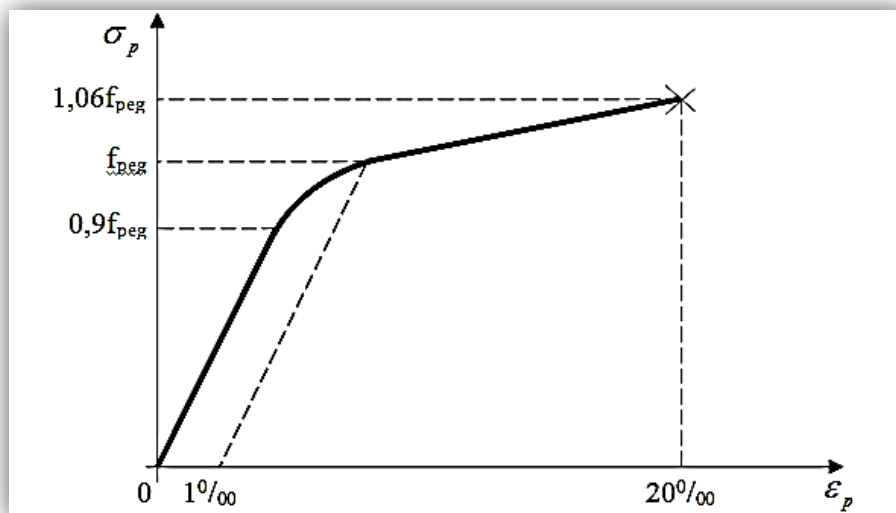


Figure 4: diagramme contrainte déformation des aciers actif.

❖ Pour notre projet

On utilise l'acier de type T15TBR (très basse relaxation)

- $f_{prg} = 1770$ MPa.
- $f_{peg} = 1573$ MPa.
- Section pour 1T15=150mm²
- Soit 12T15 dont $A_p = 1800$ mm²
- Diamètre de gaine pour 12T15 : $\theta_g = 82$ mm.

II.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présentée sur les différents matériaux (le béton, le béton précontrainte, les armatures passives « aciers hautes adhérence », armatures actives « torons »), utilisés pour effectuer l'étude et la réalisation de notre ouvrage, ces derniers ont été traités et exposés toutes en précisant les différentes caractéristique mécanique requises telles que (la résistance à la compression, la résistance de traction,...etc.)

***Chapitre III : Pré-
dimensionnement du
tablier***

III.1. Introduction

Pour les ponts, la voie de circulation est portée par le tablier. Dans le cas des ponts à poutres, ceci est sensiblement horizontal et constitué par l'ensemble des éléments porteurs (dalle, poutres et entretoises) et des équipements (corniche, dispositif de retenue...).

Dans ce chapitre, on s'intéresse au tablier dont les poutres sont en béton précontraint et au dimensionnement de ses éléments.

III.2. Pré-dimensionnement des éléments du tablier

III.2.1. Pré-dimensionnement de la poutre

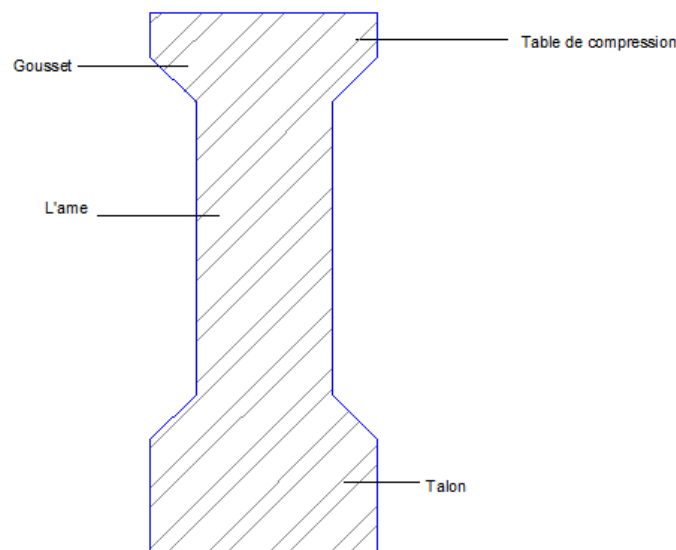


Figure 5: Coupe transversale d'une poutre.

a) L'espacement entre axes des poutres (λ)

L'espacement entre axes des poutres est compris entre 0,9 et 1,5m. ($0,9 \leq \lambda \leq 1,5m.$)

Donc nous allons fixer l'espacement $\lambda = 1,3m$

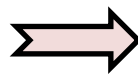
b) Nombre de poutres (N)

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante : $N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$

L_a : entraxe entre les deux poutres de l'extrémité.

$$L_a = 9,1m.$$

$$N = \frac{9,1}{1,3} + 1 = 8$$



8 poutres

c) Hauteur des poutres

L'épaisseur du tablier est donnée par un élancement qui est compris entre : 1/20 et 1/22. Pour une longueur $L = 20$ m et un élancement économique de 1/22.

On aura : $(h_t/L) \geq (1/22)$ d'où $h_t \geq 1,23m$

$$\frac{20}{22} \leq h_t \leq \frac{20}{18} \text{ donc } 0,91 \leq h_t \leq 1,11$$

On prend : $H_t = 1,20\text{m}$.

III.2.2. La dalle

III.2.2.1. Définition de la dalle : (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 et les surcharges 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 coffrages se présentent sous la forme de pédale en mortier de fibres ou en béton armé.

III.2.2.2. Pré dimensionnement de la dalle

Dans les ponts biais, on définit pour la dalle deux types de dimensions ; qui sont les dimensions droites et les dimensions biaisées. Elles concernent la longueur et la largeur :

a) La longueur biaisée

La longueur biaisée de la dalle est celle parallèle à l'axe du pont. Elle est égale à la longueur des poutres.

$$L_{bi} = 20 \text{ m}$$

b) La longueur droite

Elle est perpendiculaire à la ligne de l'appui

$$L_{dr} = 19\text{m}$$

c) La largeur droite

C'est la largeur perpendiculaire à l'axe du pont, elle est de 10 m

$$l_{dr} = 10 \text{ m}$$

d) La largeur biaisée :

C'est la largeur parallèle à la ligne de l'appui :

$$l_{bi} = 10,50 \text{ m}$$

e) Épaisseur de la dalle :

En général, l'hourdis possède 3 vocations:

- Il sert de dalle de couverture;
- Il supporte les surcharges et les transmet aux poutres
- Il joue le rôle d'entretoisement transversal.

Son épaisseur h_0 est en général comprise entre 20 et 30cm, il doit vérifier la condition suivante :

$$h_o \geq \frac{m}{15} \text{ avec } m: \text{ l'entraxe des poutres .}$$

$$h_o \geq \frac{130}{15} = 8,66\text{cm} , \text{ on adopte } h_0 = 25 \text{ cm.}$$

III.3. Les caractéristiques de l'ouvrage

- La portée : La portée de l'ouvrage : **19m.**
- Longueur des poutres précontraintes : **20m.**
- Profil en travers : un devers deux sens de **2,5%.**
- Les poutres : 8 poutres de 20 m de longueur et de 1,2 de hauteur espacées de **1,3 m.**
- La dalle : une largeur droite de **10 m** et une épaisseur de **25 cm.**
- Trottoir avec corniche : une largeur de **1,75m.**
- Chaussée : de deux voies de 3 m chacune
- Revêtement : en béton bitumineux de 7cm d'épaisseur et 1cm d'étanchéité

III.4. Caractéristiques géométriques des poutres

III.4.1. Notation

- I_G : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité : $I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} V'$ (1)
- S_{Δ} : Moment statique par rapport à l'axe (Δ), avec : $S_{\Delta} = \sum B_i y_i$ (2)
- $I_{Gr} = \frac{b.h^3}{12}$: Pour une section rectangulaire(3)
- $I_{Gt} = \frac{b.h^3}{36}$: Pour une section triangulaire(4)
- I_{Δ} : moment d'inertie par rapport (Δ) : $I_{\Delta} = \sum [I_g + B_i y_i'^2]$ (5)
- B : La section transversale(6)
- v' : Distance du centre de gravité a la fibre inférieure : $v' = \frac{\sum (B_i \times y_i)}{\sum B_i}$ (7)
- v : Distance du centre de gravité a la fibre supérieure : $v = h - v'$ (8)
- ρ : Rendement géométrique de la poutre, $\rho = \frac{I_G}{B.V_i.V_s}$ (9)
- r : Rayon de giration de la section : $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$ (10)

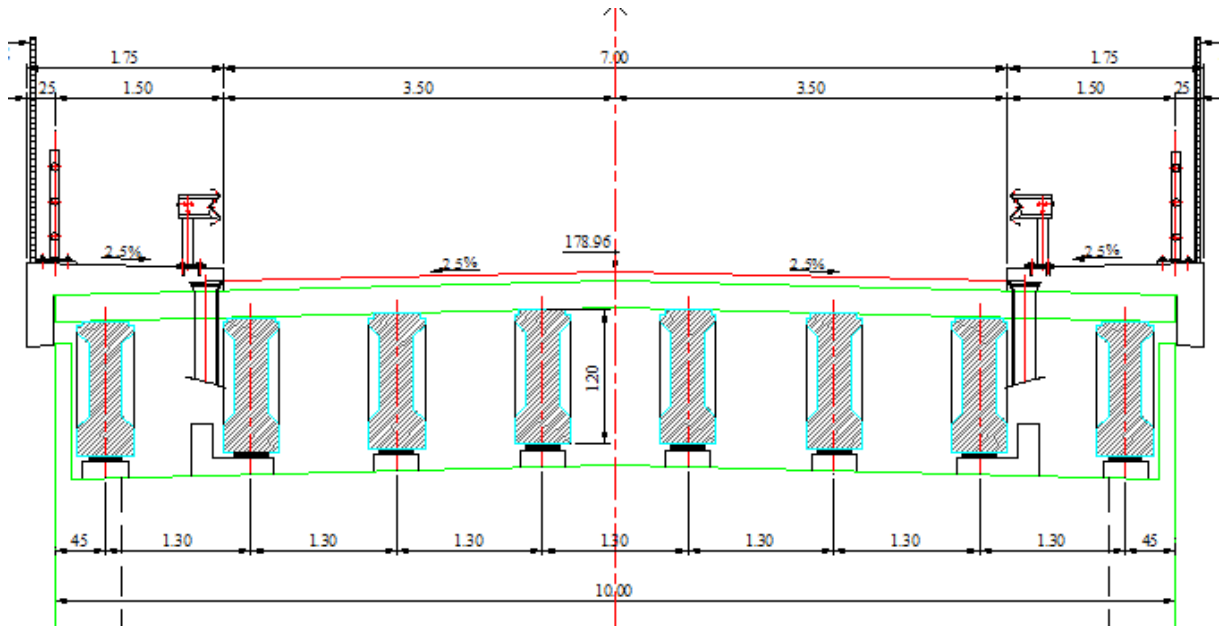


Figure 6: Coupe transversale du pont.

III.4.2. Caractéristiques géométriques des sections brutes

III.4.2.1. Section médiane

a) Poutre seule (intermédiaire et de rive)

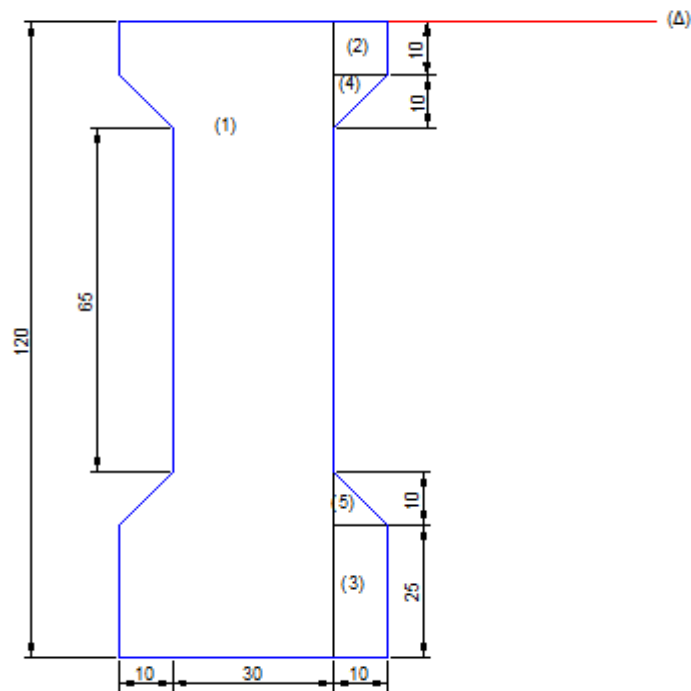


Figure 7: Poutre seule (intermédiaire et de rive).

Tableau 2: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre seule (intermédiaire et de rive).

section	X	Y	B (cm ²)	Yi (cm)	S _Δ	I _G (cm ⁴)	I _Δ
1	30	120	3600	60	216000	4320000	17280000
2×2	10	10	200	5	1000	833,33	5833,33
3×2	10	25	500	107,5	53750	13020,83	5791145,83
4×2	10	10	100	13,33	1333	277,78	18046,67
5×2	10	10	100	91,67	9167	277,78	840616,67
Total	/	/	4500	/	281250	4334409,72	23935642,5

V'	V	I _G	ρ	r ²
57,5	62,5	6357517,5	0,393121855	37,59

a) Poutre intermédiaire avec hourdis

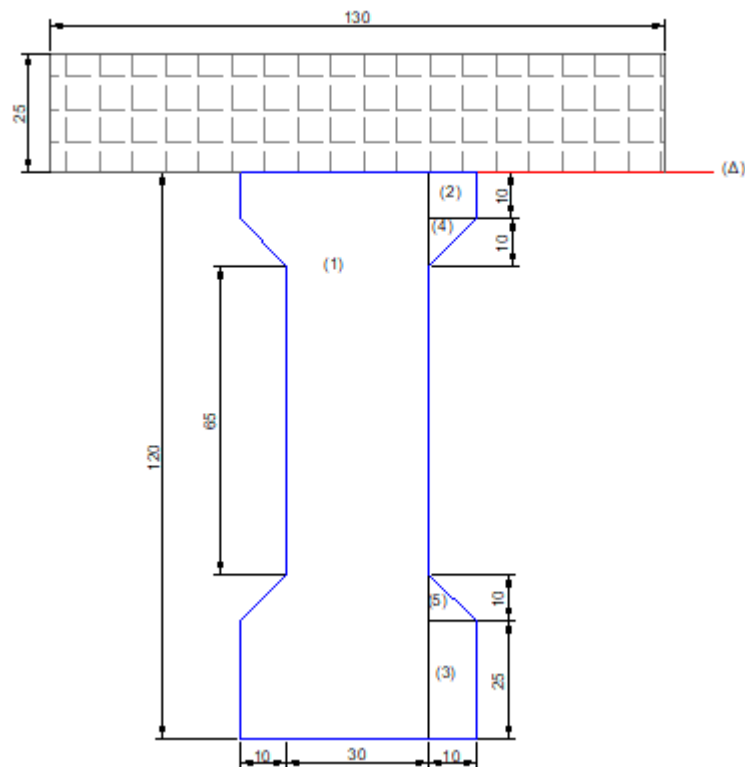


Figure 8: Poutre intermédiaire section médiane avec hourdis.

Tableau 3: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdi.

section	X	Y	B (cm ²)	Yi (cm)	S _Δ	I _g (cm ⁴)	I _Δ
1	30	120	3600	85	306000	4320000	30330000
2×2	10	10	200	30	6000	833,33	180833,33
3×2	10	25	500	132,5	66250	13020,83	8791145,83
4×2	10	10	100	38,33	3833	277,78	147196,67
5×2	10	10	100	116,67	11667	277,78	1361466,67
6	25	130	3250	12,5	40625	169270,83	677083,33
Total	/	/	7750	/	434375	4503680,55	41487725,83

V'	V	I _G	ρ	r ²
88,95	56,05	17140306,5	0,443603855	47,03

b) Poutre de rive avec hourdis

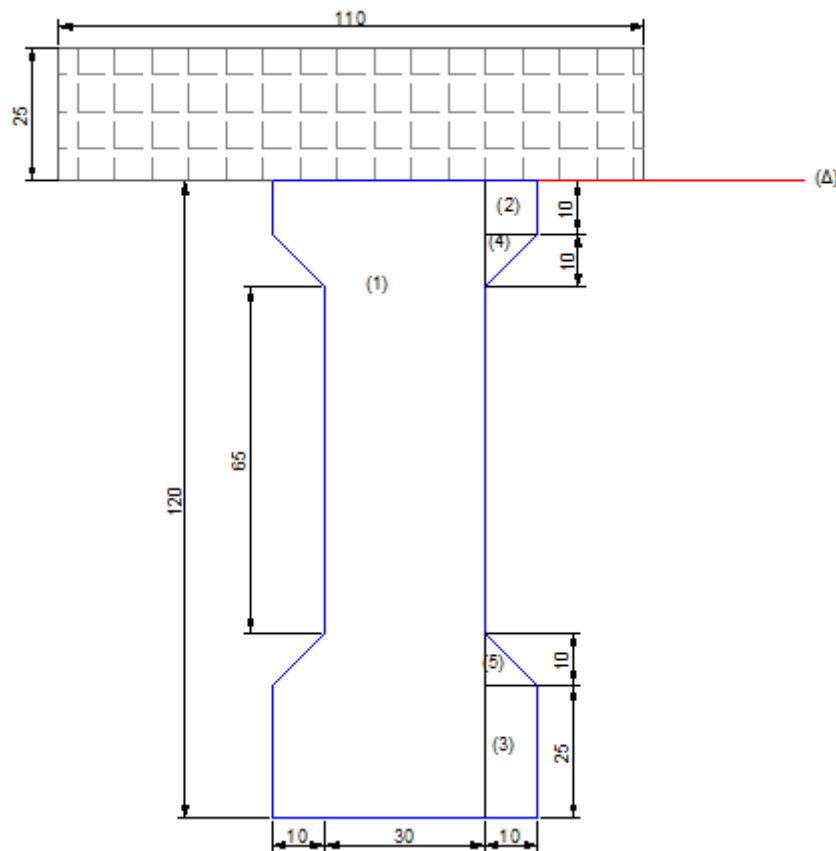


Figure 9: Poutre de rive section médiane avec hourdis.

Tableau 4: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis.

section	X	Y	B (cm ²)	Yi (cm)	S _Δ	I _G (cm ⁴)	I _Δ
1	30	120	3600	85	306000	4320000	30330000
2×2	10	10	200	30	6000	833,33	180833,33
3×2	10	25	500	132,5	66250	13020,83	8791145,83
4×2	10	10	100	38,33	3833	277,78	147196,67
5×2	10	10	100	116,67	11667	277,78	1361466,67
6	25	110	2750	12,5	34375	143229,17	572916,67
Total	/	/	7250	/	428125	4477638,89	41383559,17

V'	V	I _G	ρ	r ²
85,95	59,05	16102039,8	0,437599791	47,13

III.4.2.2. Section d'extrémité

a) Poutre seule (intermédiaire et de rive)

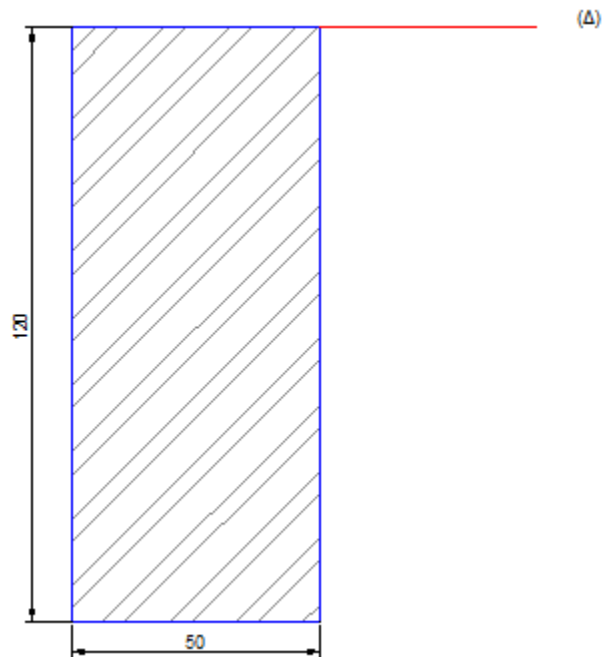


Figure 10: Poutre seule section d'extrémité (intermédiaire et rive).

Tableau 5: Caractéristiques géométrique de la section d'extrémité de la poutre de rive avec hourdis.

section	X	Y	B (cm ²)	Yi (cm)	S _Δ	I _G (cm ⁴)	I _Δ
1	50	120	6000	60	360000	7200000	28800000

V'	V	I _G	ρ	r ²
60	60	7200000	0,333333333	34,64

b) Poutre intermédiaire avec hourdis

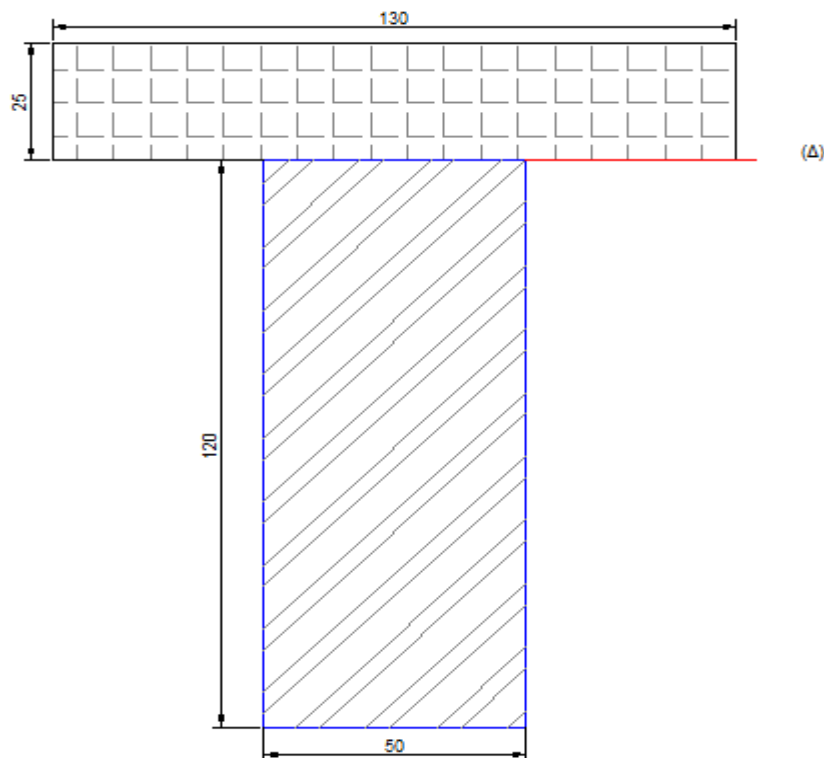


Figure 11: Poutre intermédiaire section d'extrémité avec hourdis.

Tableau 6: Caractéristiques géométrique de la section d'extrémité de la poutre de rive avec hourdis.

section	X	Y	B (cm ²)	Yi (cm)	S _Δ	I _G (cm ⁴)	I _Δ
1	50	120	6000	60	360000	7200000	28800000
2	130	25	3250	12,5	40625	169270,83	677083,33
Total	/	/	9250	/	400625	7369270,83	29477083,33

V'	V	I _G	ρ	r ²
101,69	43,31	12125689,7	0,297644791	36,21

c) Poutre de rive avec hourdis:

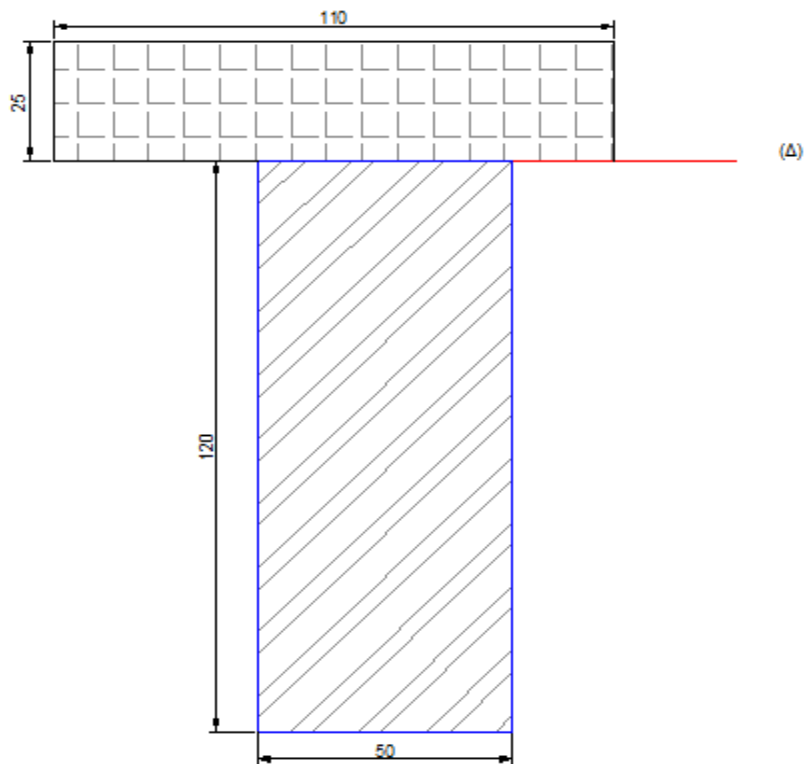


Figure 12: Poutre de rive section d'extrémité avec hourdis.

Tableau 7: Caractéristiques géométrique de la section d'extrémité de la poutre de rive avec hourdis.

section	X	Y	B (cm ²)	Y _i (cm)	S _Δ	I _g (cm ⁴)	I _Δ
1	50	120	6000	60	360000	7200000	28800000
2	25	110	2750	12,5	34375	143229,17	572916,67
Total	/	/	8750	/	394375	7343229,17	29372916,67

V'	V	I _G	ρ	r ²
99,93	45,07	11597872	0,29428834	36,41

Tableau 8: Les caractéristiques géométriques de la section d'extrémité est intermédiaire de la poutre seul.

	Poutre seule	
	Poutre de rive et intermédiaire	
	Section d'extrémité	Section médiane
B (cm²)	6000	4500
(cm⁴)	7200000	6357517,5
V (cm)	60	62,5
V' (cm)	60	57,5
r² (cm²)	34,64	37,59
ρ%	33,33	39,31
S(Δ) (cm³)	360000	281250

Tableau 9: Les caractéristiques géométriques de la section d'extrémités intermédiaire de la poutre avec hourdis.

	Poutre avec hourdis			
	Poutre intermediaires		Poutre de rive	
	Section d'extrémité	Section médiane	Section d'extrémité	Section médiane
B (cm²)	8750	9250	7250	7750
(cm⁴)	11597872	12125689,7	16102039,8	17140306,5
V (cm)	45,07	43,31	59,05	56,05
V' (cm)	99,93	101,69	85,95	88,95
r² (cm²)	36,41	36,21	47,13	47,03
ρ%	29,43	29,76	43,76	44,36
S(Δ)	394375	400625	428125	434375

***Chapitre IV : Evaluation
des charges et surcharges***

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il est à une fonction porteuse, les actions appliquées à un ouvrage peuvent être :

❖ **Des actions permanentes**

- Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle).
- Le poids des entretoises.
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (corniches, barrières et revêtement).

❖ **Des actions variables**

- Les charges d'exploitation : elles sont définies le règlement relatif aux ponts routier (**fascicule 61 titre II**);
- Les charges climatiques : essentiellement vent et températures ;
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme.

IV.2. Calcul des charges permanentes

IV.2.1. La charge permanente (Cp)

IV.2.1.1. La dalle

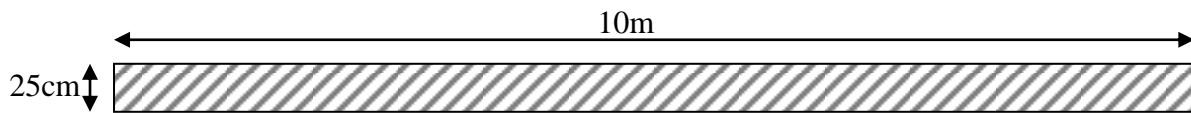


Figure 13: coupe transversale droite de la dalle.

$p_{dalle} = 0,25 \times 10 \times 2,5 = 6,25 \text{ t/ml}$

- La charge de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire

$p_{di} = 2,5 \times 0,25 \times 1,3 = 0,81 \text{ t/ml}$



- La charge de la dalle qui revient à la poutre rive

$p_{dr} = 2,5 \times 0,25 \times 1,1 = 0,69 \text{ t/ml}$



IV.2.1.2. Les poutres

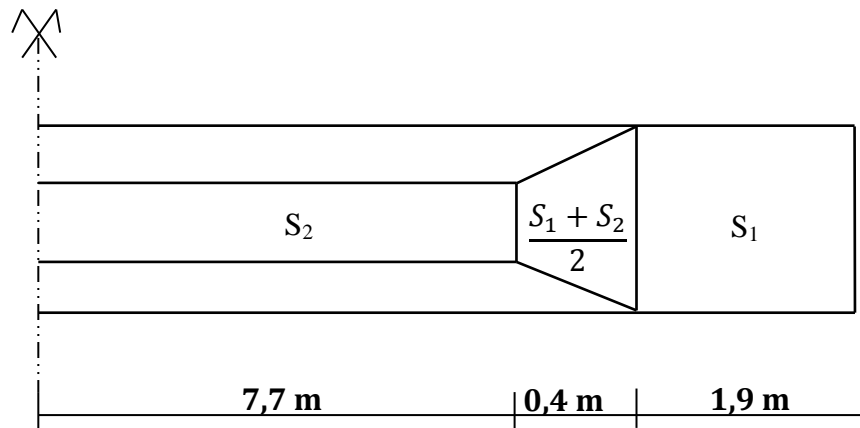


Figure 14: vue latérale de la poutre en béton précontrainte.

A- Poids des poutres intermédiaires

$$s_1 = 0,6000$$

$$s_2 = 0,450$$

$$\gamma_b = 2,5 \text{ t} \cdot \text{m}^{-3}$$

$$P_{\text{poutre}} = 2 \left(s_1 \cdot 1,9 + \left(\frac{s_1 + s_2}{2} \right) \cdot 0,4 + s_2 \cdot 7,7 \right) \gamma_b$$

$$P_{\text{poutre}} = 2 (1,14 + 0,21 + 3,465) 2,5$$

$$P_{\text{poutre}} = 24,075 \text{ t}$$

$$P_{\text{poutre}} = \frac{24,075 \text{ t}}{20} = 1,204 \text{ t/ml}$$

B- Poids totale des poutres

$$P_{\text{tot}} = 1,204 \times 8 = 9,63 \text{ t/ml}$$

$$CP = (P_{\text{Dalle}} + P_{\text{Poutre}}) = 9,63 + 6,25 = 15,88 \text{ t/ml}$$

IV.2.2. La charge complémentaire permanente (CCP)

Elle convient le poids de la superstructure tel que ce dernier contient les éléments suivant :

- Le revêtement.
- La chape d'étanchéité.
- longrines
- Les corniches.
- Barrières.

IV.2.2.1. Le poids de revêtement + La chape d'étanchéité

$$P_{\text{revt}} = 7 \times 0,07 \times 2,2 = 1,078 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{étanch}} = 7 \times 0,01 \times 2,2 = 0,154 \text{ t/ml}$$

$$P_{tot}=1,232 \text{ t/ml}$$

- La charge de revêtement + La chape d'étanchéité à la poutre à coté de rive

$$Prev \text{ coté de rive} = 2,2 \times 0,08 \times 0,7 = 0,1232 \text{ t}$$

- La charge de revêtement + La chape d'étanchéité à la poutre intermédiaire

$$Prev \text{ intermédiaire} = 2,2 \times 0,08 \times 1,3 = 0,23\text{t/ml}$$

IV.2.2.2. Le poids des corniches, longrines et barrières

A- Poids de la corniche

$$S_{corn} = [(0,75 \times 0,23)] - \left(\frac{0,05}{2}\right)^2$$

$$=0,17125-0,00125$$

$$S_{corn} = 0,17125 \text{ m}^2$$

$$P_{corn} = 2,5 \times 0,17125 = 0,4281 \text{ t/ml}$$

B- Poids de trottoir

$$s = (0,25 + 0,2) \times 1,5/2 - (0,1^2\pi)$$

$$s = 0,3811\text{m}^2$$

$$P_{long} = 2,5 \times 0,3811 = 0,9528 \text{ t/ml}$$

C-La charge de trottoir+corniche qui revient à la poutre de rive :

$$P_{rive}=[(0,9528 \times 2/3)] + 0,4281=1,0633\text{t /ml}$$

De-Là charge de trottoir qui revient à la poutre de rive :

$$P_{rive}=(0,9528 \times 1/3)=0,318 \text{ t /ml}$$

Poids de Gard corps

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

Poids de Glissière de sécurité :

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

$$CCP=2 \times (P_{trot}+ P_{corn}+PGC+ PGs) + Prev$$

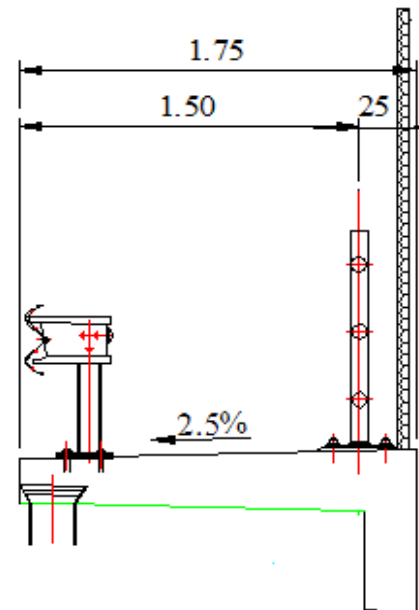


Figure 15: détail de corniches ,longrines et barrières.

$$CCP = 2 \times (0,9528 + 0,4281 + 0,1 + 0,06) + 1,232$$

$$CCP = 4,314t/ml$$

IV.2.3.La charge totale

$$g = (CP+CCP)=(15,88 + 4,314) = 20,194 t /ml$$

$$G = (CP+ CCP) \times L = 20,017 \times 20 = 403,34 t$$

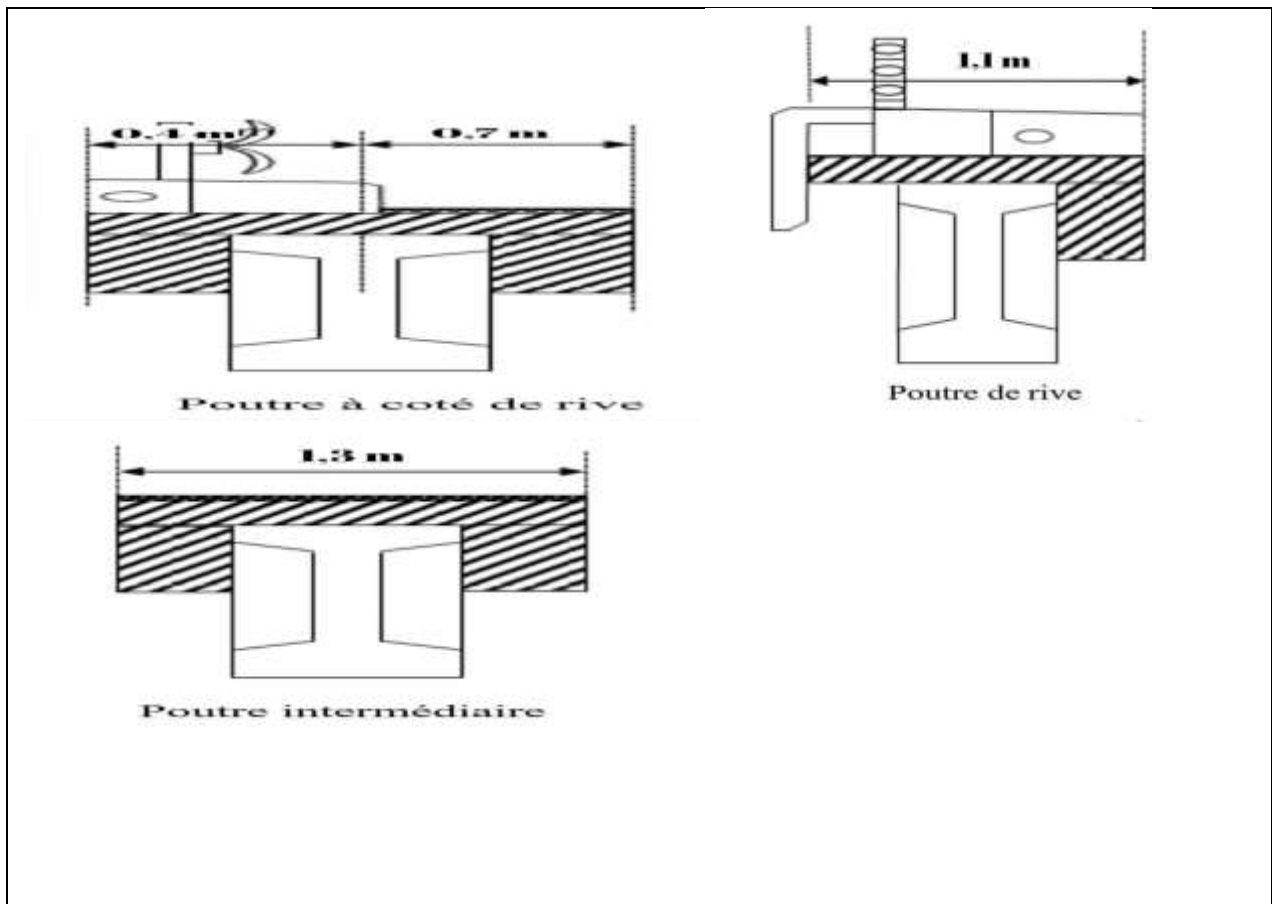


Tableau 10: poids revenant a chaque poutre.

Charge (t/ml)	Poutre de rive	Poutre intermédiaire	Poutre coté de rive
Poutre seule	1,204	1,204	1,204
Dalle	0,6875	0,8125	0,8125
Revêtement	/	0,23	0,1232
Corniche et trottoir	1.0633	/	0,318
garde-corps et longrine	0,100	/	/
Σ (charge)	3,055	2,25	2,458

IV.3. Etude des surcharges

D’après le fascicule 61 titre II, les surcharges a utilisées pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système B : (B_c et B_t)
- La surcharge militaire M_{c120}.
- Le convoi exceptionnel D₂₄₀.

Ces actions sont appliquées et disposées sur la chaussée de façon à obtenir l’effet le plus défavorable.

IV.3.1.Détermination des caractéristiques du pont

Classe du pont

Les ponts route sont rangés en trois classes en fonction de la largeur rouable, et leur utilisation.

Tableau 11: Classe du pont.

La classe	La largeur rouable
1	LR ≥ 7 m
2	5,50 m <LR < 7 m
33	LR < 5,50 m

- Largeur rouable :LR = 7 m < : Donc ce pont est de la 1^{ere} classe.
- Largeur chargeable : L_c=L_R
- Nombre des voies : m=E (L_c/3) = 2 voie.
- largeur d’une voie : 3,5 m

IV.3.2.Evaluation des surcharges

IV.3.2.1. Système 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 :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \text{ (Kg/m}^2\text{)} \dots\dots\dots(1)$$

L : la portée du pont = 19 m

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{19 + 12} = 1391,3 \text{ kg/m}^2 = 1,391 \text{ t/m}^2$$

a₁ est détermine en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

Tableau 12: valeurs de Coefficient de dégressivité transversale.

	1voie	2voie	3voie	4voie	≥ 5voie
1 ^{ère} classe	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
2 ^{ème} classe	1,00	0,90	/	/	/
3 ^{ème} classe	0,90	0,80	/	/	/

- a_1 est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.
- $a_2 = V_0 / V$
- V : La largeur d'une voie = **3,5 m**
- V_0 : dépend de la classe = 3,5 (1^{ère} classe)

Une voie chargée

Pont de 1^{ère} classe nombre de voies chargées = 1 $\implies a_1 = 1 \implies a_2 = 1$

$$A (1L) = A (L) \times a_1 \times a_2 \times V$$

$$A (1L) = 1,391 \times 1 \times 1 \times 3,5 = \mathbf{4,869 \text{ t/ml}}$$

Deux voies chargées

Pont de 1^{ère} classe.

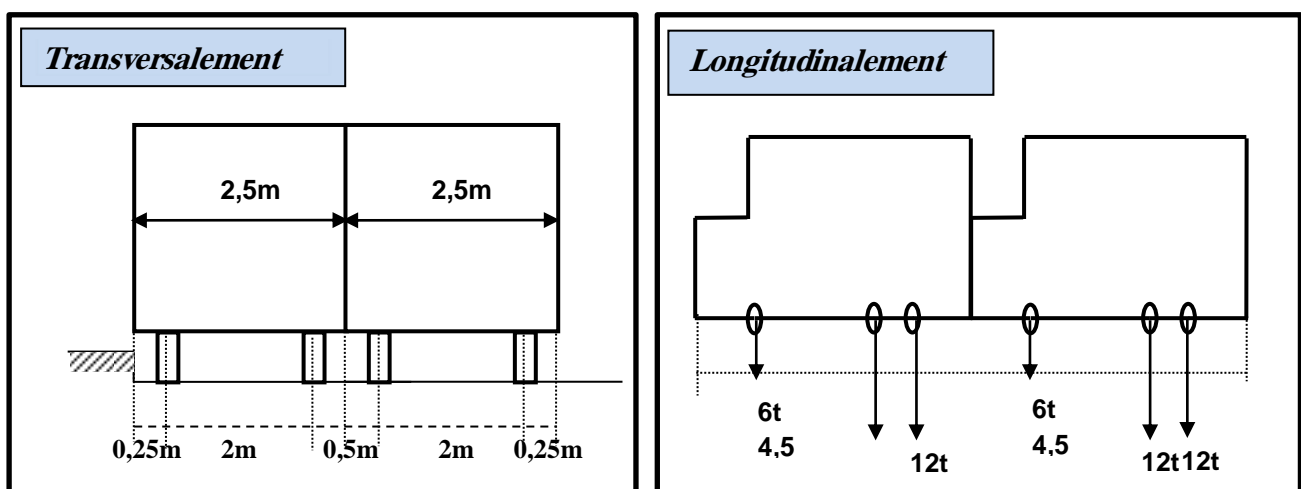
Nombre de voies chargées = 2

$$a_1 = 1 \text{ et } a_2 = 1$$

$$A (2L) = 1.391 \times 1 \times 1 \times 3,5 \times 2 = \mathbf{9,737 \text{ t/ml}}$$

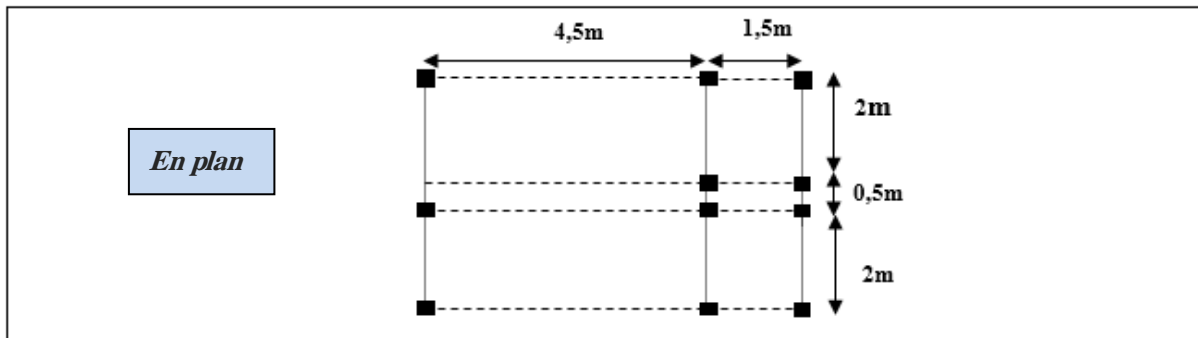
IV.3.2.2. Système B_C

Un chemin type de système B_C comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :



1,5 4,5m

1,5 2,25m



On fonction de la classe du pont et de nombre de files considérées les valeurs des charges du système B_C prise en compte son multiplié par le coefficient b_C.

Tableau 13: valeurs de coefficient bc.

	1 voie	2 voies	3 voies	4 voies	≥ 5 voies
1 ^{ere} Classe	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2 ^{eme}	1,00	0,90	-	-	-
3 ^{eme}	1,00	0,80	-	-	-

- Les charges du système B_C sont frappées par un coefficient de majoration dynamique δ

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4\frac{G}{S}} \dots \dots \dots (2)$$

L : portée du pont = 19 m

G : charge permanente = 403,34 t

S : surcharges max = 30 × 2 × 2 = 120t

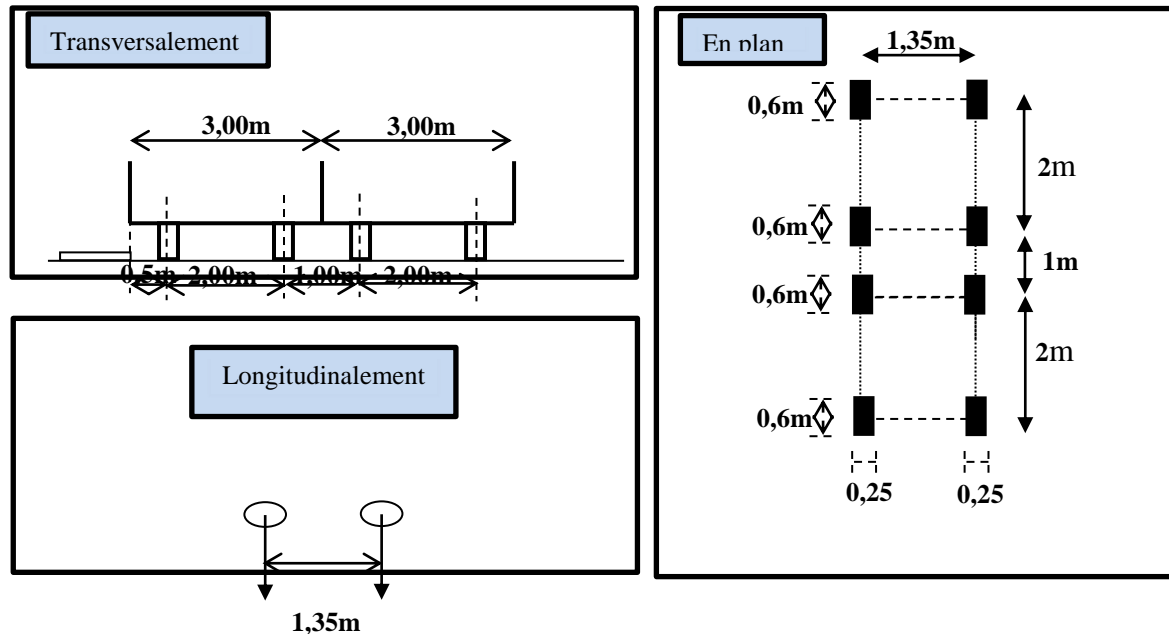
$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 19} + \frac{0,60}{1 + 4\frac{403.34}{120}} = 1,12$$

Tableau 14: Charges de système Bc par essieu.

	b _c	δ _{bc}	charges par essieu (t)	
1 voie	1,2	1,12	E avant	6×1,2×1,12 = 8,064
			E arriere	12×1,2×1,12 = 16,128
2voies	1,1	1,12	E avant	2×6×1,1×1,12 = 14,784
			E arriere	2×12×1,1×1,12 = 29,568

IV.3.2.3. Système B_t

Un tandem du système B_t est applicable seulement sur la 1^{ère} et 2^{ème} classe, il comporte deux essieux (2x16t), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes :



- Les valeurs des charges du système B_t prise en compte son multiplié par le coefficient b_t.
- Les charges du système B_t sont frappées par un coefficient de majoration dynamique δ.
- De même façon comme dans le système B_C , on à deux coefficients :

	1 ^{ère} Class	2 ^{ème} Class
b _t	1,00	0,90

Coefficient b_t

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{G}{S}} \dots\dots\dots (3)$$

L : portée du pont = 19 m

G : charge permanente = 403,34 t

S : surcharges max = S = Q×b_t = 64×1 = 64 t

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 19} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{403,34}{64}} = 1,11$$

Tableau 15: charges de système Bt par essieu.

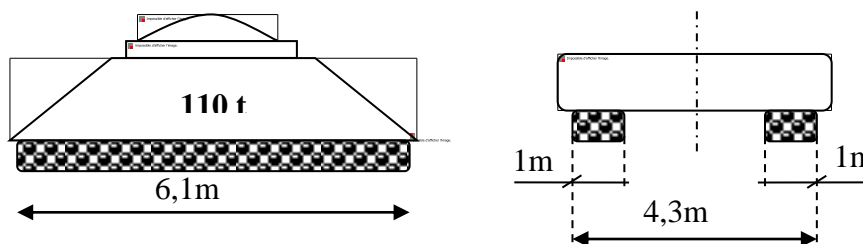
	B _t	δ _{Bt}	Charge par essieu (t)
1 voie	1	1,11	16×1×1,11 = 17,76
2 voies	1	1,11	2× 16×1× 1,11 = 35,52

IV.3.2.4. Système militaire Mc 120

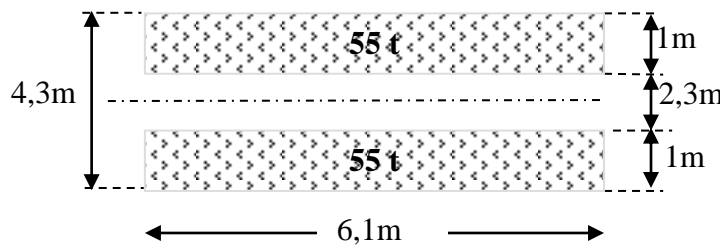
Les ponts doivent être calculés par supporter les véhicules de type Mc 120.

Les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois :

- Dans le sens transversal : un seul convoi peut être disposé.
- Dans le sens longitudinal : la limite entre entraxe de deux convois est de 36.6m.



Longitudinalement Transversalement



En plan

- Les charges militaires sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{G}{S}} \dots \dots \dots (4)$$

L : portée du pont = **19 m**

G : charge permanente = **403,34 t**

S : surcharges max = S = **110 t**

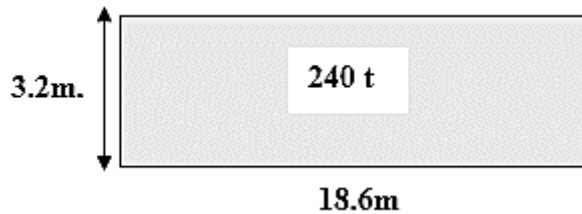
$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,40}{1+0,20 \times 19} + \frac{0,60}{1+4 \frac{403,34}{110}} = 1,12$$

$$Q = 110 \times 1,12 = 123,2t$$

$$Q_{/m} = \frac{123,2}{6,1} = 20,20 t/ml.$$

IV.3.2.5. Convoi D240

C'est une charge de 240 t répartie uniformément sur un rectangle (18,60 x 3,20) m² cette surcharge n'est pas frappée d'un coefficient de majoration dynamique.



$Q_{/ml} = 240/18,6 = 12,903 \text{ t/ml.}$

Surcharge sur trottoirs

On applique sur les trottoirs une charge uniformément répartie de 150 KG/m² de façon à produire l'effet le plus défavorable.

- Un trottoir chargé : $P_{1trott} = 0,15 \times 1,5 = 0,225 \text{ t/ml}$
- Deux trottoirs chargés : $P_{2trott} = 2 \times 0,15 \times 1,5 = 0,45 \text{ t/ml}$

IV.3.3. Les effets horizontaux

IV.3.3.1. Effet de freinage

Les effets de freinage considérés pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

L'effet de freinage correspondant au système A(L) est donné par :

$$F_H = F \cdot A(L) \dots \dots \dots (5)$$

Avec : $F = 1/(20 + 0,0035 \cdot S)$

$S = L_c \cdot L$ (La surface chargée m²)

Tableau 16: Effort de freinage.

système	A (L)	S(m ²)	F	F _H (t)
1 voie	$1,391 \times 1 \times 1 \times 57 = 79,287$	$3 \times 19 = 57$	0,050	3,964
2 voies	$1,391 \times 1 \times 1 \times 114 = 158,574$	114	0,0490	7,770

Pour le système(b_c), un seul camion est supposé freiné avec une force égale à son poids :

$$F_H = 30 \text{ t.}$$

IV.3.3.2. Effet du vent

Le vent souffle horizontalement est perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée, le vent développé sur toute la surface frappé normalement une pression de(2000 N/m²) .

IV.3.3.3. L'effet du séisme

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles, les efforts de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des pilles.

$F_{ah} = 0,25G$ dans le sens horizontal .

$F_{av} = 0,07G$ dans le sens vertical.

***Chapitre V : Répartition
longitudinale des efforts***

V.1. Evaluation des efforts dans la poutre

V.1.1. Les éléments de réduction dus au poids propre

V.1.1.1. Les réactions

Par la R.D.M : $R_A = R_B = (g L)/2$

V.1.1.2. Le moment fléchissant

$$M(x) = R_A x - (g x^2)/2$$

V.1.1.3. L'effort tranchant

$$T(x) = R_A - g x$$

Avec : $L = 19 \text{ m}$

$g = 1,204 \text{ t/ml}$

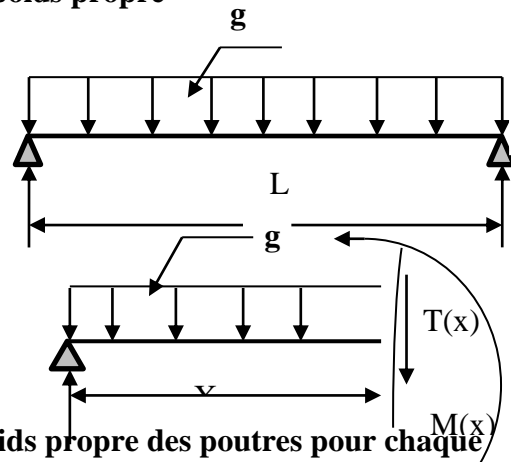


Tableau 17: les éléments de réduction dus au poids propre des poutres pour chaque poutre.

Section	G(t/ml)	R(t)	M(t)	T(t)
0,00L	1,204	11,438	0	11,438
0,25L	1,204	11,438	40,75	5,719
0,5L	1,204	11,438	54,33	0

Hourdis

Tableau 18: Sollicitations dues aux charges complémentaires permanentes.

Section	G(t)			R(t)			M (t .m)			T(t)		
	Rive	Coté rive	Inter	Rive	Coté rive	Inter	Rive	Coté rive	Inter	Rive	Coté rive	Inter
0,00L	0,688	0,813	0,813	6,536	7,724	7,724	0	0	0	6,536	7,724	7,724
0,25L	0,688	0,813	0,813	6,536	7,724	7,724	23,285	27,517	27,517	3,27	3,86	3,86
0,5L	0,688	0,813	0,813	6,536	7,724	7,724	31,046	36,691	36,691	0	0	0

a. Revêtement + chape

Tableau 19: les éléments de réduction dus au poids propre de Revêtement + chape.

Section	G(t)			R(t)			M (t .m)			T(t)		
	Rive	Coté rive	Inter	Rive	Coté rive	Inter	Rive	Coté rive	Inter	Rive	Coté rive	Inter
0,00L	0	0,229	0,123	0	2,176	1,169	0	0	0	0	2,176	1,169
0,25L	0	0,229	0,123	0	2,176	1,169	0	7,753	4,165	0	1,088	0,585
0,5L	0	0,229	0,123	0	2,176	1,169	0	10,34	5,555	0	0	0

Trottoir + corniche + garde-corps

Tableau 20: les éléments de réduction dus au poids propre de Trottoir, corniche et garde- corps pour chaque poutre.

Section	G(t)			R(t)			M (t.m)			T(t)		
	Rive	Coté rive	inter	rive	Coté rive	inter	Rive	Coté rive	inter	Rive	Coté inter	Inter
0,00L	1,163	0,318	0	11,049	3,021	0	0	0	0	11,049	3,021	0
0,25L	1,163	0,318	0	11,049	3,021	0	39,36	10,762	0	5,525	1,511	0
0,5L	1,163	0,318	0	11,049	3,021	0	52,49	14,35	0	0	0	0

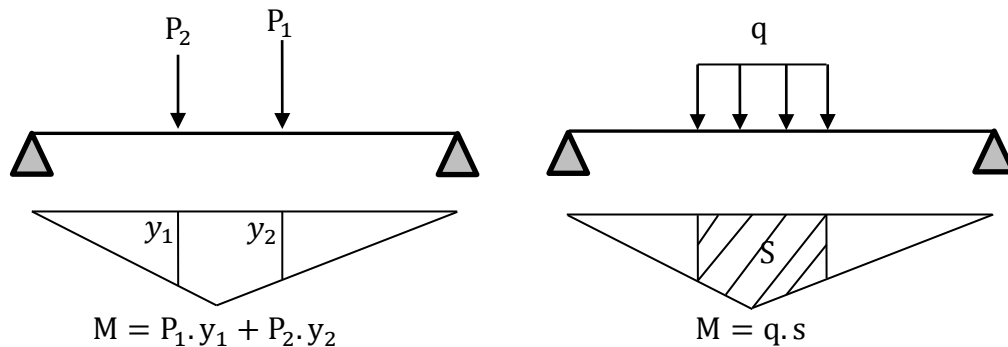
Tableau 21: éléments de réductions dus aux poids propre de chaque poutre.

Poutre	g(t/ml)	R (t)	M (t.m)			T (t)		
		0,00L	0,00L	0,25L	0,5L	0,00L	0,25L	0,5L
De rive	3,055	29,02	0,00	103,381	137,83	29,02	14,51	0,00
Intermédiaire	2,25	20,33	0,00	71,185	91,60	20,33	10,17	0,00
Poutre coté de rive	2,458	24,35	0,00	87,933	120,41	24,35	12,18	0,00

V.2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges

V.2.1. La ligne d'influence

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe qui représente la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre.



V.2.2. Théorème de BARRE

Cette méthode est utilisée dans le cas des charges concentrées mobiles pour déterminer la section la plus dangereuse de la poutre.

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu et la résultante de convoi soient symétriques par rapport à l'axe de la poutre.

V.2.3. Moment fléchissant à x=0,5L

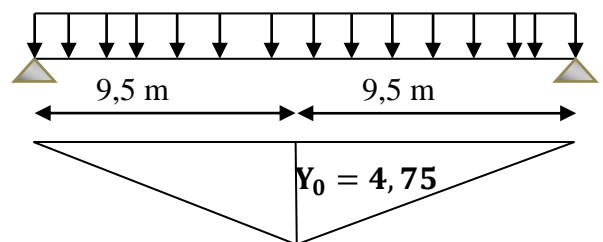
V.2.3.1. Surcharge A(L)

$$Y_0 = \frac{a \times b}{l} = \frac{9,5 \times 9,5}{19} = 4,75 \text{ m}$$

$$S = 2((9,5 \times 4,75)/2) = 45,125 \text{ m}^2$$

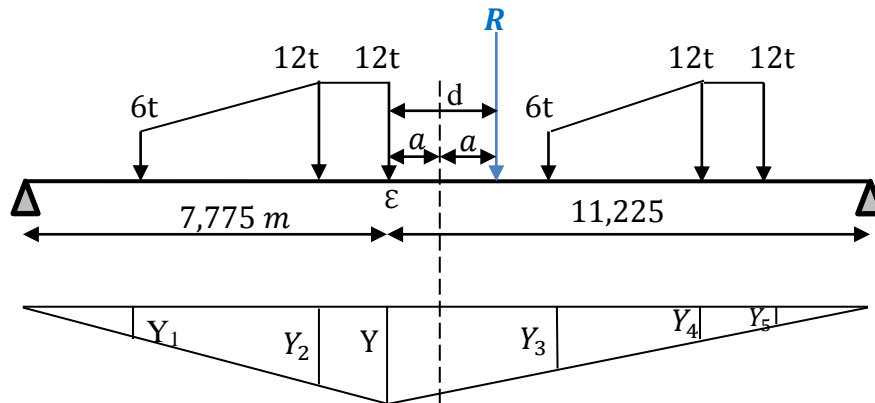
$$M_{\text{max}} = q \times S$$

Système **B_c**



Cas N°1 : la résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre :

La résultante du $R = 60 t$.



$$X_R = \frac{[12(4,5 + 6 + 15 + 16,5) + 6(10,5)]}{60} = 9,45 \text{ m}$$

$$d = 9,45 - 6 = 3,45 \text{ m}$$

$$d/2 = a = 1,725 \text{ m}$$

$$Y = \frac{7,775 \times 11,225}{19}$$

Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
4,593	1,049	3,707	2,752	0,910	0,297

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 3,801 \text{ m} \\ \text{essieux arrière: } \sum Y_i = 9,507 \text{ m} \end{array} \right.$$

Cas N°2 : la résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

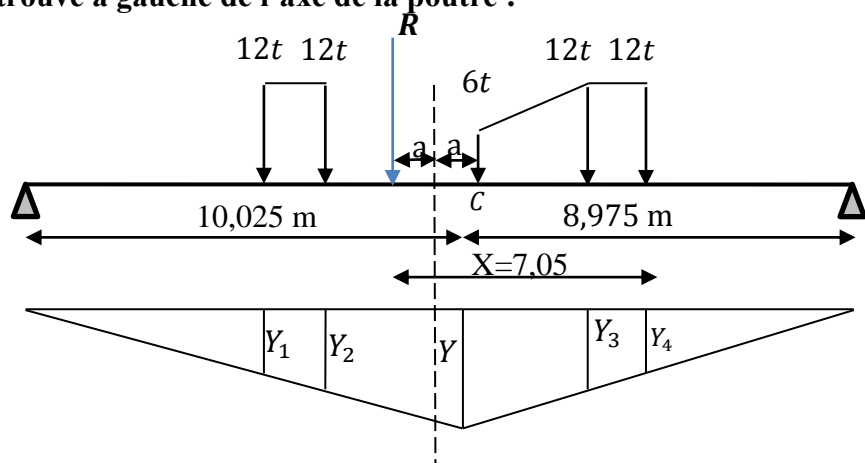
$$X_R = 7,05$$

$$d = 7,05 - 6 = 1,05 \text{ m}$$

$$d/2 = a = 0,525 \text{ m}$$

$$Y = \frac{8,975 \times 10,025}{19}$$

$$Y = 4,735 \text{ m}$$



Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄
4,735	1,90	2,61	2,36	1,57

essieux avant: $\sum Y_i = 4,735 \text{ m}$
 essieux arrière: $\sum Y_i = 8,44 \text{ m}$

□ L'effet le plus défavorable :

1^{er} cas $(6 \times 3,801 + 12 \times 9,507) = 136,89 \text{ t. m}$

2^{eme} cas $(6 \times 4,735 + 12 \times 8,44) = 129,69 \text{ t. m}$

136,89 t. m > 129,69 t.m → le 1^{ere} cas est l'effet le plus défavorable

V.2.3.2. Système B_t

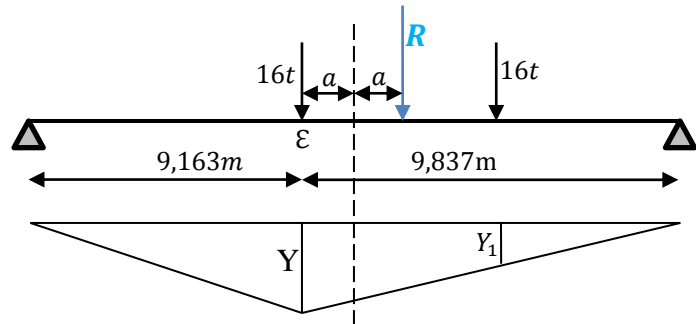
$d = 0,675 \text{ m}$

$d/2 = a = 0,3375 \text{ m}$

$Y = \frac{9,163 \times 9,837}{19} = 4,744$

$Y_1 = 4,093 \text{ m}$

$\sum Y_i = Y_0 + Y_1 = 8,837 \text{ m}$

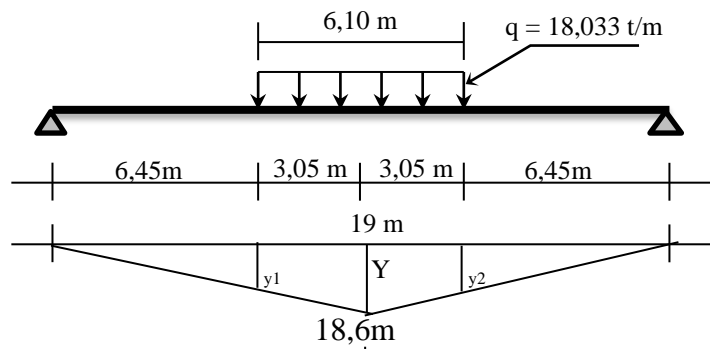


V.2.3.3. Système Mc₁₂₀

$Y = 4,75 \text{ m}$

$Y_1 = Y_2 = 3,225 \text{ m}$

$S = 2 \left(\frac{4,75 + 3,225}{2} \right) 3,05 = 24,32 \text{ m}^2$



V.2.3.4. Système D240

$Y = 4,75 \text{ m}$

$Y_1 = Y_2 = 0,1 \text{ m}$

$S = 2 \left(\frac{4,75 + 0,1}{2} \right) 9,30 = 45,11 \text{ m}^2$

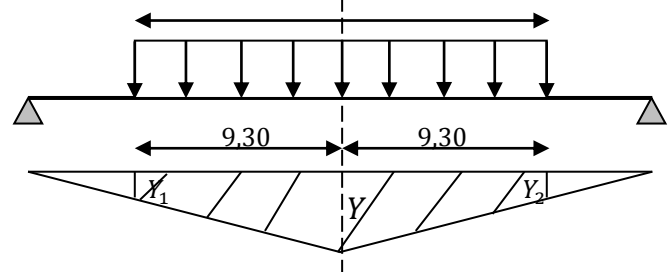


Tableau 22: récapitulatif des moments fléchissant à $x=0,5L$.

Disposition		Charges pondérons	ΣY_i	M (t. m)	M0 = M9
A(l)	1 voie	4,869	45,125	219,714	24,413
	2 voies	9,737		439,382	48,820
Bc	1 file	8,064	3,801	183,999	20,444
		16,13	9,507		
	2 files	14,784	3,801	337,297	37,477
		29,568	9,507		
Bt	1 tandem	17,76	8,837	156,945	15,553
	2 tandems	35,52	8,837	313,890	29,358
MC 120		20,20	24,32	491,264	54,585
D240		12,903	45,11	582,054	64,673
Trottoir	1 trottoir	0,225	45,125	10,153	1,128
	2 trottoirs	0,45		20,306	2,256

V.2.4. Moment fléchissant dus aux surcharges $x = 0,25L$

V.2.4.1. Surcharge A(L)

$$Y = \frac{4,75 \times 14,25}{19} = 3,563 \text{ m}$$

$$S = \frac{3,563 \times 4,75}{2} + \frac{3,563 \times 14,25}{2} = 33,848 \text{ m}^2$$

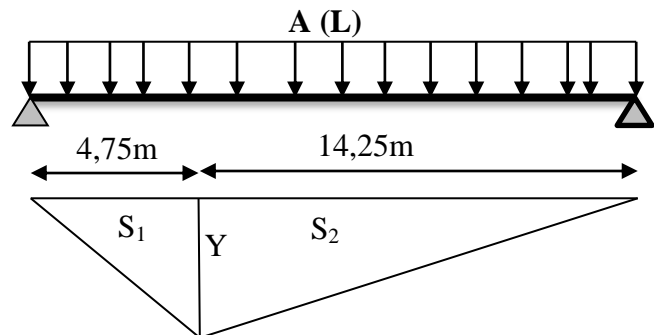
Système B_C

Pour obtenir le moment maximum en C (a $X=0,25L$), on place la première charge en C et on vérifie les inégalités suivantes :

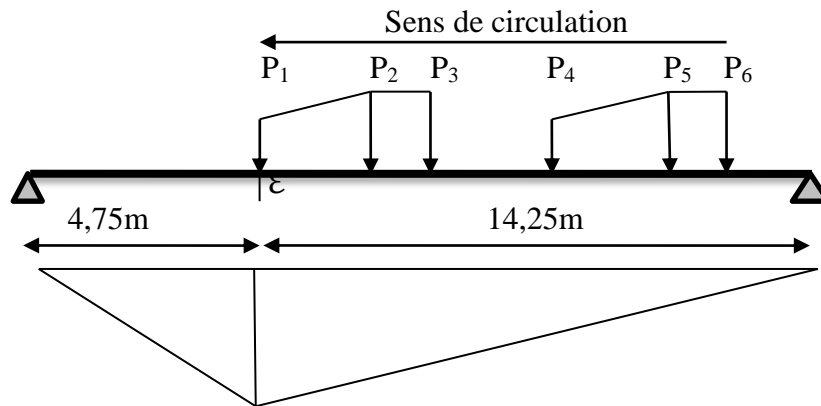
$$\begin{cases} W_{L1} \geq W \cdot \frac{a}{L} \\ W_{L2} \leq W \cdot a/L \end{cases}$$

Avec :

- a : l'abscisse du point C par rapport à l'appui gauche ;
- W : le résultat des charges ce qui trouve sur la poutre ;
- W_{L1} : le résultat des charges appliquées à gauche de C en tenant compte la charge en C ;



- W_{L2} : le résultat des charges appliquées à la gauche de C en ignorant la charge en C.



Force	W	(W×a)/L	W_{L1}	Vérification	W_{L2}	Vérification
P1=6t	60	15	6	Non	0	Ok
P2=12t	60	15	18	Ok	6	Ok
P3=12t	60	15	30	Ok	18	Non
P4=6t	54	13,5	30	OK	24	Non
P5=12t	30	7,5	18	Ok	6	Ok
P6=12t	30	7,5	30	OK	18	Non

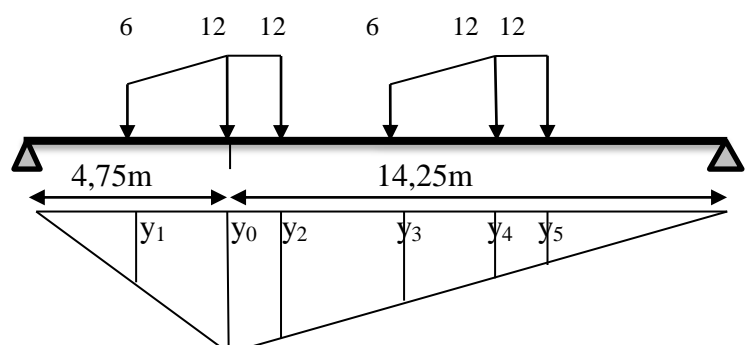
Selon le tableau, on distingue 2 cas qui vérifient les inégalités précédentes :

1^{er} cas : P2 sur c :

Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5
3,563	0,188	3,188	2,063	0,938	0,563

Essieux avant : $\sum y_i = 2,251$ m

Essieux arrière : $\sum y_i = 8,252$ m

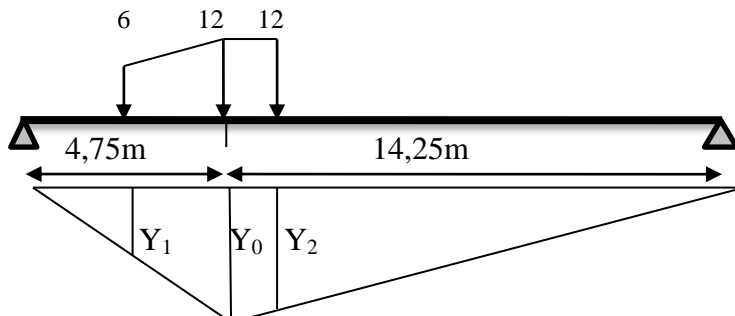


2^{ème} cas : P5 sur c

Y_0	Y_1	Y_2
3,563	0,188	3,188

$\sum Y_i \text{ avant} = 0,188\text{m}$

$\sum Y_i \text{ arrière} = 6,751\text{ m}$



Les moments

$M = \sum P_i \times y_i$

Le cas	Moment (t. m)
1	112,53
2	82,14

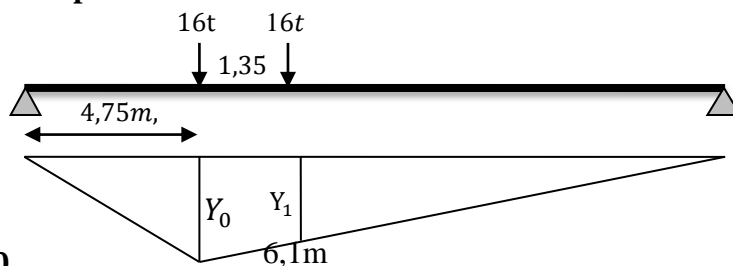
Donc on déduit que le 1^{er} cas est le cas le plus défavorable

V.2.4.2. Système B_t

$Y_0 = 3,563\text{ m}$

$Y_1 = 3,225\text{ m}$

$\sum Y_i = 6,788\text{ m}$.



V.2.4.3. Système $M_c 120$

$\alpha = \frac{4,75}{19} = 0,25$

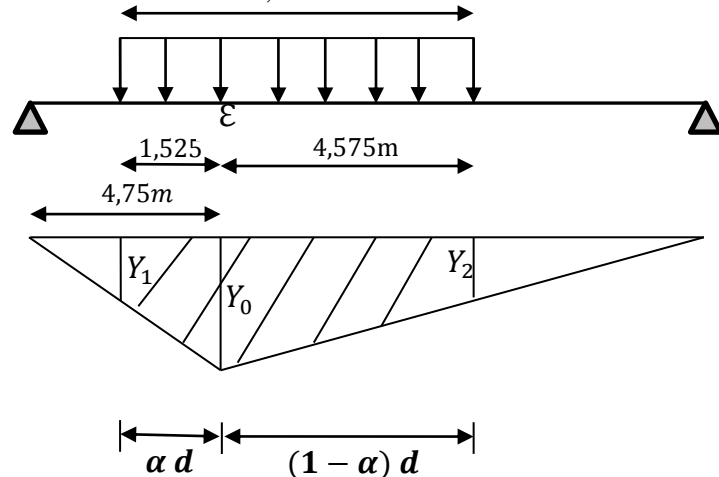
$\alpha \times 6,1 = 1,525\text{ m}$

$(1 - \alpha) \times 6,1 = 4,575\text{ m}$

$Y_0 = 3,563\text{ m}$.

$Y_1 = Y_2 = 2,419\text{ m}$.

$S = 23,33\text{ m}^2$.



V.2.4.4. Système D240

$$\alpha = \frac{4,75}{19} = 0,25$$

$$\alpha \times 18,6 = 4,65 \text{ m}$$

$$(1 - \alpha) \times 18,6 = 13,95 \text{ m}$$

$$Y_0 = 3,563 \text{ m.}$$

$$Y_1 = Y_2 = 0,075 \text{ m.}$$

$$S = 33,833 \text{ m}^2.$$

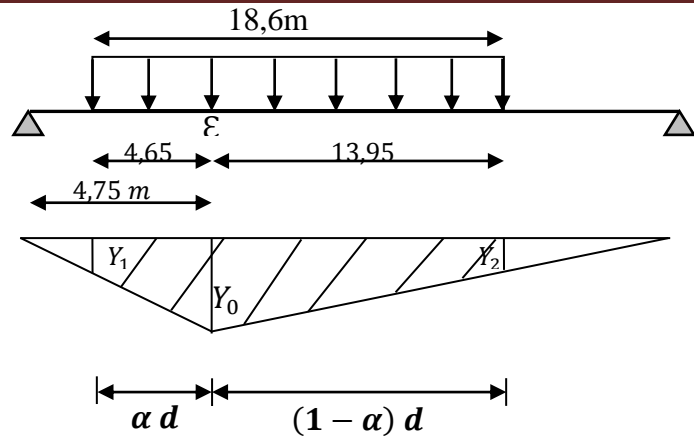


Tableau 23: récapitulatif des moments fléchissant à x=0,25L.

Disposition		Surcharge pondérée	$\sum Y_i$	M (t.m)	$M_0 = \frac{M}{\alpha}$
A(l)	1 voie	4,869	33,848	164,806	18,12
	2 voies	9,737		329,578	36,620
Bc	1 file	8,064	2,251	151,257	16,806
		16,13	8,252		
	2 files	14,784	2,251	277,274	30,808
		29,568	8,252		
Bt	1 tandem	17,76	6,788	120,555	13,395
	2 tandems	35,52	6,788	241,110	26,790
Mc120		20,20	23,33	471,26	52,362
D240		12,903	33,833	436,548	48,505
Trottoir	1 trottoir	0,225	33,848	7,616	0,846
	2 trottoirs	0,45		15,232	1,692

V.3. Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges

V.3.1. Efforts tranchants dus aux surcharges pour $X = 0,00L$

V.3.1.1. Surcharges A(L)

$T_{max} = R_a = R_b = L \times q/2$

➤ Une voie chargée : A (1L)

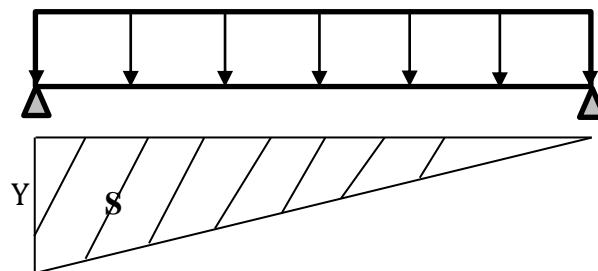
$Y = 1,00 \text{ m}$

$S = 9,5 \text{ m}^2$

➤ Deux voies chargées : A (2L)

$Y = 1,00 \text{ m}$

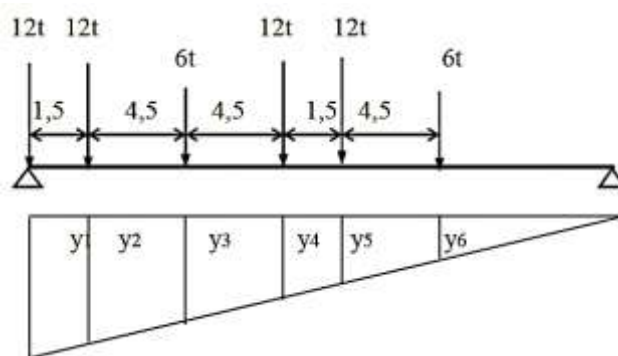
$S = 9,5 \text{ m}^2$



V.3.1.2. Type B_c

$\sum Y_i \text{ avant} = 0,816 \text{ m}$

$\sum Y_i \text{ arrière} = 2,736 \text{ m}$



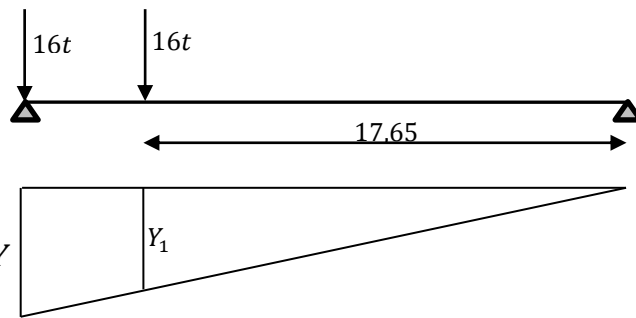
Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
1	0,921	0,684	0,447	0,368	0,132

V.3.1.3. Type B_t

$Y_0 = 1 \text{ m.}$

$Y_1 = 0,929 \text{ m.}$

$\sum Y_i = 1,929 \text{ m.}$

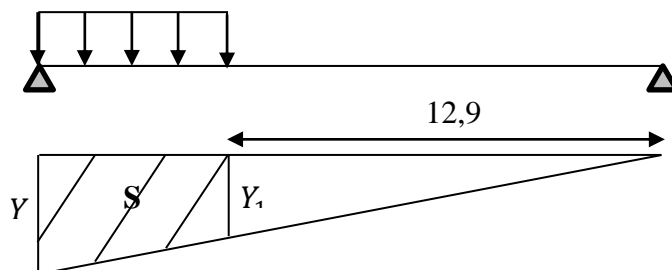


V.3.1.4. Surcharge du type M_c120

$Y_0 = 1 \text{ m.}$

$Y_1 = 0,679 \text{ m.}$

$S = 5,121 \text{ m}^2$



V.3.1.5. Surcharge du type D240

$Y_0 = 1 \text{ m.}$

$Y_1 = 0,021 \text{ m.}$

$S = 9,50 \text{ m}^2$

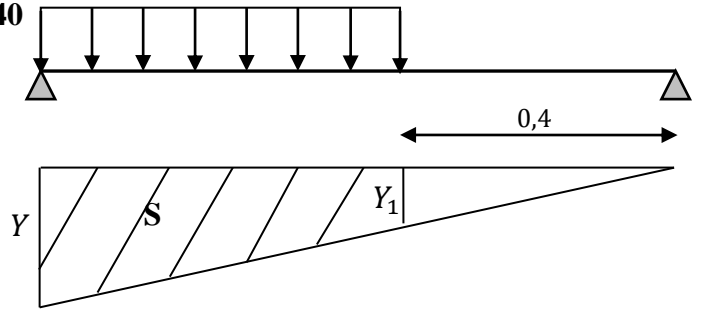


Tableau 24: récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,00L$.

Disposition		Charges pondérons	ΣY_i	T (t. m)	$T_0 = T_9$
A(l)	1 voie	4,869	9,5	46,256	5,140
	2 voies	9,737		92,502	10,278
Bc	1 file	8,064	0,816	50,712	5,635
		16,13	2,736		
	2 files	14,784	0,816	92,962	10,33
		29,568	2,736		
Bt	1 tandem	17,76	1,929	34,259	3,806
	2 tandems	35,52	1,929	68,518	7,613
MC 120		20,20	5,121	103,444	11,494
D240		12,903	9,50	122,579	13,620
Trottoir	1 trottoir	0,225	9,5	2,138	0,238
	2 trottoirs	0,45		4,275	0,475

V.3.2. Efforts tranchants dus aux surcharges : $x = 0,25L$

V.3.2.1. Surcharges A(L)

- Une voie chargée : A (1L)

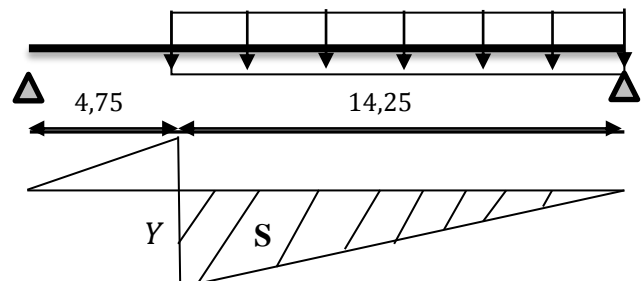
$Y = 0,750 \text{ m}$

$S = 5,344 \text{ m}^2$

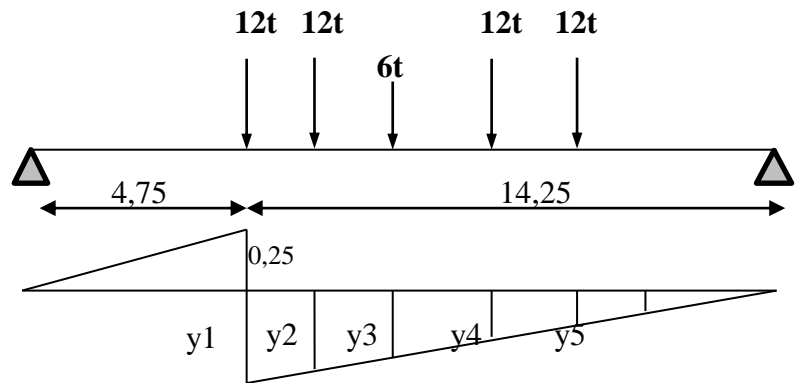
- Deux voies chargées : A (2L)

$Y = 0,750 \text{ m}$

$S = 5,344 \text{ m}^2$



V.3.2.2. Système B_c



Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5
0,750	0,671	0,434	0,197	0,118

$\sum Y_i \text{ avant} = 0,434 \text{ m}$

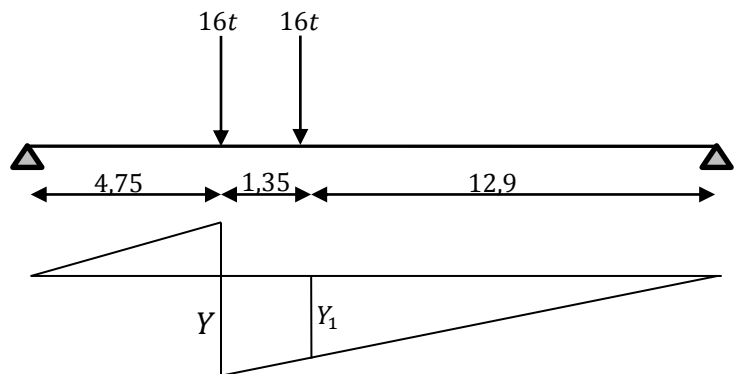
$\sum Y_i \text{ arrière} = 1,736 \text{ m}$

3.2.3 Système B_t :

$Y_0 = 0,750 \text{ m.}$

$Y_1 = 0,679 \text{ m.}$

$\sum Y_i = 1,429 \text{ m.}$

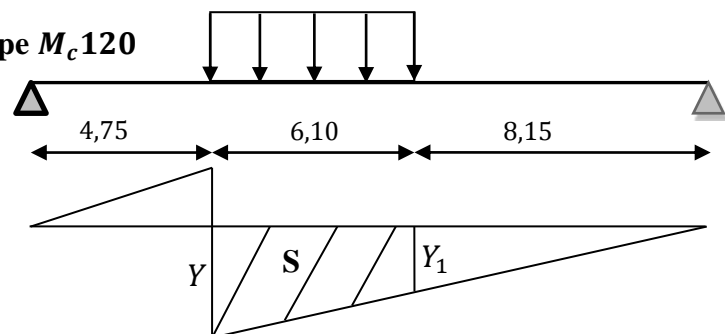


V.3.2.3. Surcharge du type $M_c 120$

$Y_0 = 0,750 \text{ m.}$

$Y_1 = 0,429 \text{ m.}$

$S = 3,596 \text{ m}^2$



V.3.2.4. Surcharge du type D240

$Y_0 = 0,750 \text{ m.}$

$S = 5,344 \text{ m}^2$

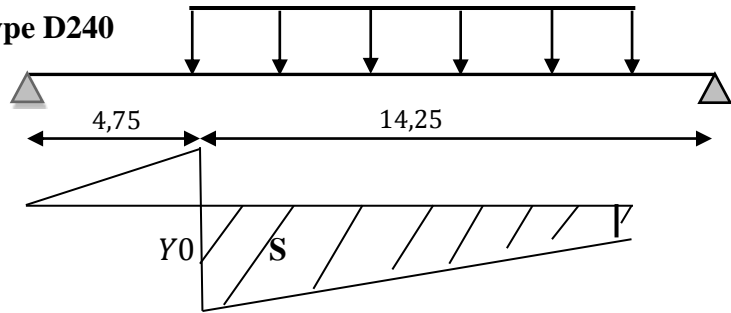


Tableau 25: récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,25L$.

Disposition		Charges pondérons	ΣY_i	T (t. m)	$T_0 = T_9$
A(l)	1 voie	4,869	5,344	26,020	2,891
	2 voies	9,737		52,035	5,782
Bc	1 files	8,064	0,434	31,501	3,50
		16,13	1,736		
	2 files	14,784	0,434	57,746	6,42
		29,568	1,736		
Bt	1 tandem	17,76	1,429	25,379	2,820
	2 tandems	35,52	1,429	50,758	5,64
MC 120		20,20	3,60	72,72	8,08
D240		12,903	5,344	68,954	7,662
Trottoir	1 trottoir	0,225	5,344	1,202	0,134
	2 trottoirs	0,45		2,405	0,267

***Chapitre VI : Répartition
transversale des efforts***

VI.1. Introduction et choix de la méthode

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous procédons à la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres, afin de trouver la poutre la plus sollicitée, pour cela, nous utiliserons l'une des méthodes disponibles selon la rigidité de l'entretoise.

Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement r qui est définie par la formule suivante :

$$r = \frac{n a^4}{2 L} \sqrt{\frac{I_p}{I_E}}$$

- Si $r < 0,3$ La méthode de **J. Courbon** .
- Si $r > 0,3$ La méthode de **Guyon-Massonnet**.

Avec :

n : le nombre des poutres.

L : portée des poutres.

a : l'entre axe des poutres.

I_p : moment d'inertie de la poutre

I_E : moment d'inertie de l'entretoise.

VI.1.1. Calcul de I_E

Dans notre cas la dalle jouera le rôle d'entretoise, on prend une bande de 1m de largeur et 0.25m d'épaisseur.

$$I_E = \frac{d \times h^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = \mathbf{130208,333 \text{ cm}^4}$$

VI.1.2. Calcul de I_p moment d'inertie équivalent d'une poutre

Les poutres sont à inerties variables, donc on doit calculer le moment d'inertie équivalent par la formule suivante :

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

- I_0 : Moment d'inertie de la section d'about avec hourdis.
- I_m : Moment d'inertie de la section médiane avec hourdis.

$$I_0 = 12125689,7 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 17140306,5 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 12125689,7 + (17140306,5 - 12125689,7) \times \frac{8}{3\pi}$$

$$I_p = \mathbf{16384387,62 \text{ cm}^4}$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 8 \\ a = 1,3 \text{ m} \\ L = 19 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow r = 0,92$$

$r = 0,92 > 0,30$ Donc on utilise la méthode de **GUYON – MASSONNET**

VI.2. Méthode de Guyon Massonnet

VI.2.1. Paramètres de calcul

VI.2.1.1. La largeur active du pont

$$2b = n \times a$$

Avec : $n = 8$ et $a = 1,3 \text{ m}$

Donc :

$$b = 5,2 \text{ m}$$

A- Positions actives des poutres

$$b = 5,2 \text{ m} \rightarrow 1$$

$$a = 1,3 \text{ m} \rightarrow x$$

$$x = \frac{1,3 \times 1}{5,2} = 0,25$$

On obtient le tableau suivant :

Poutre	1	2	3	4	5	6	7	8
Position	-0,875	-0,625	-0,375	-0,125	0,125	0,375	0,625	0,875

B- Rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur

$$\rho_p = \frac{E \cdot I_p}{a} = \frac{16384387,62 \text{ E}}{130} = 126033,751 \text{ E}$$

C- Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur

$$\rho_D = \frac{E \cdot I_E}{100} = \frac{130208,333 \text{ E}}{100} = 1302,083 \text{ E}$$

D- Paramètre d'entretoisement

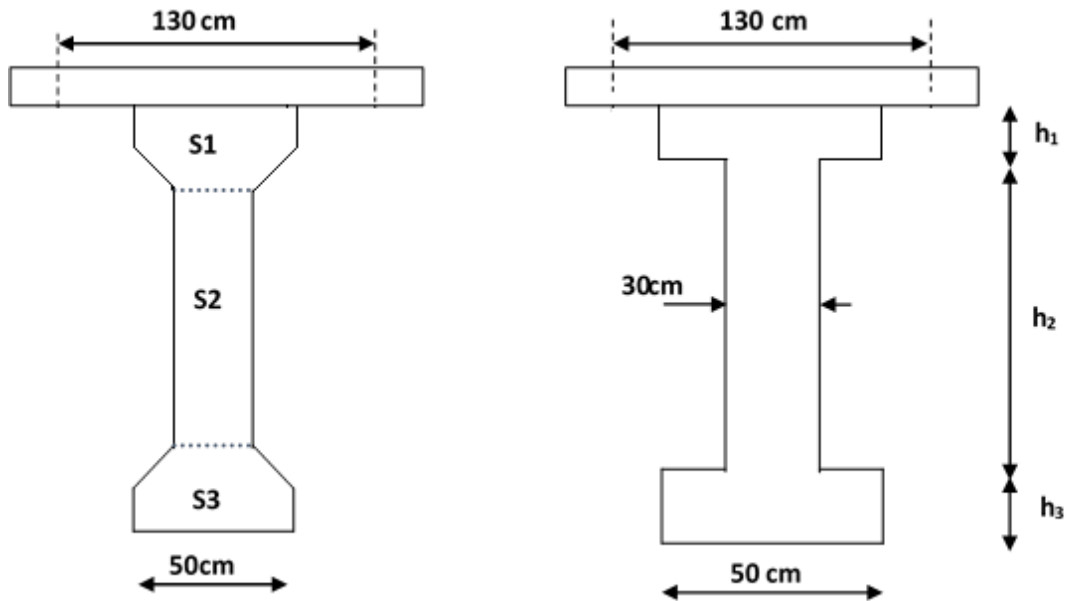
$$\theta = \left(\frac{b}{L}\right)^4 \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_D}} \rightarrow \theta = 0,858$$

E- Rigidité torsionnelle des poutres

Donné par la formule :

$$C_p = \frac{G}{3} \left(\sum b_i \cdot h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{2} \right) \text{ avec } G = E / 2 (1 + \nu)$$

$$\nu = 0,2$$



- h : Épaisseur de la dalle.
- b_i : la plus grand portée.
- h_i : la plus petite coté.
- G : module de déformation transversale du béton. $\nu = 0.2$ coefficient de poisson.

Avant le calcul, on détermine la section équivalente de la poutre avec hourdis :

$$s_1 = h_1 \times 50 = 900 \text{ cm}^2$$

$$h_1 = 18 \text{ cm}$$

$$s_3 = h_3 \times 50 = 1650 \text{ cm}^2$$

$$h_3 = 33 \text{ cm}$$

$$h_2 = 120 - (h_1 + h_3) = 69 \text{ cm}$$

$$C_p = \frac{E}{3 \times 2,4} \left[50 \times (18)^3 + 69 \times (30)^3 + 50 \times (33)^3 + \frac{130 \times (25)^3}{2} \right]$$

$$C_p = 689871,53 \text{ E}$$

F- La rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{a} = \frac{689871,53 \text{ E}}{130} = 5306,704 \text{ E}$$

G- La rigidité torsionnelle de la dalle :

$$C_D = 2GI_D = 2 \times \frac{E}{2,4} \times 130208,333$$

$$C_D = 108506,944 \text{ E}$$

H- La rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur :

$$\gamma_D = \frac{C_D}{a} = \frac{108506,944}{100} = 1085,069 \text{ E}$$

I- Paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_P \cdot \rho_D}} = \frac{E(5306,704 + 1085,069)}{2E \times \sqrt{126033,751 \times 1302,083}}$$

$$\alpha = 0,249$$

VI.3. Calcul des moments fléchissant

VI.3.1. Coefficient de répartition transversale K

Il dépend :

- Du paramètre de l'entretoisement θ
- Du paramètre de torsion α
- De l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment.

Les valeurs de κ pour $\alpha = 0$; $\alpha = 1$ et $1 \leq \theta \leq 2$ sont données dans les tableaux de Guyon-Massonnet. Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler.

$$\text{Si } 0 \leq \theta \leq 0,1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,05}$$

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

$$\text{Si } 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$$

$$\text{Où : } \beta = 1 - e^{\left[\frac{(0,065-\theta)}{0,663}\right]}$$

Avec

- K_0 : valeur de κ correspondant à $\alpha = 0$
- K_1 : valeur de κ correspondant à $\alpha = 1$

Dans le cas où θ calculée ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation, et si la poutre en question se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues on peut aussi faire une interpolation.

VI.3.2. Calcul de K_{moy}

Après avoir tracé les lignes d'influences pour chaque poutre, on dispose les surcharges de façon à obtenir la plus grande valeur de K.

$$\text{➤ Pour les surcharges concentrées : } K_{moy} = \frac{\sum p_i \times k_i}{\sum p_i} = \frac{\sum k_i}{n}$$

$$\text{➤ Pour les surcharges réparties : } K_{moy} = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{largeur surchargée}}$$

La surface est calculée par la méthode des trapèzes.

VI.3.3. Calcul du moment fléchissant

- $K\alpha$ Puis $K\alpha$ moy.
- M_0 : (moment longitudinal moyen par le théorème de Barré).
- On calcule $M = K\alpha_{moy} \times M_0$. $M_t = M/9$

$$\beta = 1 - e^{-\frac{0.065 - \theta}{0.663}} = 0,70$$

Tableau 26: valeurs de k_0 pour $\Theta=0,85$.

$\Theta=0,85$	Alfa=0=> K0								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	- 0,3753	0,3351	1,0539	1,7161	2,0493	1,7161	1,0539	0,3351	- 0,3753
b/4	- 0,5289	-0,029	0,5074	1,1126	1,7161	2,0259	1,6839	1,0113	0,2705
b/2	- 0,4412	- 0,1858	0,1081	0,5074	1,0539	1,6839	2,1214	2,0271	1,7181
3b/4	- 0,2663	- 0,2409	- 0,1858	-0,029	0,3351	1,0113	2,0271	3,1979	4,1963
b	- 0,0733	- 0,2663	- 0,4412	- 0,5289	- 0,3753	0,2705	1,7181	4,1963	7,5588

Tableau 27: valeurs de k_0 pour $\Theta=0,90$.

$\Theta=0,90$	Alfa=0=> K0								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5452	0,5452	0,9631	1,2903	1,5028	1,2903	0,9631	0,7119	0,5452
b/4	0,3155	0,4335	0,6224	0,9164	1,2903	1,5534	1,3996	1,138	0,9359
b/2	0,1864	0,2663	0,3987	0,6224	0,9631	1,3996	1,7493	1,7094	1,5677
3b/4	0,1166	0,1722	0,2663	0,4335	0,7119	1,138	1,7094	2,2658	2,518
b	0,0762	0,1166	0,1864	0,3155	0,5452	0,9359	1,5677	2,518	3,771

À Partir des deux tableaux de k_0 correspondant à $\Theta=0,85$ et $\Theta=0,90$ par interpolation par la formule suivante :

$$0,85 \longrightarrow K_0(\theta = 0,85)$$

$$0,858 \longrightarrow K_0(\theta = 0,858)$$

$$0,90 \longrightarrow K_0(\theta = 0,90)$$

$$K_0(\theta = 0,858) = 0,16K_0(\theta = 0,90) + 0,84K_0(\theta = 0,85)$$

Tableau 28: valeurs de k_0 pour $\Theta=0,858$.

$\Theta=0,85$	Alfa=0=> K0								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,22802	0,368716	1,039372	1,647972	1,96186	1,64797	1,03937	0,39538	-0,22802
b/4	-0,393796	0,045	0,5258	1,081208	1,647972	1,9503	1,63841	1,88484	0,37696
b/2	-0,340784	-0,113464	0,154596	0,5258	1,039372	1,63841	2,06186	1,97626	2,0989
3b/4	-0,205036	-0,174804	-0,113464	0,045	0,395388	1,03157	1,97626	3,04876	3,8852
b	-0,04938	-0,223692	-0,340784	-0,393796	-0,22802	0,37696	1,69403	3,92777	6,0813

Tableau 29: valeurs de k_1 pour $\Theta=0,85$.

$\Theta=0,85$	Alfa=1=> K1								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5852	0,7432	0,9723	1,2604	1,442	1,2604	0,9723	0,7432	0,5852
b/4	0,3524	0,4703	0,6517	0,9242	1,2604	1,4941	1,3716	1,1478	0,9678
b/2	0,217	0,3009	0,4343	0,6517	0,9723	1,3716	1,6897	1,6753	1,566
3b/4	0,1409	0,2019	0,3009	0,4703	0,7432	1,1478	1,6753	2,1851	2,4385
b	0,0949	0,1409	0,217	0,3524	0,5852	0,9678	1,566	2,4385	3,5623

Tableau 30: valeurs de k_1 pour $\Theta=0,90$.

$\Theta=0,90$	Alfa=1=> K1								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5452	0,5452	0,9631	1,2903	1,5028	1,2903	0,9631	0,7119	0,5452
b/4	0,3155	0,4335	0,6224	0,9164	1,2903	1,5534	1,3996	1,138	0,9359
b/2	0,1864	0,2663	0,3987	0,6224	0,9631	1,3996	1,7493	1,7094	1,5677
3b/4	0,1166	0,1722	0,2663	0,4335	0,7119	1,138	1,7094	2,2658	2,518
b	0,0762	0,1166	0,1864	0,3155	0,5452	0,9359	1,5677	2,518	3,771

Tableau 31: valeurs de k_1 pour $\Theta=0,858$.

$\Theta=0,858$	Alfa=1=> K_1								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5788	0,71152	0,970828	1,265184	1,451728	1,265184	0,970828	0,738192	0,5788
b/4	0,346496	0,464412	0,647012	0,922952	1,265184	1,503588	1,37608	1,146232	0,962696
b/2	0,212104	0,295364	0,428604	0,647012	0,970828	1,37608	1,699236	1,680756	1,566272
3b/4	0,00220805	0,197148	0,295364	0,464412	0,738192	1,146232	1,680756	2,198012	2,45122
b	0,091908	0,137012	0,212104	0,346496	0,5788	0,962696	1,566272	2,45122	3,595692

On a : $0.1 \leq \theta \leq 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$

avec : $\alpha = 0,249$ et $\beta=0,70$

Donc : $K_\alpha = K_0 + 0,378(K_1 - K_0)$

Tableau 32: valeurs de k_α pour $\Theta=0,858$.

$\Theta=0,858$	K_α								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,07696	0,49829	1,01346	1,50328	1,76903	1,50328	1,01346	0,52497	0,07696
b/4	-0,11397	0,20354	0,57162	1,02139	1,50328	1,78144	1,53925	1,60565	0,59837
b/2	-0,13179	0,04107	0,25817	0,57162	1,01346	1,53925	1,92479	1,86456	1,89757
3b/4	-0,12669	-0,03421	0,04107	0,20354	0,52497	1,07491	1,86456	2,72717	3,34316
b	0,00403	-0,08735	-0,13179	-0,11397	0,07696	0,59837	1,64574	3,36964	5,14174

Poutre 4 : $y = 0,65 \text{ m} \rightarrow (0 \leq y \leq b/4)$

$y_1 = 0 \quad K_{\alpha 1}(y_1) \longrightarrow$

$y = 0,65 \quad \longrightarrow \quad K_\alpha(y)$

$y_2 = 1,3 \quad \longrightarrow \quad K_{\alpha 2} = (y_2)$

$K_\alpha(y) = 0,5 K_{\alpha 1} + 0,5 K_{\alpha 2}$

Donc :

$k\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P4	-0,0185	0,3509	0,7925	1,2623	1,6362	1,6424	1,2764	0,0653	0,3377

Poutre 3 : $y = 1,95 \text{ m} \rightarrow (b/4 \leq y \leq$

$b/2$ $y_1 = 1,3 \longrightarrow K_{\alpha 1}$

(y_1)

$y = 1,95 \longrightarrow K_{\alpha}(y)$

$y_2 = 2,6 \longrightarrow K_{\alpha 2}(y_2)$

$$K_{\alpha}(y) = 0,625 K_{\alpha 1} + 0,375 K_{\alpha 2}$$

Donc :

$k\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P3	-0,1207	0,1426	0,4541	0,8527	1,3196	1,6906	1,6838	1,7027	1,0856

Poutre 2 : $y = 3,25 \text{ m} \rightarrow (b/2 \leq y \leq 3b/4)$

$y_1 = 2,6 \longrightarrow K_{\alpha 1}(y_1)$

$y = 3,25 \longrightarrow K_{\alpha}(y)$

$y_2 = 3,9 \longrightarrow K_{\alpha 2}(y_2)$

$$K_{\alpha}(y) = 0,75 K_{\alpha 1} + 0,25 K_{\alpha 2}$$

Donc :

$k\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P2	-0,1305	-0,0223	0,2039	0,4796	0,8913	1,4232	1,9097	2,0802	2,2590

Poutre 1 : $y = 4,55 \text{ m} \rightarrow (3b/4 \leq y$

$\leq b$) $y_1 = 3,9 \longrightarrow$

$K_{\alpha 1}(y_1)$

$y = 4,55 \longrightarrow K_{\alpha}(y)$

$y_2 = 5,2 \longrightarrow K_{\alpha 2}(y_2)$

$$K_{\alpha}(y) = 0,875 K_{\alpha 1} + 0,125 K_{\alpha 2}$$

Donc :

$k\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-0,1104	-0,0409	-0,0195	0,1639	0,4690	1,0153	1,8372	2,8075	3,5680

Tableau 33: récapitulatif de $k\alpha$ des poutres.

$k\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-0.1104	-0.0409	-0.0195	0.1639	0.4690	1.0153	1.8372	2.8075	3.5680
P2	-0.1305	-0.0223	0.2039	0.4796	0.8913	1.4232	1.9097	2.0802	2.2590
P3	-0.1207	0.1426	0.4541	0.8527	1.3196	1.6906	1.6838	1.7027	1.0856
P4	-0.0185	0.3509	0.7925	1.2623	1.6362	1.6424	1.2764	0.0653	0.3377

VI.4. Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges

$M_{réel} = K_{amoy} \times M_0$

VI.4.1. Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges

($X=0,5L$)

Tableau 34: récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ($X=0,5L$).

$X=0,5L$		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
Cas de charges	M_0/pou	K_{amo}	$M_{réel}$	K_{amo}	$M_{réel}$	K_{amo}	$M_{réel}$	K_{amo}	$M_{réel}$	
	tre	v	v	v	v	v	v			
Trot	1Trot	1,128	3,063	3,455	2,142	2,416	1,466	1,654	0,898	1,013
	2Trot	2,256	1,465	3,305	1,016	2,292	0,786	1,773	0,675	1,523
A(L)	1VC	24,413	1,364	33,299	1,555	37,962	1,620	39,549	1,541	37,620
	2VC	48,820	0,751	36,664	0,984	48,039	1,178	57,510	1,228	59,951
Bc	1File	20,444	1,669	34,121	1,709	34,939	1,692	34,591	1,548	31,647
	2File	37,477	0,957	35,865	1,150	43,099	1,335	50,032	1,306	48,945
Bt	1Tand	15,553	1,470	22,863	1,590	24,729	1,619	25,180	1,513	23,532
	2Tand	29,358	0,791	23,222	0,995	29,211	1,176	34,525	1,215	35,670
Mc120		54,585	1,028	56,113	1,455	79,421	1,358	74,126	1,355	73,963
D240		64,673	0,909	58,788	1,121	72,498	1,667	107,10	1,559	100,83

VI.4.2. Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges (X=0,25L)

Tableau 35: récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges (X=0,25L).

X=0,25L		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
Cas de charges	M0/pou	Kamo	Mréal	Kamo	Mréal	Kamo	Mréal	Kamo	Mréal	
	tre	v	v	v	v	v	v	v	v	
Trot	1Trot	0,846	3,063	2,591	2,142	1,812	1,466	1,240	0,898	0,760
	2Trot	1,692	1,465	2,479	1,016	1,719	0,786	1,330	0,675	1,142
A(L)	1VC	18,12	1,364	24,716	1,555	28,177	1,620	29,354	1,541	27,923
	2VC	36,620	0,751	27,502	0,984	36,034	1,178	43,138	1,228	44,969
Bc	1File	16,806	1,669	28,049	1,709	28,721	1,692	28,436	1,548	26,016
	2File	30,808	0,957	29,483	1,150	35,429	1,335	41,129	1,306	40,235
Bt	1Tand	13,395	1,470	19,691	1,590	21,298	1,619	21,687	1,513	20,267
	2Tand	26,790	0,791	21,191	0,995	26,656	1,176	31,505	1,215	32,550
Mc120		52,362	1,028	53,828	1,455	76,187	1,358	71,108	1,355	70,951
D240		48,505	0,909	44,091	1,121	54,374	1,667	80,858	1,559	75,619

VI.5. Les valeurs des moments sous l'effet des charges permanentes total dans chaque poutre

Tableau 36: valeurs des moments sous les charges permanentes.

Position	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutr	
	0,25L	0,50L	0,25	0,50L	0,25L	0,50L	0,25L	0,50L
M (t.m)	103,381	137,83	87,933	120,41	71,185	91,60	71,185	91,60

VI.6. Les combinaisons d'action

Combinaison	ELU	ELS
I	1,35 G + 1,6 (Max (A, B) + tr)	G + 1,2 (Max (A, B) + tr)
II	1,35 G + 1,35 (Max (Mc120))	G + Max (Mc120)

Les valeurs des efforts internes (moment fléchissant réel M(x), effort tranchant réel T(x), ainsi que pour leur combinaison pour chaque poutre sont données dans les tableaux ci-après.

VI.6.1. Combinaison des moments fléchissant

❖ L'ELU

ELU	poutre 1		poutre 2		Poutre 3	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
1,35G+1,6(A(L)+tr)	187,713	250,261	179,263	243,282	167,249	218,513
1,35G+1,6(Bc+tr)	190,833	248,983	178,295	235,378	164,034	206,548
1,35G+1,6(Bt+tr)	177,616	228,754	164,258	213,157	148,636	181,737
1,35(G+Mc120)	212,232	261,823	221,562	269,772	192,096	223,730
1,35(G+D240)	199,087	265,434	192,114	260,426	205,258	268,245

ELU	poutre 4	
	0,25L	0,5L
1,35G+1,6(A(L)+tr)	169,877	222,018
1,35G+1,6(Bc + tr)	162,303	204,409
1,35G+1,6(Bt+ tr)	150,01	183,169
1,35(G+Mc120)	191,884	223,510
1,35(G+D240)	198,185	259,781

❖ L'ELS

EL S	poutre 1		poutre 2		Poutre 3	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
G+1,2(A(L)+tr)	139,493	185,973	133,348	180,956	124,547	162,740
G+1,2(Bc+ tr)	141,870	185,014	132,622	175,028	122,136	153,766
G+1,2(Bt+ tr)	131,919	169,842	122,095	158,362	110,587	135,158
G+Mc120	157,209	193,943	164,120	199,831	142,293	165,726
G+D240	147,472	196,618	142,307	192,908	152,043	198,7

ELS	poutre 4	
	0,25L	0,5L
G+1,2(A(L)+tr)	126,518	165,369
G+1,2(Bc+ tr)	120,837	152,162
G+1,2(Bt+ tr)	111,615	136,232

G+Mc120	142,136	165,563
G+D240	146,804	192,43

D'après les tableaux ci-dessus nous concluons que la poutre 3 est la plus sollicitée.

VI.7. Conclusion

D'après le tableau ci-dessus on constate que les efforts internes maximums sont obtenus dans la poutre 3, donc la poutre la plus sollicitée est la poutre intermédiaire.

Chapitre VII :
Modélisation du tablier

VII.1. Introduction

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La méthode des éléments finis est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soit satisfaite en chaque nœud.

VII.2. Présentation du logiciel utiliser

Autodesk ROBOT structural analysis Professional un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Éléments axisymétriques, Éléments Volumiques.

ROBOT millénium permet de définir des charges roulantes, c'est-à-dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de force quelconque (force concentrées, charge linéaire et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de force de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante.

Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charge statique (un cas de charge pour chaque position du convoi).

VII.3. Modélisation

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec 01 travées identique, on étudiera une travée à poutre en BP (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 08 poutres de longueur de 20 m). Les poutres sont considérées comme un élément de section variable, elles sont appuyées sur des appuis simples d'un côté et de l'autre côté des appuis doubles, la dalle est considérée comme un élément de panneau.



Figure 16: Choix du mode.

VII.3.1. Modélisation de la poutre

VII.3.1.1. Poutre intermédiaire

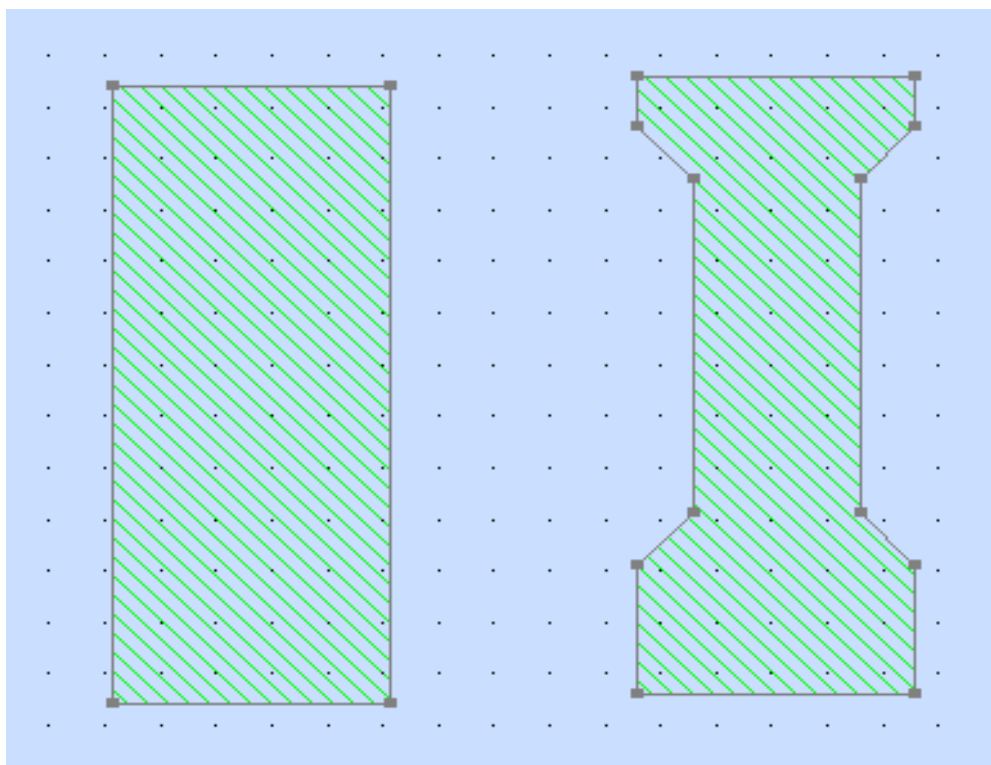


Figure 17: Section d'extrémité.

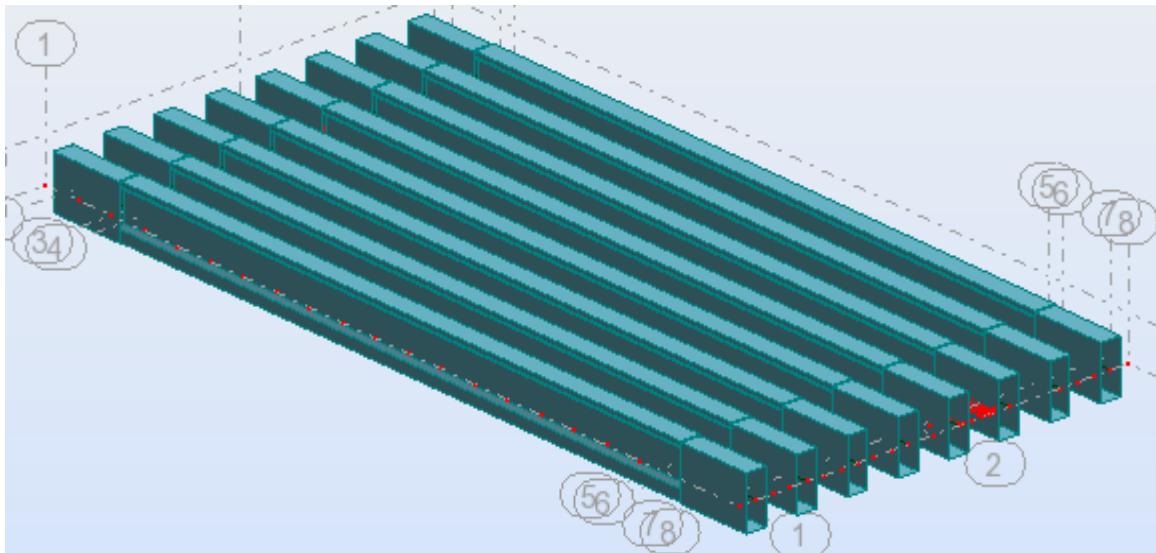


Figure 18: Position des poutres.

VII.3.1.2. Modélisation de la dalle

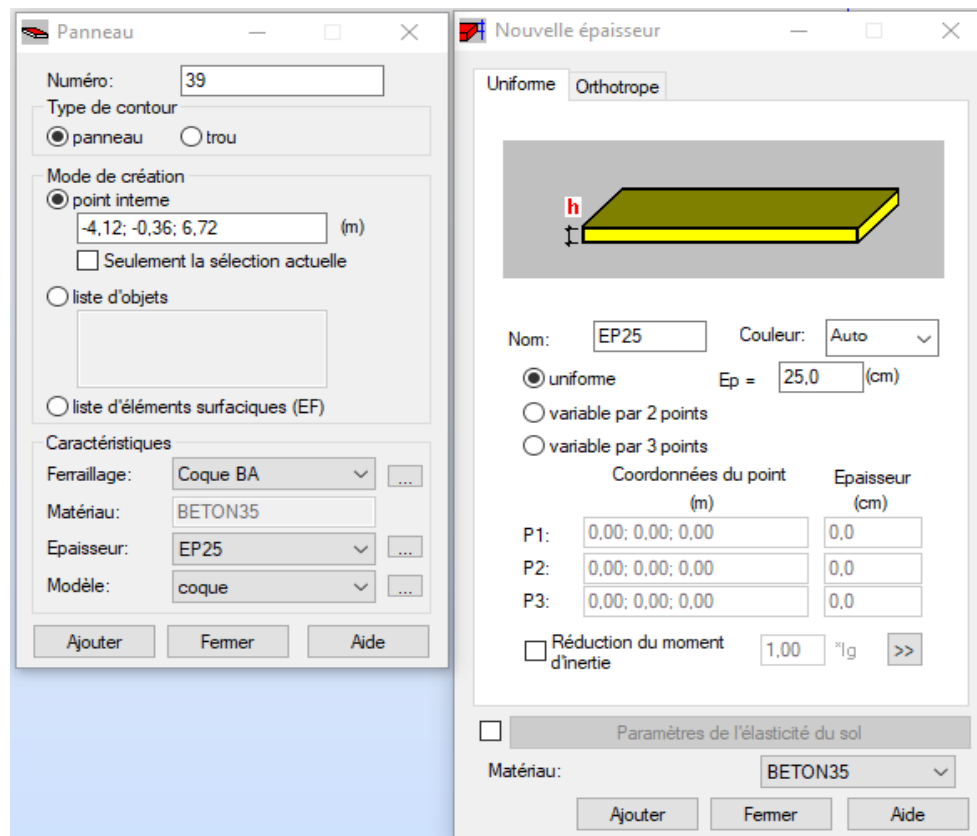


Figure 19: choix de la dalle.

VII.3.2. Définition de différents cas de charge

VII.3.2.1. Charges permanentes

Tableau 37: Charges permanentes.

Charge	Valeur
Corniches	0.428 T/m
Trottoir	0,635 T/m ²
Gardes corps	0.1 T/ml
Revêtement	0.176 T/m ²

VII.3.2.2. Système de charge A(L)

02 voies chargées :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{19 + 12} = 1391,3 \text{ kg/m}^2 = 1,391 \text{ t/m}^2$$

A(L) = 1,391 t/m² Pour deux voies (pont 1^{ère} classe).

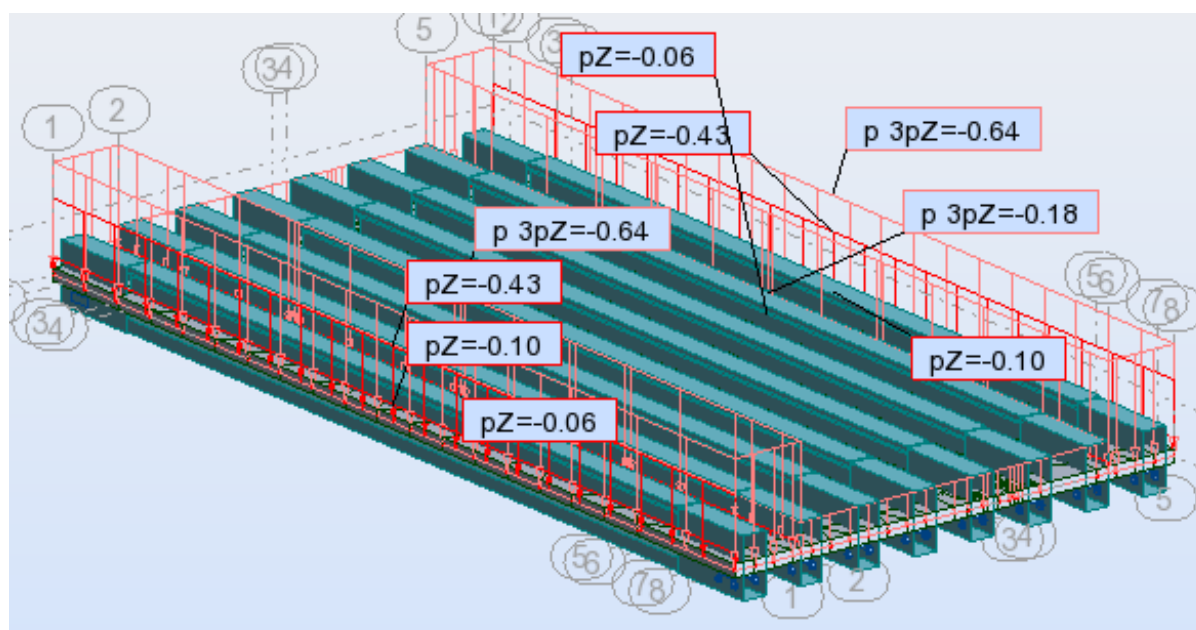


Figure 20: les charge permanentes.

VII.3.2.3. Surcharge sur trottoirs

$$Q = 0,15 \text{ t / m}^2$$

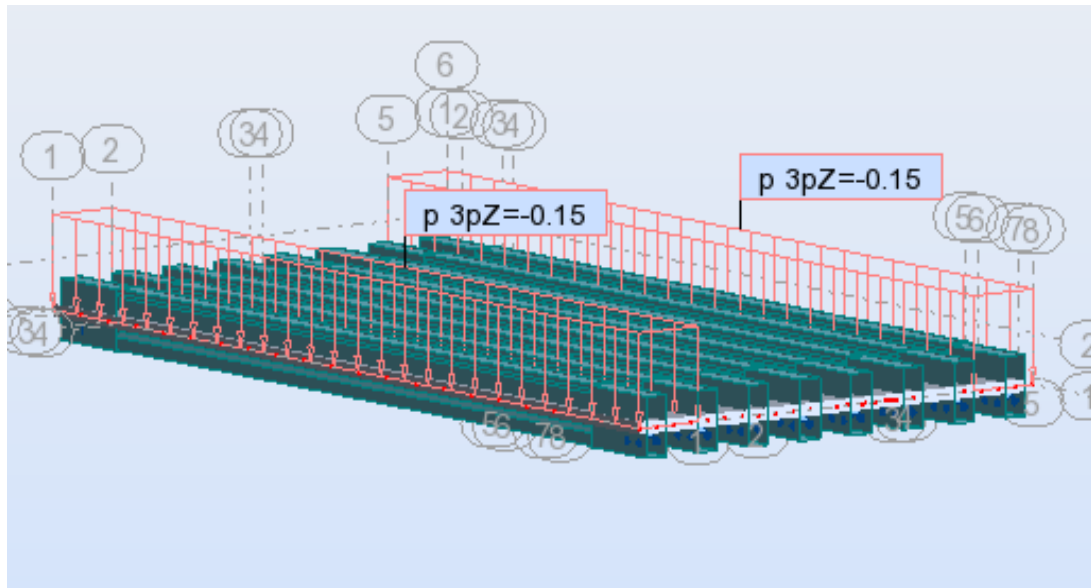


Figure 21: Surcharge sur trottoirs.

VII.3.2.4. Système Bc 02 voies chargées

Charges roulantes

Sélection du convoi
 Nom (catalogue):
 Nom du convoi: bc 2v
 Nouveau Supprimer
 Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques Convois arbitraires

	Type de charge	F	X	S		
1	force concentrée	F=6,58	X=0	S=0,5		
2	force concentrée	F=6,58	X=1,5	S=0,5		
3	force concentrée	F=3,29	X=6	S=0		
4	force concentrée	F=6,58	X=10,5	S=0,5		
5	force concentrée	F=6,58	X=12	S=0,5		

Dimensions du convoi
 b= 4,50 d1= 0 d2= 0

Unités
 longueur - (m) force - (T)
 Ajouter Fermer Aide

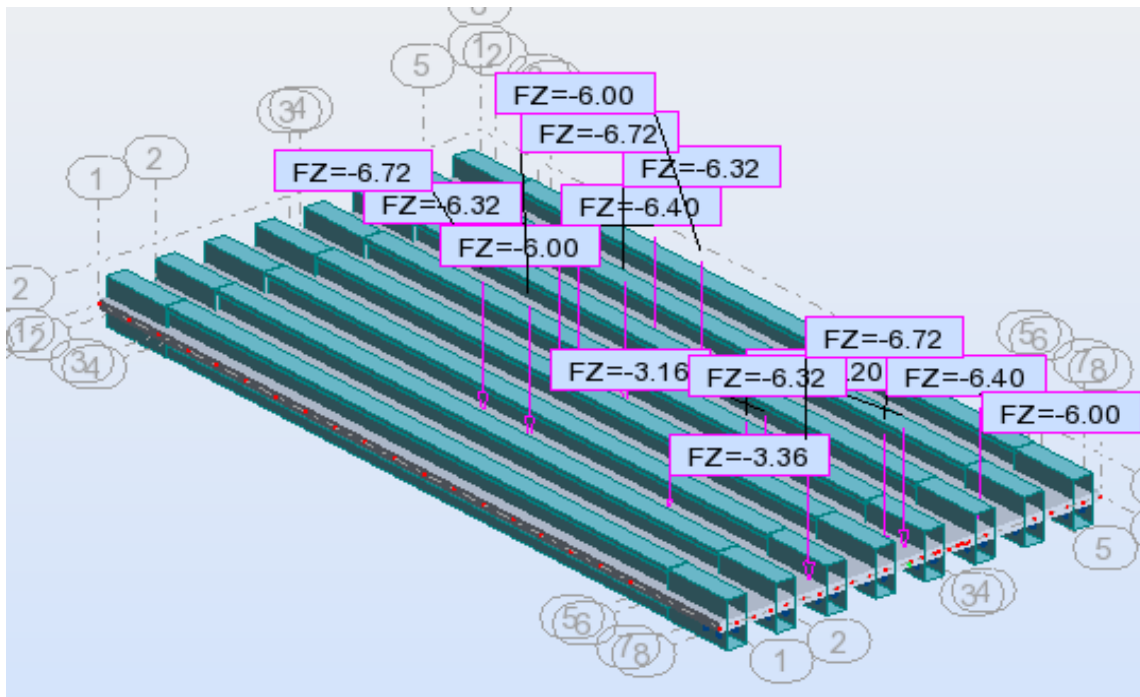


Figure 22: Sous système Bc 02 voies chargées.

Charges roulantes

Sélection du convoi
 Nome (catalogue)
 Nom du convoi
 BT 2vc
 Nouveau Supprimer
 Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques Convois arbitraires

	Type de charge	F	X	S
1	force concentrée	F=8,64	X=0	S=1
2	force concentrée	F=8,64	X=0	S=5
3	force concentrée	F=8,64	X=1,35	S=1
4	force concentrée	F=8,64	X=1,35	S=5
*				

Dimensions du convoi
 b= 5 d1= 0 d2= 0

Unités
 longueur - (m) force - (T)
 Ajouter Fermer Aide

VII.3.2.5. Système Bt 02 voies chargées

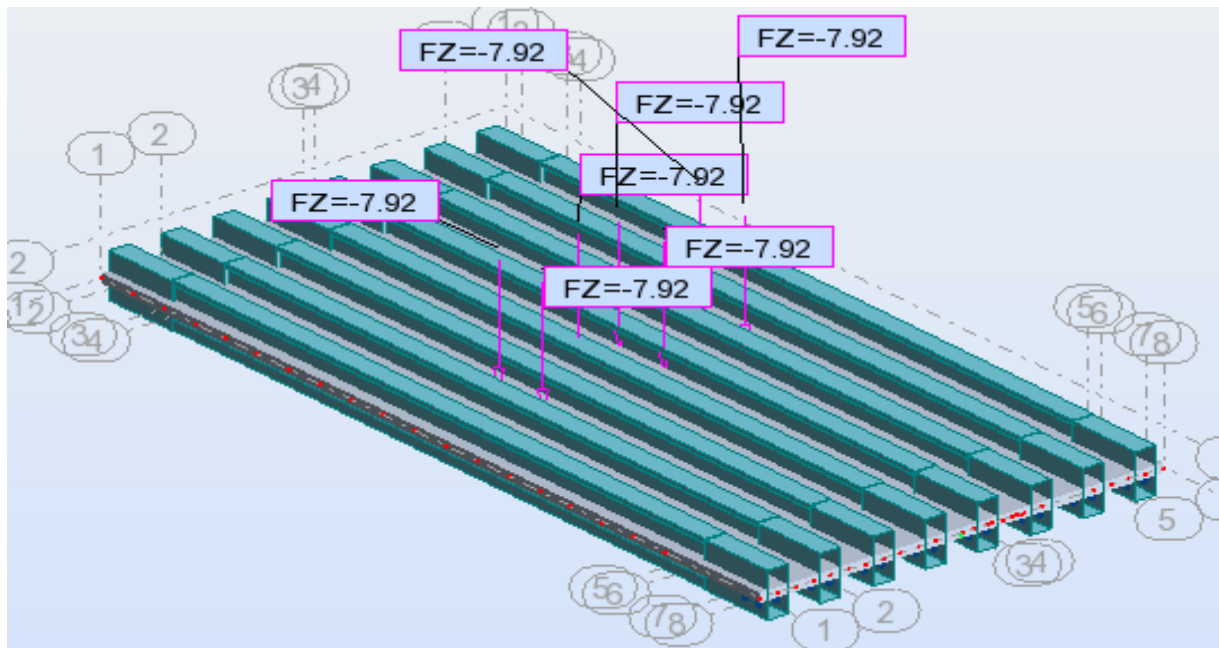
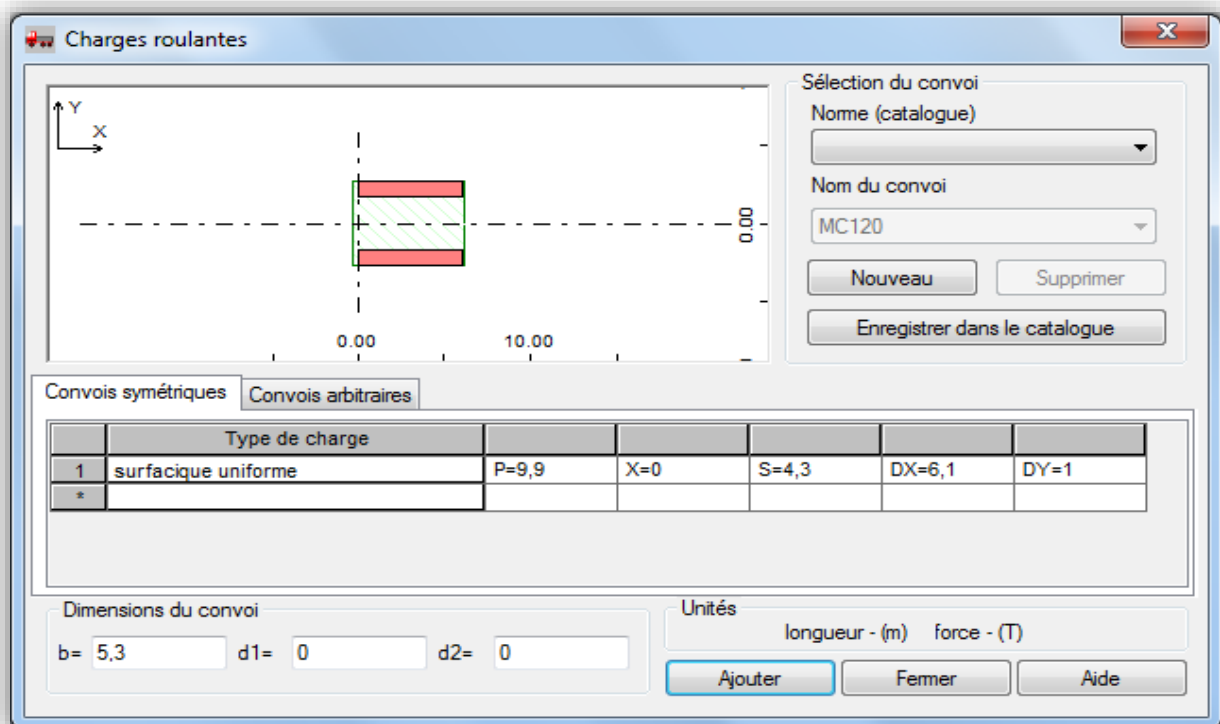


Figure 23: Sous système Bt 02 vc.

VII.3.2.6. Système militaire Mc120

La charge par chaque chenille est : $P \times \delta = (55 / 6,1) = 9,9130 \text{ t/m}^2$



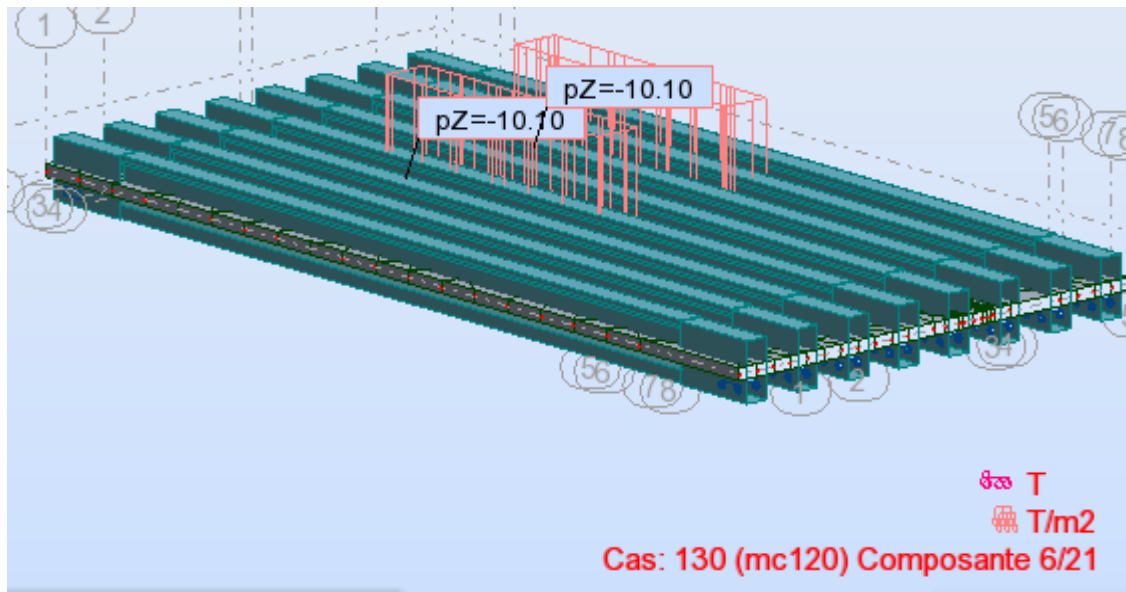


Figure 24: système militaire Mc120.

VII.3.2.7. Système D240

Charges roulantes

Sélection du convoi

Nome (catalogue)

Nom du convoi

Convois symétriques Convois arbitraires

	Type de charge					
1	surfacique uniforme	P=4,03	X=0	S=0	DX=18,6	DY=3,2
*						

Dimensions du convoi

b= d1= d2=

Unités

longueur - (m) force - (T)

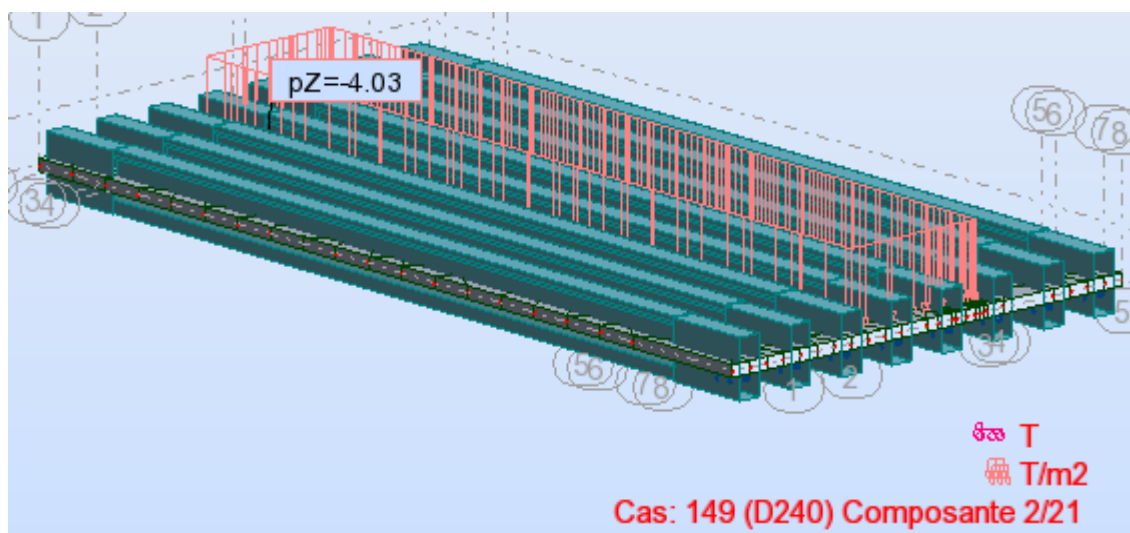


Figure 25: système D240.

VII.3.3. Valeur des moments fléchissant et des efforts tranchants réels

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d’actions selon BPEL.

VII.3.3.1. Les combinaisons d’action

Tableau 38: Les combinaisons d’action.

Combinaison	E.L.U	E.L.S
I	$1,35G + 1,6[\text{Max}(A(L), B) + \text{trott}]$	$G + 1,2[\text{Max}(A(L), B) + \text{trott}]$
II	$1,35G + 1,35 \text{ D240}$	$G + \text{D240}$

VII.3.3.2. Les valeurs extrêmes du moment

Tableau 39: Les valeurs extrêmes du moment.

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		0,25 L	0,5 L
Poutres n°03	ELU : $1,35G + 1,35 \text{ D240}$	226,30	260,75
	ELS : $G + \text{D240}$	167,63	193,75

Tableau 40: Comparaison entre les moments.

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		G.MASSONET		ROBOT	
Poutre : 03	1,35G+1,35 D240 G+D240	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		205,258	268,245	226,30	260,75
		152,043	198,7	167,63	193,75

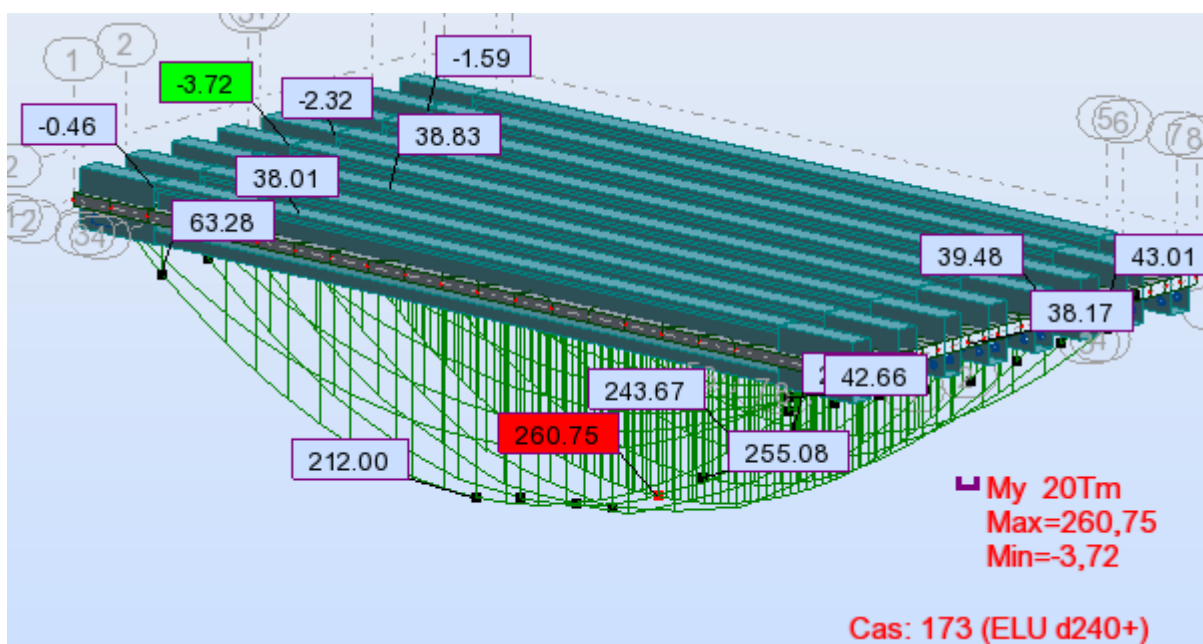


Figure 26: Moment max à l'ELU.

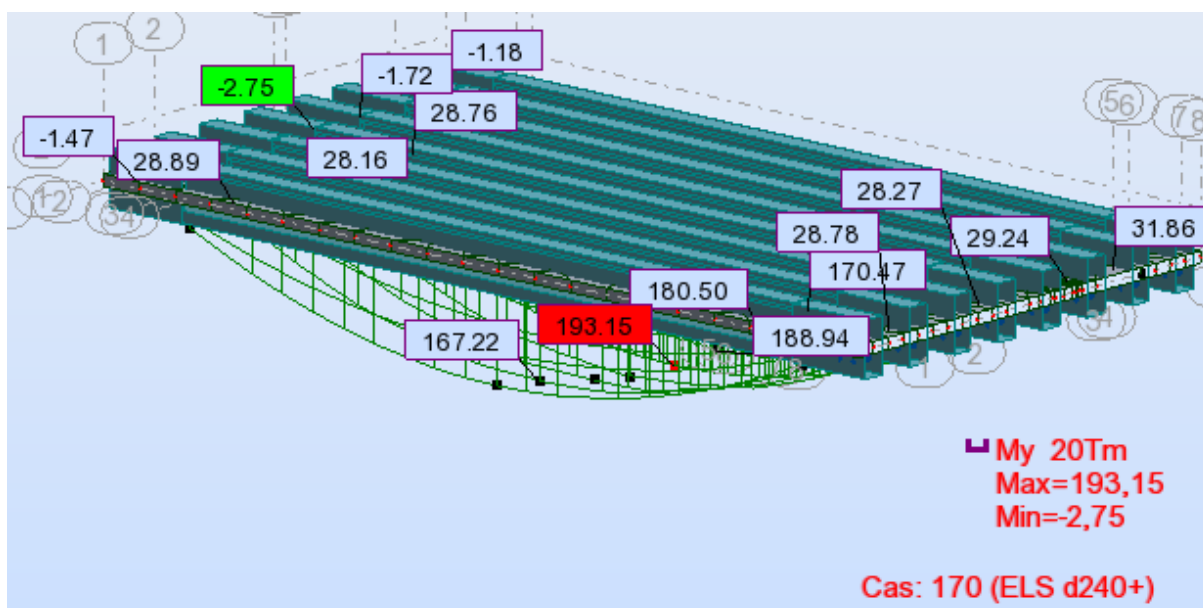


Figure 27: Moment max à l'ELS.

VII.4. Discussion des résultats

La comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel utilisant les lignes d'influence et la répartition par la méthode de **GUYON MASSONNET** et ceux obtenus par le logiciel **ROBOT**, indique qu'il y'a une légère différence entre les deux méthodes. Ce qui nous permet d'utiliser le logiciel pour la modélisation.

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

VIII.1. Introduction

Dans une poutre fléchie en béton armé, la partie tendue du béton ne participe pas à la résistance. Une première solution pour élargir le champ d'application du béton armé consiste à travailler les coffrages pour minimiser la quantité de béton en zone tendue (par exemple, remplacement d'une section rectangulaire par une section en T). Une quantité minimale de béton reste toutefois nécessaire pour assurer l'enrobage et l'ancrage des aciers passifs.

Si elle est tout à fait acceptable pour les petites portées (bâtiments et ouvrages d'art courants), cette solution n'est pas suffisante pour franchir de grandes portées. La présence d'une quantité importante de matériau ne participant pas à la résistance est un handicap majeur pour les grandes structures, où le poids propre est une composante essentielle.

Deux solutions sont alors couramment envisagées : les structures mixtes acier-béton, dans lesquelles on remplace le béton en zone tendue par des aciers de charpente qui travaillent bien en traction, et on connecte les deux matériaux de façon adéquate ; et les structures en béton précontraint, objet de notre travail.

VIII.2. Principe du béton précontraint

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais peu, et surtout aléatoirement, à la traction. Il est donc intéressant de construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans des zones où les charges extérieures développent des tractions de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de fissurer) et donc résistant à tout cas à la décharge. L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontrainte (ou la précontrainte).

Le remède ne doit être empêché par excès : la compression totale du béton doit rester inférieure à une valeur raisonnable de façon à éviter tout risque de fissuration longitudinale des éléments précontraints par excès de compression (alors que les tractions y développent généralement des fissures transversales).

Avant d'entrer dans le détail des justifications de structures en béton précontraint, il est essentiel d'en connaître la technologie. C'est en effet le développement d'aciers hauts limite d'élasticité et de matériels adaptés qui a permis l'essor du béton précontraint.

Il existe deux méthodes de mise en tension des câbles dans une structure : la pré-tension et la post-tension. À chacune de ces méthodes sont associées des technologies de précontrainte spécifiques. Dans notre projet, on va traiter la post-tension.

VIII.3. La post tension

La précontrainte est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension lorsqu'le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis).

Il existe deux types de **précontrainte par post tension** :

- Intérieure au béton.
- Extérieure au béton.

La mise en précontrainte par posttension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

- Des conduits (les plus utilisés sont des "gainés") sont positionnés à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage.
- Les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage.
- Les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et "ancrées" par des systèmes d'ancrages.
- Le contrôle de la tension des armatures est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les armatures).
- Les conduits sont injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.

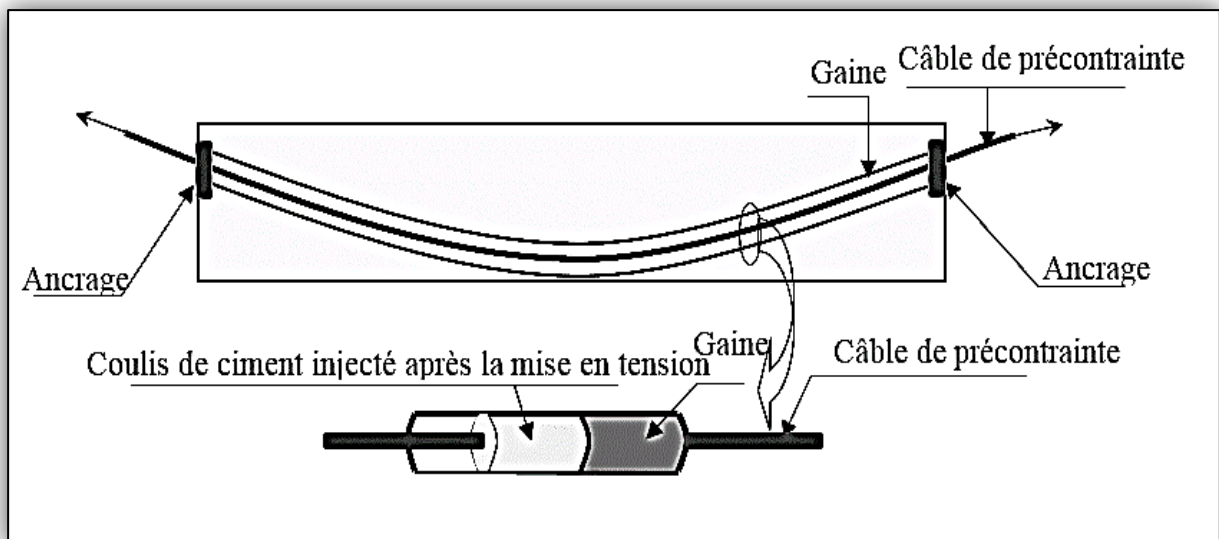


Figure 28: précontrainte par pos-tension.

VIII.3.1. Gaines

Les gaines qui ménagent le passage de l'armature à l'intérieur des éléments à précontraindre sont le plus souvent en aciers. La gaine la plus courante est formée par un feuillard déformé à froid, enroulé en spirale et agrafé. De façon à former un tube souple, présentant des ondulations transversales, le but de ces ondulations est à la fois de permettre le cintrage de la gaine, de lui donner une meilleure rigidité vis-à-vis de l'écrasement, et aussi d'augmenter son adhérence au béton, en rendant impossible tout glissement longitudinal.

VIII.3.2. Torons

Sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe, le vérin prend appui sur ' plaque d'about '. Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte, pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble. Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté par coulis de ciment dont le but est de réaliser aussi l'adhérence entre l'acier et le béton de même que la protection de l'acier contre la corrosion, l'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

VIII.4. Injection des câbles

Pour assurer une meilleure adhérence (acier - béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes ; Ainsi une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir de tubes ou événements dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble.

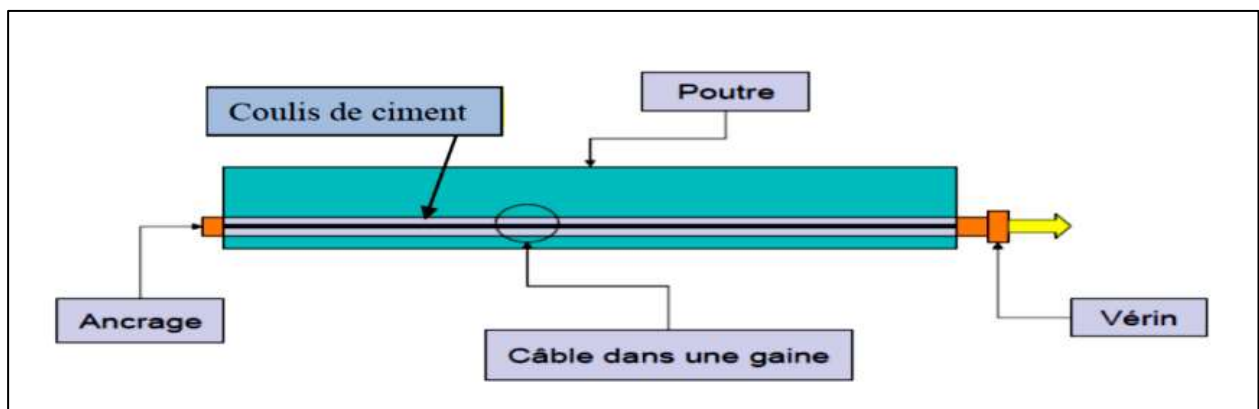


Figure 29: La précontrainte par pos-tension.

VIII.5. Etude de la précontrainte

VIII.5.1. Les données

a- le béton

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

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

b- L'acier de précontrainte :

On utilise l'acier de type T15TBR (très basse relaxation)

$$f_{prg} = 1770 \text{ MPa.}$$

$$f_{peg} = 1573 \text{ MPa.}$$

Section pour 1T15=150mm²

Soit 12T15 dont $A_p = 1800 \text{ mm}^2$

Diamètre de gaine pour 12T15 : $\theta_g = 82 \text{ mm}$.

VIII.5.2. Les sollicitations

Le calcul se fait sur la poutre la plus sollicitée à phase de l'ELS c.-à-d. la poutre n'accepte aucune fissuration dans la section. On fait la vérification sur le béton de genre II (c.-à-d. sous l'effet de la précontrainte et l'ensemble du chargement ; on admet une contrainte maximale de traction de $1,5 f_{t28}$ car l'expérience sur le béton en phase de plastification, par un essai de flexion d'une éprouvette de béton, montre un allongement correspondant à une contrainte de l'ordre $1,5 \text{ à } 1,6 f_{tj}$, sans apparition des fissurations).

Voici les valeurs de l'effort tranchant et moment fléchissant par combinaison ELS et ELU :

EFFORT	ELS	ELU
$M_{max} \text{ (t.m)}$	198,7	260,75

Rappel des caractéristiques de la section a mis travée

Caractéristique	Sans hourdis	Avec hourdis
S/ Δ nette (cm ³)	281250	434375
V (cm)	62,50	56,05
V' (cm)	57,50	88,95
IG (cm ⁴)	6357517,5	17140306,5
A nette (cm ²)	4500	7750
ρ	0,3931	4436
Abrute (cm ²)	4376	7577,2

VIII.6. Dimensionnement de l'effort de précontrainte

VIII.6.1. La valeur minimale de précontrainte

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

Avec :

$$PI = \frac{\Delta M + \rho_n \times A_n (v \times \sigma_{bt2} + v' \times \sigma_{bt1})}{\rho_n \times h} \text{ section sous-critique}$$

$$PII = \frac{\rho_n \times A_n \times v \times \sigma_{bt2} + M_{max}}{\rho_n \times v + v' - d'} \text{ section sur-critique}$$

Tell que :

σ_{bt1} : Contrainte de traction de béton en construction négative.

σ_{bt2} : Contrainte de traction de béton en service négative.

M_{max} : Moment maximum dus à la combinaison des charges.

I: l'inertie nette de la section.

$$I_n = I_G \times 0,9 = 17140306,5 \times 0,9 = 0,154262759 \text{ m}^4.$$

A_{nette} : Section nette

$$A_{nette} = 0,7750 \text{ m}^2$$

$$d' = H_t - 0,9H_t = 1,45 \text{ m}$$

$$V' = 0,8895 \text{ m}$$

$$V = h - V' = 0,5605 \text{ m}$$

$$h = 1,45 \text{ m}$$

ρ_n : Rendement mécanique de la section :

$$\rho_n = \frac{I_n}{A_n \times v \times v'} = \frac{0,154262759}{0,7750 \times 0,5605 \times 0,8895} = 39,92\%$$

$$\sigma_{bt1} = -0,6 - 0,06 \times f_{c28} = -0,6 - 0,06 \times 35 = -2,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt2} = -1,5 \times f_{t28} = -4,05 \text{ MPa}$$

$$M_{max} = M_g + M_Q = 198,7 \text{ t.m} = 1,987 \text{ MN.m}$$

$$M_{min} = M_g = 91,6 \text{ t.m} = 0,916 \text{ MN.m}$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 1,987 - 0,916 = 1,071 \text{ MN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} PI = \frac{1,071 + 0,3992 \times 0,775 \times (0,5605 \times (-4,05) + 0,8895 \times (-2,7))}{0,3992 \times 1,45} = -0,4274 \text{ MN.} \\ PII = \frac{0,3992 \times 0,775 \times 0,5605 \times (-4,05) + 1,987}{0,3992 \times 0,5605 + 0,8895 - 0,145} = 2,56 \text{ MN.} \end{array} \right.$$

PII > PI : alors notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de son frontière qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique PI n'est plus suffisant.

Donc on fait le dimensionnement sur la section sur critique avec un balancement total des charges permanentes.

La précontrainte doit reprendre 100 % du charges permanentes.

$$P_{\text{MIN}} = \sup (PI, PII) = 1,48 \text{ MN.}$$

$$e_0 = -(v' - d') = -(0,8895 - 0,145) \implies e_0 = -0,7445 \text{ m.}$$

VIII.6.2. Détermination du nombre de câbles

L'évaluation de la force exercée par un câble est comme suit :

$$P_0 = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 f_{prg} \times A_p = 0,8 \times 1770 \times 1800 \times 10^{-6} = 2,5488 \text{ MN.} \\ 0,9 f_{peg} \times A_p = 0,9 \times 1573 \times 1800 \times 10^{-6} = 2,5482 \text{ MN} \end{array} \right.$$

Alors : $P_0 = 2,5482 \text{ MN}$

Pour déterminer le nombre de câbles nécessaire on estime les pertes totales de précontrainte à 32% de p_0

$$D'où : P = P_0 - 0,32P_0 \implies P = 0,68P_0$$

$$\text{On aura : } P_{\text{min}} \leq 0,68 n \times p_0 \iff n \geq \frac{P_{\text{min}}}{0,68 p_0} = \frac{2,56}{0,68 \times 2,5482} = 1,47$$

Le nombre de câbles est de 2 câbles $12T15P=2 \times 2,5482= 5,0964 \text{ MN}$

VIII.6.3. Détermination des contraintes admissibles

❖ En service selon (BPEL91)

$$\sigma_{bt2} = -1,5 f_{tj} < \sigma_c < 0,5 f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{dans la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{bt1} = -f_{tj} < \sigma'_c < 0,5 f_{cj} = \overline{\sigma'_{bc}'} \quad \text{dans la fibre inférieure}$$

$$\sigma_{bt2} = -4,05 < \sigma_c < 17,5 = \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bt1} = -2,7 < \sigma'_c < 17,5 = \overline{\sigma'_{bc}'}$$

❖ En construction

$$\sigma_{bt2} = -1,5 f_{tj} < \sigma_c < 0,6 f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{dans la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{bt1} = -f_{tj} < \sigma'_c < 0,6 f_{cj} = \overline{\sigma'_{bc}'}$$

$$\sigma_{bt2} = -4,05 < \sigma_c < 21 = \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bt1} = -2,7 < \sigma'_c < 21 = \overline{\sigma'_{bc}'}$$

VIII.6.4. Détermination du nombre de câbles à l'about

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P_0 .

$$D'où : P_m = 0,9P_0 = 2,2933 \text{ MN}$$

En considérant les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule) et pour avoir le nombre de câbles à l'about, il faut vérifier les inégalités suivantes :

✓ Fibre supérieure : $\sigma_{sup} \geq \overline{\sigma_{bt}}$

✓ Fibre inférieure : $\sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P₀ avant le coulage de la dalle.

Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P₀.

On prend les caractéristiques géométriques de la section médiane pour déterminer le nombre des câbles à l'about c.-à-d. la force précontrainte nécessaire pour supporter M min.

Tel que :

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min} \cdot V}{I} + P \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V}{I} \right)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_{min} \cdot V'}{I} + P \cdot \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \cdot V'}{I} \right)$$

❖ **Les Caractéristiques de la poutre seule à mi travée**

d' = Ht - 0,9 Ht = 1,2 - 0,9 x 1.2 = 0,12 m.

Section nette : An = 4500 cm²

V' = 57,50cm

V = 62,50cm

IG=I/Δ - A x V² = 6357517,5 cm⁴

In=IG x 0,9 = 0,063575175 x 0,9 = 0,057

ρ= IG / (V x V' x A) = 0,3931 ρ= 39 %.

e0 = - (v' - d') = - 0,455 m .

On a:

$$\sigma_{sup} = -19.27 + P (-2.28) \geq -4.05$$

$$\sigma_{inf} = -22,7 + P (8,74) \leq 21.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n \geq 1,94 \\ n \leq 3,5 \end{array} \right.$$

Donc le nombre des câbles est limité à **2cable 12T15** à l'about avec :

P=2x2,5482=5,0964MN

VIII.6.5. Vérification des contraintes totales

La vérification se fait selon les cinq étapes suivantes :

NB : Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la section à mi travée de la poutre seule.

VIII.6.5.1. Première étape

- Après le septième jour, la mise en tension est à **50 %**.
- Les pertes considérées sont de **10 %** (document SETRA)

- $f_{c7} = 0,685 f_{c28} \log(7+1) = 21,65 \text{ MPa} = 216,5 \text{ bars.}$
- $\sigma_{\max} = 130 \text{ bars}$ ($\sigma_{\max} = 0,6 f_{cj}$) en construction

VIII.6.5.2. Deuxième étape

- La mise en tension des câbles est de **100 %** à 28 jours.
- Pertes considérées sont de **20 %**.
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa} = 350 \text{ bars.}$
- $\sigma_{\max} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa.}$

VIII.6.5.3. Troisième étape

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase sont :

- Efforts dus à la deuxième phase.
- Poids propre de l'hourdis couler sur place.

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.

VIII.6.5.4. Quatrième étape

Tablier à vide (poutres + superstructures).

- La mise en tension du troisième câble est faite à **100 %**.
- Les pertes considérées sont de **32 %**.
- $f_{cj} = 35 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{\max} = 17,5 \text{ MPa}$ ($\sigma_{\max} = 0,5 f_{cj}$) en exploitation la combinaison quasi permanente.

VIII.6.5.5. Cinquième étape

L'ouvrage est en service.

- Mise en tension est déjà faite à **100 %**.
- Les pertes considérées sont de **32 %**.
- $f_{cj} = 35 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{\max} = 21 \text{ MPa.}$ ($\sigma_{\max} = 0,6 f_{cj}$) en exploitation la combinaison est fréquente.

VIII.6.5.5.1. Première étape : (Mise en tension à 50%).

Contraintes dues au moment de la précontrainte :

$$P_1 = P_2 = 254,82 \times 0,5 \times 0,9 = 114,66 \text{ t}$$

$$M = n \times P \times e_0 = 2 \times 114,669 \times -0,455 = -104,35 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M}{I} V = \frac{-104,35 \times 0,625}{0,057} = -1242,17 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M}{I} V' = \frac{-104,35 \times 0,575}{0,057} = 1615,81 \text{ t/m}^2$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$N = 2 \times 114,66 = 229,32 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{inf}} = \frac{229,326}{0,4500} = 509,61 \text{ t/m}^2$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre :

Moment dû au poids propre de la poutre

$$M_g = \frac{g(\text{poutre seule}) \times l^2}{8} = \frac{1,21 \times 20^2}{8} = 92,57 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g}{I} v = \frac{92,57 \times 0,625}{0,057} = 828,76 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_g}{I} v' = \frac{92,57 \times 0,575}{0,057} = -1078 \text{ t/m}^2$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{\text{sup}} = -1242,17 + 509,61 + 828,174 = 137,624 \text{ t/m}^2 = 13,76 \text{ bars} < 130 \text{ bars}$$

Vérifiée.

$$\sigma_{\text{inf}} = 1615,8 + 509,61 - 1078,1 = 1088,8 \text{ t/m}^2 = 108,88 \text{ bars} < 130 \text{ bars} \quad \text{Vérifiée.}$$

VIII.6.5.5.2. Deuxième étape : (Mise en tension à 100%).

Contraintes dues au moment de la précontrainte :

$$P_1 = 254,82 \times 1 \times 0,8 = 203,856 \text{ t}$$

$$M = n \times P \times e_0 = 2 \times 203,856 \times -0,455 = -185,51 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M}{I} v = \frac{-185,51 \times 0,625}{0,057} = -2208,25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M}{I} v' = \frac{185,51 \times 0,575}{0,057} = 2872,68 \text{ t/m}^2$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$N = 2 \times 203,856 = 407,712 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{inf}} = \frac{407,12}{0,4500} = 904,71 \text{ t/m}^2$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre :

Moment dû au poids propre de la poutre

$$M_g = \frac{g(\text{poutre seule}) \times l^2}{8} = \frac{1,85 \times 20^2}{8} = 92,5 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g}{I} v = \frac{92,5 \times 0,625}{0,057} = 828,76 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_g}{I} v' = \frac{92,5 \times 0,575}{0,057} = -1078 \text{ t/m}^2$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{\text{sup}} = -2208,25 + 904,71 + 828,174 = -398,7 \text{ t/m}^2 = -39,87 \text{ bars} < 210 \text{ bars}$$

Vérifiée.

$$\sigma_{\text{inf}} = 2872,68 + 904,71 - 1078,1 = 2775,53 \text{ t/m}^2 = 277,531 \text{ bars} > 210 \text{ bars}$$

Vérifiée

VIII.6.5.5.3. Troisième étape

Contraintes dues au moment de la précontrainte :

$$P1 = 254,82 \times 1 \times 0,8 = 203,856 \text{ t}$$

$$M = n \times P \times e_0 = 2 \times 203,856 \times -0,455 = -185,51 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M}{I} v = \frac{-185,51 \times 0,625}{0,057} = -2208,25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M}{I} v' = \frac{185,51 \times 0,575}{0,057} = 2872,68 \text{ t/m}^2$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$N = 2 \times 203,856 = 407,712 \text{ t}$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre :

M_g Moment du au poids propre de la poutre + hourdis

$$M_g = \frac{g(\text{poutre+hourdi}) \times l^2}{8} = \frac{(1,85+1,42) \times 20^2}{8} = 163,19 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g}{I} v = \frac{163,19 \times 0,625}{0,057} = 1460,97 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_g}{I} v' = \frac{163,19 \times 0,575}{0,057} = -1900,56 \text{ t/m}^2$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{\text{sup}} = -2208,25 + 904,71 + 1460,97 = 233,45 \text{ t/m}^2 = 23,45 \text{ bars} < 210 \text{ bars} \quad \text{Vérfiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 2872,68 + 904,71 - 1900,56 = 1952,85 \text{ t/m}^2 = 195,2 \text{ bars} < 210 \text{ bars}$$

Vérfiée

VIII.6.5.5.4. Quatrième étape

Contraintes dues au moment de la précontrainte :

$$P1 = 254,82 \times 1 \times 0,68 = 173,277 \text{ t}$$

$$M = n \times P \times e_0 = 2 \times 254,82 \times -0,90 = 311,8986 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M}{I} v = \frac{-311,8986 \times 0,5605}{0,15426275} = -882,04 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M}{I} v' = \frac{311,8986 \times 0,8895}{0,15426275} = 1788,20 \text{ t/m}^2$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$N = 2 \times 173,277 = 346,554 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{inf}} = \frac{346,554}{0,7750} = 457,36 \text{ t/m}^2$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre :

M_g : moment du au poids propre de la poutre + hourdis

$$M_g = \frac{g(\text{poutre seule}) \times l^2}{8} = \frac{(1,2139+0,93) \times 20^2}{8} = 163,19 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g}{I} v = \frac{163,19 \times 0,5605}{0,15426275} = 460,77 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_g}{I} v' = \frac{163,19 \times 0,8895}{0,15426275} = -935,61 \text{ t/m}^2$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{\text{sup}} = -882,04 + 457,36 + 460,77 = 360,09 \text{ t/m}^2 = 36,00900 \text{ bars} < 210 \text{ bars}$$

Vérifiée.

$$\sigma_{\text{inf}} = 1788,22 + 457,36 - 935,61 = 1309,95 \text{ t/m}^2 = 130,9 \text{ bars} < 210 \text{ bars} \quad \text{Vérifiée}$$

VIII.6.5.5.5. Cinquième étape

Contraintes dues au moment de la précontrainte :

$$P1 = 254,82 \times 1 \times 0,68 = 173,277 \text{ t}$$

$$M = n \times P \times e_0 = 2 \times 254,82 \times -0,90 = 311,8986 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M}{I} v = \frac{-311,8986 \times 0,5605}{0,15426275} = -882,04 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M}{I} v' = \frac{311,8986 \times 0,5605}{0,15426275} = 1788,20 \text{ t/m}^2$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$N = 2 \times 173,277 = 346,554 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{inf}} = \frac{346,554}{0,7750} = 457,36 \text{ t/m}^2$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre :

Mg: moment du au poids propre de la poutre +hourdis +superstructure

$$M_g = 212,55 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g}{I} v = \frac{212,55 \times 0,5605}{0,15426275} = 601,08 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_g}{I} v' = \frac{163,19 \times 0,8895}{0,15426275} = -1225,38 \text{ t/m}^2$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{\text{sup}} = -882,04 + 457,36 + 601,08 = 176,4 \text{ t/m}^2 = 17,4 \text{ bars} < 210 \text{ bars} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 1788,22 + 457,36 - 1225,38 = 1019,8 \text{ t/m}^2 = 101,98 \text{ bars} < 210 \text{ bars}$$

Vérifiée

Tableau 41: Vérification des contraintes.

Désignation	Étape1	Étape2	Étape3	Étape4	Étape5
$P(t)$	114,66	203,856	203,856	173,277	173,277
$M_p(t.m)$	-138,74	-246,66	-246,66	-311,8986	-311,89
$N(t)$	229,32	407,12	407,12	346,554	346,12
$M_g(t.m)$	92,57	92,5	163,19	163,19	212,55
$V(m)$	0,625	0,625	0,625	0,5605	0,5605
$V'(m)$	-0,575	-0,575	-0,575	0,8895	0,8895

e_0	-0,455	-0,455	-0,455	-0,90	-1,90
$I_n(m^4)$	0,057	0,057	0,057	0,15426275	0,15426275
$A_n(m^2)$	0,4500	0,4500	0,4500	0,7750	0,7750
σ_{sup}	13,76	-39,87	-23,24	3,6	17,4
σ_{inf}	108,88	27,74	195,2	130	101,9
σ_{max}	130	210	210	175	210
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion

Nous remarquons bien que durant toutes les phases de réalisation de l’ouvrage, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles.

VIII.6.6. Tracé des câbles

VIII.6.6.1. Disposition constructive des câbles

VIII.6.6.1.1. Tracé des câbles 1 et 2 sortants de l’about

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d’about, en prenant un espacement de 0,50m entre 2 plaques d’encrage successifs à l’about.

$$\sum M/\Delta = 0$$

$$2 PV' = (P \times d_1 + P \times d_2)$$

$$2V' = 2d_1 + a;$$

$$V'; a \geq$$

On prend $a = 50 \text{ cm}$

Donc : $d_1 = 48,5 \text{ cm}$

$d_2 = 48,5 + 50 = 98,5 \text{ cm}$

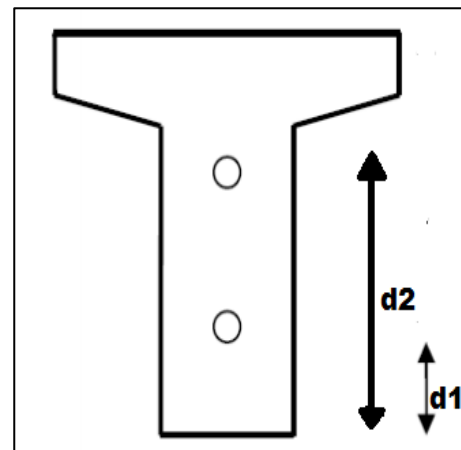


Figure 30: Disposition des câbles dans la section d’about.

❖ **Section médiane**

Au niveau de la section médiane le moment fléchissant est maximal, les armatures de précontrainte doivent donc travailler à leur capacité maximale, elles seront disposées de manière à avoir une excentricité maximale.

En respectant la distance limites autour de chaque gaine de précontrainte, on choisit la disposition suivante :

$$d_1 \geq 1,5\varnothing = 12.3\text{cm.}$$

$$d_2 = d_1 + \varnothing = 20.5\text{cm.}$$

VIII.6.6.1.2. Détermination de l'angle de relevage

Il est donné par la formule suivante :

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

Avec : l'optimum théorique de l'angle de relevage :

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{arc sin} \left(\frac{V_M + V_m}{2P} \right) \quad \bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0,8 \times h \quad \bar{\tau} = \left[0,4 f_{ij} \left(f_{ij} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma_x = P/A_n$$

$$b_n = b_0 - m K \Phi$$

V_M : effort tranchant sous $G+D_{240}$.

V_m : effort tranchant sous G .

Avec : $V_M = 58,73 \text{ t} = 0.5873\text{MN}$

$V_m = V_{\text{min}} = 34,42 \text{ t} = 0,3442 \text{ MN.}$

\bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.

$\bar{\tau}$: Contrainte limite à l'ELS.

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre.

$m = 1$ Nombre de gaines par lit.

K : 0.5 pour une gaine injectée au coulis de ciment.

Φ : Diamètre de la gaine égal à 8,2 cm.

Donc :

$$b_n = 0,339 \text{ m}$$

$$P = 0,68 \times n \times P_0 = 3,4655 \text{ MN}$$

$$A_n = A_{P+d} - 2(\pi\Phi^2/4) = 1,0104 - 2(\pi \times 0,082^2/4) = 0,9998 \text{ m}^2$$

$$\sigma_x = 3,4655/0,399 = 3,46 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = [0,4 \times 2,7 \times (2,7 + 0,66 \times 3,46)]^{0,5} = 2,31 \text{ MPa}$$

$$\bar{V} = 2,31 \times 0,399 \times 0,8 \times 1,55 = 1,14 \text{ MN}$$

D'où:

$$\alpha_1 = -9,17^\circ$$

$$\alpha_2 = 25,37^\circ$$

$$\alpha_{opt} = 7,72^\circ$$

$$\alpha_1 = -9,17 \leq \alpha_{opt} = 7 \leq \alpha_2 = 25,37^\circ$$

On fixe $\alpha_1 = 8$

$$(\alpha_1 + \alpha_2) / 2 \approx \alpha_{opt}$$

Donc, on opte pour :

- Câbles d'about : $\alpha_1 = 8^\circ$
 $\alpha_2 = 7,44^\circ$

❖ **Tracé individuel des câbles**

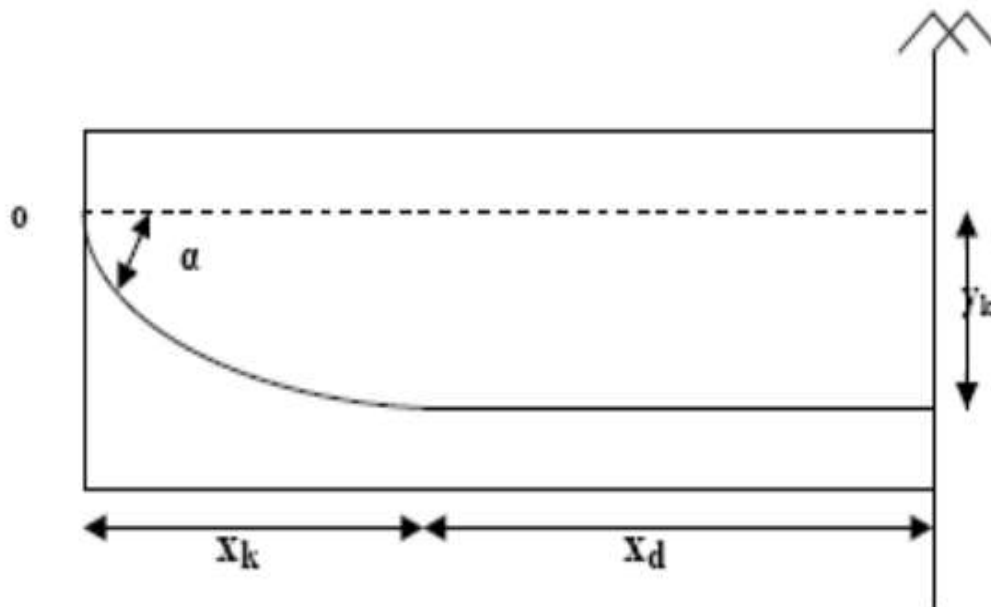


Figure 31: Tracé individuel des câbles.

VIII.6.6.1.3. Détermination de X_k et X_d

Les câbles sont d'un tracé parabolique sur une distance de $(X_k + 0,5)$ m

Le repère (x, y) a pour origine le point (o) à partir duquel les câbles deviennent rectilignes.

Avec : X_k : Longueur de la partie courbe du câble.

X_d : Longueur de la partie rectiligne du câble.

Espacement des armatures de précontrainte : $e_H \geq 1,5 \Phi$

Enrobage $c \geq d$ ($d = 4$ cm pour les ouvrage courants)

❖ **Câbles d'about**

On a : $Y = ax^2$: $tg\alpha = 2ax$

Lorsque : $x = x_k$: $tg\alpha = 2.a.x_k \Rightarrow a = \frac{tg\alpha}{2.x_k}$ (1)

$x = x_k + 0,5$: $tg\alpha = 2a (x_k + 0,5) \Rightarrow y_k = a (x_k + 0,5)^2$ (2)

On a : $y_k = y_i - d_i$

De (1) et (2) :

$$Y_k = \frac{\text{tg}\alpha \times (x_k + 0,5)^2}{2x_k}$$

$$x_k^2 - \left[\frac{2Y_k}{\text{tg}\alpha} - 1 \right] x_k + 0,25$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 42: Valeurs de xk et xd.

N° câble	α_i (°)	Y_i (m)	Y_k (m)	x_k (m)	x_d (m)	a_i (m)	d_i (m)
1	8	0,985	0,78	10,07	1,78	0,0069	0,123
2	7,44	0,485	0,362	4,51	7,34	0,014	0,123

VIII.6.6.1.4. Les équations paraboliques des différents câbles

- $Y_1 = 0,0069 x^2$

- $Y_2 = 0,014 x^2$

Positions et angles de chaque câble à différentes sections :

$Y_i = a (X_k - X_i) \times 2 + d_i.$

$\text{Tg} (\alpha_i) = 2a (X_k - X_i).$

Les positions et les angles dans les différentes sections sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 43: Positions et angles des différents câbles.

Câble :	X_i	0L	0,5	$L/4$	$L/8$	$3L/8$	$L/2$
1	$Y_i(m)$	0,985	0,9026	0,827	0,679	0,237	0,123
1	α_i (°)	8	7,523	5,400	2,870	0,341	0
2	$Y_i(m)$	0,485	0,454	0,149	0,123	0,123	0,123
2	α_i (°)	7,44	6,80	2,78	0	0	0
Câble moyen	$Y_i(m)$	0,735	0,6783	0,488	0,401	0,18	0,123
Câble moyen	α_i (°)	7,72	7,1615	4,09	1,435	0,1705	0

Tableau 7.3. Positions et angles des différents câbles

VIII.6.6.2. Longueur totale du câble

$$L_t = 2(L_r + L_c + L_i)$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne permettant la transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble :

$$L_r = \frac{0,5}{\cos \alpha}$$

L_c : Longueur du tronçon parabolique, et donnée par la formule ci-après.

$$L_c = \frac{1}{4a_i} \left[\ln \left(2a_i b_i + \sqrt{1 + (2a_i b_i)^2} \right) + 2a_i b_i \sqrt{1 + (2a_i b_i)^2} \right]$$

L_i : Longueur du tronçon droit du câble.

Les longueurs des câbles sont récapitulées dans le tableau suivant :

N° de câble	L(m)	L _c (m)	L _i (m)
1	0,5049	10,1022	2.28
2	0,5042	4,5219	7,84

VIII.6.6.3. Caractéristiques géométriques nettes

Le tableau précédent résume les distances du point d'application de la force de précontrainte dans les différentes sections de la poutre :

Les caractéristiques géométriques des gaines sont :

$$B_T = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \Phi^2 \quad \text{Avec } \Phi_g = 8,2 \text{ cm}$$

$$S_\Delta = B_T \times Z$$

$$I_\Delta = \frac{n \cdot \pi \cdot \Phi^4}{64} + \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} \times \sum Z_i^2$$

Les caractéristiques de la section de la poutre sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau 44: Les caractéristiques géométriques de la section d'extrémité est intermédiaire de la poutre seul.

	Poutre seule	
	Poutre de rive et intermédiaire	
	Section d'extrémité	Section médiane
B (cm²)	6000	4500
I_G (cm⁴)	7200000	6357517,5
V (cm)	60	62,5
V' (cm)	60	57,5
r² (cm²)	34,64	37,59

$\rho\%$	33,33	39,31
$S(\Delta)$ (cm ³)	360000	281250

Tableau 45: Les caractéristiques géométriques de la section d'extrémités intermédiaire de la poutre avec hourdis.

	Poutre avec hourdis			
	Poutre intermediaires		Poutre de rive	
	Section d'extrémité	Section médiane	Section d'extrémité	Section médiane
B (cm²)	8750	9250	7250	7750
I_G (cm⁴)	11597872	12125689,7	16102039,8	17140306,5
V (cm)	45,07	43,31	59,05	56,05
V' (cm)	99,93	101,69	85,95	88,95
r² (cm²)	36,41	36,21	47,13	47,03
ρ%	29,43	29,76	43,76	44,36
S(Δ)	394375	400625	428125	434375

Tableau 46: Caractéristique géométrique de la section nette à mi travée.

Section	B (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I_G (cm ⁴)	r^2 (cm ²)	ρ (%)	h (cm)
Poutre seule	4500	62,5	57,5	6357517,5	37,59	39,31	120
Poutre +hourdie	7750	56,05	88,95	17140306,5	47,03	44,36	145

Les caractéristiques géométriques des sections nettes

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

$$V = h - V'$$

$$e_p = Z - V'$$

$$I_G = I_{\Delta} - B.V'^2$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'}$$

Tableau 47: Caractéristiques des sections nettes.

Section		$e_p (cm)$
D'about	P seule	1,55
	P + h	-23,83
à 0.5 m de l'about	P seule	-4,21
	P + h	-29,56
à L/4 de l'about	P seule	-34,23
	P + h	-64,54
à mi travée	P seule	-62,72
	P + h	-92,72

VIII.6.7. Calcul des pertes de tension

Les pertes de précontrainte sont toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

❖ Les pertes instantanées

- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul à l'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.
- **les pertes différées**
- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

VIII.6.7.1. Pertes instantanée

VIII.6.7.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

Le contact entre l'armature et la gaine va donner une réaction qui produit une perte de tension.

Il existe deux types de frottement :

❖ Frottement en courbe

Le câble se place contre la génératrice intérieure de sa gaine lors de la mise en tension.

❖ **Frottement en lignes droites**

À cause des défauts de la réalisation en pratique, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, elle présente des courbures d'où l'existence de frottement.

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

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0}(1 - e^{(-f.\alpha - \varphi.L_x)})$$

Dans la plus par des cas en peut écrire la formule précédente :

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} \cdot (f \cdot \alpha + \varphi L_x) \text{ Avec :}$$

σ_{p0} : Tension à l'origine.

L_x : Longueur en courbe des câbles.

α : L'angle de relevage du câble en rad.

f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que $f = 0,18/\text{rad}$. (chaussin)

φ : Perte relative de tension par mètre, telle que $\varphi = 0,002/\text{m}$.

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0,80 f_{prg} , 0,90 f_{peg}) = 1416 \text{ MPa}$$

Tableau 48: Différentes valeurs de α (rd).

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 1/4	X = 1/2
Câble n°1	0	0,1396	0,1396
Câble n°2	0	0,1298	0,1298

Tableau 49: Les longueurs L_x en (m).

Abscisse (m)	X = 0,00	X = L/4	X = L/2
Câble n°1	0	6,445	12,88
Câble n°2	0	6,440	12,87

Les résultats de calcul des pertes par frottement dans les sections considérées pour tous les câbles sont récapitulés dans le tableau suivant : (en MPa).

Tableau 50: Les Valeurs des pertes par frottement à différentes sections.

Abscisse (m)	X = 0,00	X = L/4	X = L/2
Câble n°1	0	53,83	72,05

Câble n°2	0	51,32	69,53
Câble moyen	0	52,575	70,79

VIII.6.7.1.2. Les pertes par recul d’ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement de l’armature par rapport à son ancrage, soit par tassement ou déformation de l’ancrage, lors de la détensions du vérin.

La longueur d’influence du glissement :

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

Avec :

g : l’intensité du recul d’ancrage. = 6 mm D’après => chassain

E_p : Module d’élasticité de l’acier ; ($E_p = 190000MPa$).

L : longueur du câble en (m).

σ_{p0} : Tension à l’origine.

f, φ : Coefficients de frottement.

α : Angle d’inclinaison du câble en (rd).

Si :

1. $d \leq \frac{L}{2}$ Il faut tirer le câble de deux ses extrémités afin d’obtenir une tension plus élevée.
2. $d > \frac{L}{2}$ Il faut tirer le câble d’une seule extrémité.

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès» appliqué u diagramme des tensions :

$$\Delta\sigma_{recul} = \Delta\sigma' \cdot \left(1 - \frac{x}{d} \right) \text{ Avec : } \Delta\sigma' = 2d \cdot \sigma_{p0} \cdot \left(f \cdot \frac{\alpha}{L} + \varphi \right)$$

x : Abscisse de de la section considérée.

❖ **Calcul de d et $\Delta\sigma'$**

Tableau 51: valeur de d et $\Delta\sigma'$.

N° câble	α^{rd}	d (m)	$\Delta\sigma'$ (MPa)
1	0,1396	16,44	138.4994
2	0,1298	16,64	137,023

On remarque que

$d > L/2$ Donc : il faut tendre les câbles 1 et 2 par un seul coté car cela donne des tensions plus élevées.

❖ Calcul des pertes dues au recul d’ancrage

Tableau 52: Pertes par recul d’ancrage dans différentes sections.

Abscisse (m)	X = 0,00	X = L/4	X = L/2
Câble n°1	138,4994	84,3717	30,2440
Câble n°2	137,023	84,1159	31,2089
Valeur moy pour 2 câbles	137,7612	84,2438	31,7264

VIII.6.7.1.3. Pertes par raccourcissement instantané du béton

Lorsqu’une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, ces derniers sont tirés l’un après l’autre et à chaque mise en tension d’un câble il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus précédemment.

La mise en tension des câbles se fera en une seule famille, elle sera tendue au 14^{ème} jours.

❖ Les pertes Sous l’effet d’elles-mêmes

Chaque câble subit une perte moyenne due au non simultanété de la mise en tension, la perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{b_{ij}}} \dots\dots\dots (1) \quad \text{Avec : } E_{b_{ij}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

n : Le nombre des câbles par famille =2.

E_p : Module d’élasticité longitudinale de câble. =190000 MPa

σ_b : Contrainte au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte sous l’effort de toutes les actions de langue durée.

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{p_i}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right] \dots\dots\dots (2)$$

- A_p : Section nominale de l’acier : $A_p = 1050 \text{ mm}^2$
- I_G, B : Moment d’inertie et aire de la section nette ‘poutre seule’.
- e_p : Excentricité du câble équivalent dans la section considérée.
- $\sigma_{p_i}(x)$: Contrainte normale du câble après toutes les pertes instantanées.
- M_g : Moment fléchissant dû au poids propre de la poutre.

- $e_{p1} = -v' + y1$;
- $A_p = 1800 \times 10^{-6} \text{ m}^2$

$$\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0}(x) - [\Delta\sigma_{Pf}(x) + \Delta\sigma_{Pg}(x) + \Delta\sigma_{Pracc}(x)] \dots\dots\dots (3)$$

$\Delta\sigma_{Pf}, \Delta\sigma_{Pg}$ et $\Delta\sigma_{Pracc}$: pertes moyennes dues au frottement, glissement (recul d’ancrage) et raccourcissement, des câbles du précédent.

$\Delta\sigma_{Pf}, \Delta\sigma_{Pg}$ et $\Delta\sigma_{Pracc}$: pertes moyennes dues au frottement, glissement (recul d’ancrage) et raccourcissement, des câbles du précédent.

Après développement (en remplaçant (3) dans (2), et l’expression résultante de (2) dans (1)), la formule (1) peut s’écrire sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{Pracc}(x) = \frac{(n-1)Ep}{2 \cdot n \cdot E_{bij}} \cdot \left[\frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{n \cdot Ap \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{Pf} - \Delta\sigma_{Pg})}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G}\right) \right]$$

Après développement (en remplaçant (3) dans (2), et l’expression résultante de (2) dans (1)), la formule (1) peut s’écrire sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{Pracc}(x) = \frac{(n-1)Ep}{2 \cdot n \cdot E_{bij}} \cdot \left[\frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{n \cdot Ap \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{Pf} - \Delta\sigma_{Pg})}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G}\right) \right]$$

❖ Exemple de calcul

Pour section d’about $x=0,00 \text{ m}$:

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c14}} = 34147,067 \text{ MPa}$$

$$M_G = 0, \quad \Delta\sigma_{Pg} = 137,7612 \text{ MPa}, \quad \Delta\sigma_{Pf} = 0 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{Pracc}(0) = 10,627569 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 53: Pertes par raccourcissement instantané du béton dans différentes sections.

Abscisse (m)	X = 0,00	X = L/4	X = L/2
$M_g \text{ (t.m)}$	0	72,06	96,09
$e_p \text{ (cm)}$	1.55	-34,23	-62,72
$\Delta\sigma_{Pf} \text{ (MPa)}$	0	52,575	70,79
$\Delta\sigma_{Pg} \text{ (MPa)}$	137,7612	84,2438	31,7264
$\Delta\sigma_{Pracc} \text{ (MPa)}$	12,1785	19,5341	35,4907

VIII.6.7.2. Pertes instantanées totales

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_0(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{p_i}(x)$$

Les pertes instantanées totales aux différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Tableau 54: Pertes instantanées totales aux différentes sections.

Abscisse (m)	X = 0,00	X = L/4	X = L/2
Câble n°1	150,6779	157,7358	137,7847
Câble n°2	149,4085	154,9700	136,2296
Valeur moyenne pour 2 câbles	150,0432	156,3529	137,00715

La perte initiale probable pour chaque câble et aux différentes sections est répertoriée dans le tableau ci-après :

Tableau 55: La tension initiale probable dans différentes sections.

Abscisse (m)	X = 0,00	X = L/4	X = L/2
Câble n°1	1265,3221	1258,2642	1278,2153
Câble n°2	1266,5915	1261,03	1279,7704
Valeur moyenne pour 2 câbles	1265,9568	1259,6471	1278,9928

VIII.6.7.3. Pertes différées

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers

VIII.6.7.3.1. Pertes par retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 »

Le retrait est un raccourcissement du béton dans le temps après le coulage a lieu dans le premier mois, qui engendre une diminution de la contrainte de traction de l'armature de précontrainte, elle est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_y = \varepsilon_r [1 - r(t)]. E_p$$

Avec : $r(t) = \frac{t}{t+9r_m}$ et $r_m = \frac{B}{p}$

- ε_r : Retrait final pris égale à 3.10^{-4} pour le nord algérien.
- E_p : Module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte ($E_p=190000\text{MPa}$).

- r_m : Rayon moyen de section du béton en (cm).
- B, P : Aire et périmètre de la section nette.
- t : Le jour où nous voulons déterminer les pertes.

1- De 7^{ème} jours au 28^{ème} jour

La section considérée est de la poutre seule.

a) Pour la section d'about ($x=0.00$) :

$$r_m = \frac{B}{p} = 21,89cm$$

$$t_0 = 7^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(7) = \frac{7}{7+9 \times 21,89} = 0,0343$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(28) = \frac{28}{28+9 \times 21,89} = 0,1244$$

$$\text{Donc} : \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,0343] \times 190000 = 55,0449MPa$$

b) Pour les autres sections ($x=L/4$; $x=L/2$ m) :

$$r_m = \frac{B}{p} = 13,30cm$$

$$t = 7^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(7) = \frac{7}{7+9 \times 13,03} = 0,0552$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(28) = \frac{28}{28+9 \times 13,30} = 0,189$$

$$\text{Donc} : \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,0552] \times 190000 = 53,8536MPa$$

2- De 28^{ème} jours au 63^{ème} jours :

La section considérée est de la poutre seule

a) Pour la section d'about ($x=0.00$) :

$$r_m = 21,89cm$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(28) = 0,1244$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(63) = \frac{63}{63+9 \times 21,89} = 0,242$$

$$\text{Donc} : \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,1244] \times 190000 = 49,9092MPa$$

b) Pour les autres sections ($x=L/4$; $x=L/2$) :

$$r_m = 13,30cm$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(28) = 0,1244$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(t) = \frac{63}{63+9 \times 13,30} = 0,3448$$

$$\text{Donc} : \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,1244] \times 190000 = 49,9092 MPa$$

Et en fin, on récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 56: Les pertes dues au retrait du béton en (MPa).

Abscisse (m)	X = 0,00	X = L/4	X = L/2
$\Delta\sigma_{pret}$	55,0449	53,8536	53,8536

VIII.6.7.3.2. Pertes par relaxation des armatures : « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps. La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma p(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

- $\mu_0 = 0.43$: Armature TBR (très basse relaxation).
- $\rho_{1000} = 2.5\%$: Valeur de la relaxation à 1000 heures.
- $\sigma_{pi}(x)$: Tension initiale probable (après toutes les pertes instantanées).
- f_{prg} : Contrainte de la rupture garantie. (1770MPa).

Exemple de calcul

Pour le 1^{er} câble à la section d'abscisse x= 0,00 m :

$$\sigma_{pi}(0,00m) = 1265,3221 \text{ MPa}$$

- Donc : $\Delta\sigma p(0,00) = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left[\frac{1265,3221}{1770} - 0,43 \right] \times 1416 = 60,50 \text{ Mpa}$
- De même façon, on détermine les pertes de tension dues à la relaxation des aciers de chaque câble aux différentes sections.

Les valeurs des pertes sont représentées sur le tableau suivant

Tableau 57: Les pertes dues à la relaxation des aciers en (MPa).

Abscisse (m)	X = 0,00	X = L/4	X = L/2
Câble n°1	60,5066	59,6597	62,0538
Câble n°2	60,6589	59,9916	62,2404
Valeur moyenne	60,5827	59,8256	62,1471

VIII.6.7.3.3. Pertes par fluage : « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »

C'est l'augmentation de la déformation du béton dans le temps, ce qui engendre une perte de tension ; ce phénomène se produit sous charge. Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b(x) + \sigma_M(x)) \frac{E_p}{E_{bij}} \dots \dots \dots (1)$$

$\sigma_M(x)$: Contrainte maximale (obtenue après les pertes instantanées).

$\sigma_b(x)$: Contrainte finale (obtenue après toutes les pertes).

Avec :

$$\sigma_M(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

$$\sigma_b(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{n \cdot A_p}{B} \cdot [\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

Les pertes différées totales : $\Delta\sigma_{pd}(x) = \Delta\sigma_{pr}(x) + \Delta\sigma_{pfl}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{p\rho}(x)$

La simplification de l'expression (1) nous donne :

$$\Delta\sigma_{pd}(x) = \Delta\sigma_{pr}(x) + \Delta\sigma_{pfl}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{p\rho}(x)$$

La simplification de l'expression (1) nous donne

$$\Delta\sigma_{pfl}(x) = \frac{E_p}{E_{bij}} \times \left(2\sigma_M(x) - n \cdot \frac{A_p}{B} \left[\Delta\sigma_{pr}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{p\rho}(x) \right] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right] \right)$$

- A_p : Section nominale de l'acier : $A_p = 1800 \text{ mm}^2$
- $I_G; B$: Moment d'inertie et aire de la section nette 'poutre +hourdis'.
- M_g : Moment fléchissant dû au poids propre de la 'poutre +hourdis'.
- n : Le nombre des câbles.
- e_p : Excentricité du câble équivalent.
- $\Delta\sigma_{pr}; \Delta\sigma_{p\rho}$: Pertes moyennes dues au retrait du béton ; pertes moyennes dues à la relaxation des aciers.

$$E_p = 190000 \text{ MPa}, E_{bij} = 34147,067 \text{ MPa}$$

Les calculs pertes dues au fluage du béton sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 58: Les pertes dues au fluage du béton en (MPa).

Abscisse (m)	X = 0,00	X = L/4	X = L/2
e_p (cm)	-23,83	-64,54	-92,72
M_g (t.m)	0	44,17	163,49
n (Cable)	2	2	2
σ_{pi} (MPa)	1266,5915	1261,03	1279,7704
σ_M (MPa)	5,73	13,09	18,45
$\Delta\sigma_{pre} + \frac{5}{6} \cdot \Delta\sigma_{p\rho}$ (MPa)	105,5304	103,7082	105,6428
$\Delta\sigma_{pfl}$ (MPa)	61,10	138,37	193,38

VIII.6.7.3.4. Les pertes différées totales

$$\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_{pre} + \Delta\sigma_{pfl} + \frac{5}{6} \cdot \Delta\sigma_{p\rho}$$

Tableau 59: Pertes différées totales de chaque câble aux différentes sections en (MPa).

Abscisse (m)	X = 0,00	X = L/4	X = L/2
$\Delta\sigma_{pre}$	55,0449	53,8536	53,8536
$\Delta\sigma_{p\rho}$	60,5827	59,8256	62,2404
$\Delta\sigma_{pfl}$	61,10	138,37	193,38
$\Delta\sigma_{pd}$	166,63	242,07	299,10

VIII.6.7.3.5. Calcul du pourcentage des pertes totales

$$\text{Pourcentage (\%) des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{p, total}}{\sigma_{p_0}} \times 100 \text{ Avec :}$$

$$\sigma_{p_0} = 1416 \text{ MPa}, \quad \Delta\sigma_{pi}(total) = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$$

Tableau 60: La tension finale probable dans différentes sections.

Abscisse (m)	X = 0,00	X = L/4	X = L/2
Pertes instantanées	150,6779	156,3529	137,0071
Perte différées	166,63	242,07	299,10
Pertes totales	317,3079	398,4229	436,1071
% Des pertes	22,4087	28,1372	30,7985

Conclusion

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 22,40 % et 30,79 % de P₀, et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P₀ qui est 32 % de P₀

L'estimation des pertes à 32% est vérifiée après le calcul, donc le nombre de câble est bien vérifié (2 câbles de 12T15).

VIII.6.7.4. Fuseau limite

Le fuseau limite est la zone où doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Il est limité par deux courbes, il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des deux courbes où les fuseaux limitent. Ce domaine est donné par la formule suivant :

$$-a' - \frac{M_{\min}}{P} \leq e_p \leq a - \frac{M_{\max}}{P} \text{ Avec :}$$

$$a = \inf \left\{ \begin{array}{l} \sigma_c \cdot \frac{I_G}{P \cdot V'} - \rho \cdot V' \\ -\sigma_t \cdot \frac{I_G}{P \cdot V'} + \rho \cdot V \end{array} \right\} \quad \text{et} \quad -a' = \sup \left\{ \begin{array}{l} \sigma_t \cdot \frac{I_G}{P \cdot V} - \rho \cdot V' \\ -\sigma_c \cdot \frac{I_G}{P \cdot V} + \rho \cdot V \end{array} \right\}$$

$$\sigma_c = 21 \text{ MPa} ; \quad \sigma_t = -2,7 \text{ MPa} ; \quad P = K \cdot P_0 \sum \cos \alpha_i ; \quad K = 0,68 ; \quad P_0 = 254,82 \text{ t}$$

Tableau 61: Vérification du câble moyen.

Section	0,00L	0,25L	0,50L
$\rho.V (cm)$	22,6470	22,5864	23,2107
$\rho.V' (cm)$	38,2214	46,9310	48,7712
$\sum \cos\alpha_i$	1,9818	1,9948	2
$I_G (cm^4)$	22040818,61	18599102,65	19220793,5
$P (t)$	343,4015	345,6541	346,5552
$M_{min} (t.m)$	0	159,411	190,551
$M_{max} (t.m)$	0	170,0273	192,708
$-a' (cm)$	-68,27	-75,78	-78,73
$-a' - M_{min}/P (cm)$	-68,27	-121,89	-140,0625
$a (cm)$	40,44	36,47	37,46
$a - M_{max}/P (cm)$	40,44	-42,22	-67,20
$e_p (cm)$	-23,83	-64,54	-92,72
Observation	Vérifie	Vérifie	Vérifie

❖ Conclusion

Le câble moyen est à l'intérieur du fuseau de limite

VIII.7. Vérification des contraintes

VIII.7.1. Vérification à l'ELS des contraintes normales

Dans la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes donc on doit vérifier les contraintes en phases de construction.

Tableau 62: Les valeurs de f_{cjet} f_{tj} aux différents âges du béton.

N° Phase	Jour	Opération	Caractéristiques
0	0	Couplage de la poutre préfabriquée	/
1	14	Mise en tension des 2 câbles	- Section résistante : « poutre seule ». On tire les 2 câbles le 14eme jour à 50% chacun. - Poids de la poutre. - Précontrainte des câbles - pertes instantanées.

2	56	Coulage du hourdis	<ul style="list-style-type: none"> - Section résistante : « poutre seule ». - Poids de poutre + Hourdis. - Précontrainte des câbles. - pertes instantanées + 50%des pertes différées
3	84	Mise en place de la superstructure	<ul style="list-style-type: none"> -Section résistante : « Poutre + Hourdis ». - Poids propre du tablier. - Précontrainte des 02 câbles. - pertes totales.
4	> 90	La mise en service	<ul style="list-style-type: none"> - Section résistante : « Poutre + Hourdis ». - Poids propre du tablier + Surcharges. - Précontrainte des 02 câbles. - pertes totales.

Date	14 jours	28 jours
f_{cj} (MPa)	29,91	35
f_{tj} (MPa)	2,39	2,7

Les valeurs limites des contraintes dans le béton (Classe II) :

Tableau 63: contraintes limites.

	La phase	En construction	En exploitation
$\bar{\sigma}_t$	Dans la section d'enrobage	$-f_{tj}$	$-f_{t28}$
	Hors de la section d'enrobage	$-1,5f_{tj}$	$-1,5f_{t28}$
$\bar{\sigma}_c$	Pour toute la section	$0,6f_{cj}$	$0,6f_{c28}$

VIII.7.1.1. Valeurs caractéristiques de la précontrainte (B.P.E.L)

$$\sigma_{P1} = 1,02\sigma_{P0} - 0,8\Delta\sigma_j \dots\dots\dots \text{(En construction)}$$

$$\sigma_{P2} = 0,98\sigma_{P0} - 1,2\Delta\sigma_j \dots\dots\dots \text{(En exploitation)}$$

Avec : $\Delta\sigma_j$ =Somme des pertes à l'âge considéré

VIII.7.1.2. Les contraintes normales admissibles de béton à chaque phase

Tableau 64: contrainte admissibles.

La phase	1	2	3	4
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	-2,98	- 4,05	- 4,05	21
$\bar{\sigma}_i$ (MPa)	17,94	21	21	-4.05

VIII.7.1.3. La vérification des contraintes

VIII.7.1.3.1. Phase de construction

$$\sigma_s = \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \cdot e_P \cdot V}{I_G} + \frac{M_{Min} \cdot V}{I_G} \geq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_i = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_P \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{Min} \cdot V'}{I_G} \leq \bar{\sigma}_i$$

Avec :

$$P_1 = \sigma_{p1} \cdot A_P \cdot \sum \cos \alpha_i$$

VIII.7.1.3.2. Phase d'exploitation

$$\sigma_s = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_P \cdot V}{I_G} + \frac{M_{max} V}{I_G} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_i = \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \cdot e_P \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{max} V'}{I_G} \geq \bar{\sigma}_i$$

Avec :

$$P_2 = \sigma_{p2} \cdot A_P \cdot \sum \cos \alpha_i$$

❖ Exemple de calcul

La phase N° 1

Pour x=0.00m :

$$\sigma_{p1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_{14}$$

$$\Delta\sigma_j = 150,6779 \text{ (Pertes instantanées totales)}$$

$$\sigma_{p1} = 1,02 \times 1416 \times 0,5 - 0,8 \times 150,6779 = 601,6176 \text{ Mp}$$

$$P_1 = 601,6176 \times 1800 \times 1,9818 \times 10^{-4} = 214,611 \text{ t}$$

$$B=6398,43 \text{ cm}^2, M_{\min} = 0 \text{ (t.m)}$$

$$\sigma_i = 6,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_i = 17,94 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

$$\sigma_s = 7,78 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = -2,98 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

De mêmes étapes on vérifie les contraintes en toutes sections dans chaque phase.

VIII.7.1.3.3. La section d'about

Tableau 65: Vérification des contraintes à $x= 0,00$ m.

Phase	1	2	3	4
Section résistante	P seul	P seul	P + hourdis	P + hourdis
$M_{min} (t.m)$	0	0	0	0
$M_{max} (t.m)$	/	/	/	0
$\Delta\sigma_P (MPa)$	150,6779	233,9929	317,3079	317,3079
$\sum \cos\alpha_i$	1,9818	1,9818	1,9818	1,9818
$\sigma_{P1} (MPa)$	601,617	1257,1256	1190,47	/
$\sigma_{P2} (MPa)$	/	/	/	1006,9105
$P (t)$	214,611	448,446	424,669	359,189
$\sigma_S (MPa)$	7,7894	7,3973	1,5994	1,3528
$\sigma_i (MPa)$	6,8730	5,6450903	8,7161	7,32
Condition	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie

VIII.7.1.3.4. La section d'abscisse $x = L/4$:

Tableau 66: Vérification des contraintes à $x = L/4m$.

Phase	1	2	3	4
section résistante	P seul	P seul	P + hourdis	P + hourdis
$M_{min} (t.m)$	72,06	127,84	159,41	/
$M_{max} (t.m)$	/	/	/	193,02
$\Delta\sigma_P (MPa)$	156,3529	277,3879	398,4229	398,4229
$\sum \cos\alpha_i$	1,9948	1,9948	1,9948	1,9948
$\sigma_{P1} (MPa)$	659,6188	1222,4096	1125,5816	/
$\sigma_{P2} (MPa)$	/	/	/	909,5725
$P (t)$	236,8453	438,9232	404,1558	326,5947
$\sigma_S (MPa)$	4,9879	8,8904	9,0155	5,8076
$\sigma_i (MPa)$	6,2914	12,1310	10,8417	0,7056
Condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VIII.7.1.3.5. La section d'abscisse $x = L/2$

Tableau 67: Vérification des contraintes à $x = L/2$.

Phase	1	2	3	4
Section résistante	P seul	P seul	P + hourdis	P + hourdis
$M_{min} (t.m)$	96,21	170,59	170,551	/
$M_{max} (t.m)$	/	/	/	192,708
$\Delta\sigma_P (MPa)$	137,0071	286,5571	436,1071	436,1071
$\sum \cos\alpha_i$	2	2	2	2

σ_{P1} (MPa)	612,5543	1215,07	1095,4343	/
σ_{P2} (MPa)	/	/	/	864,3514
P (t)	220,5195	437,4252	394,3563	312,606
σ_s (MPa)	2,9806	3,6868	1,029633	5,866
σ_i (MPa)	8,793	19,1891	13,37	-0,512
Condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Les contraintes normales sont toutes vérifiées en construction et en service.

VIII.7.2. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification des contraintes tangentielles s’effectue phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales). La contrainte tangente au niveau d’une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} \times S}{b_n \times I_n} \quad \text{Fascicule n° 62 - Titre I - Section II (Article B.P.E.L.7.2. 2.)}$$

Avec :

τ_{red} : La contrainte de cisaillement due à l’effort tranchant réduit.

S (y) : Moment statique par rapport au centre de gravité de la poutre. On : $S = \frac{I_G}{0,8.h}$

V_{red} : Effort tranchant réduit

$$V_{red} = V_{ser} - \sum P \sin \alpha_i$$

V_{ser} : Effort tranchant aux surcharges.

b_n : Epaisseur nette de l’âme

$$b_n : \text{Largeur de l’âme de la poutre, } b_n = b_0 - m \cdot K \cdot \Phi$$

I_n : Moment d’inertie de la section considérée

$$\tau_{lim}^2 = 0,4 f_{tj} (f_{tj} + 2 \frac{\sigma_x}{3})$$

τ_{lim} : Contrainte limite de cisaillement.

f_{tj} : La résistance de la traction du béton à l’âge j.

σ_x : La contrainte normale longitudinale au centre de gravité

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

Dans la même manière, on fait le calcul pour chaque phase.

Tableau 68: valeurs des contraintes de cisaillement pour la phase 1.

1 ^{ère} Phase (14 ^{ème} jours)										
P_1	B_n (m ²)	I_n (m ⁴)	S (m ³)	b_n	V_{ser}	$P \sin\alpha_i$	V_{red}	τ^2 (MPa)	σ_x (MPa)	τ_{lim}^2 (MPa)
2,1461	0,6398	0,1038	0,099	0,358	0,1556	0,571	-0,415	1,224	3,3543	4,41

$\tau^2 < \tau_{lim}^2 \Rightarrow$, l'inégalité est vérifiée.

Tableau 69: valeurs des contraintes de cisaillement pour la phase 2.

2 ^{ème} Phase (28 ^{ème} jours)										
P_1	B_n (m ²)	I_n (m ⁴)	S (m ³)	b_n	V_{ser}	$P \sin\alpha_i$	V_{red}	τ^2 (MPa)	σ_x (MPa)	τ_{lim}^2 (MPa)
4,484	0,6398	0,1038	0,099	0,358	0,270	0,602	-0,332	0,782	7,008	7,9617

$\tau^2 < \tau_{lim}^2 \Rightarrow$, l'inégalité est vérifiée.

Tableau 70: valeurs des contraintes de cisaillement pour la phase 3.

3 ^{ème} Phase										
P_1	B_n (m ²)	I_n (m ⁴)	S (m ³)	b_n	V_{ser}	$P \sin\alpha_i$	V_{red}	τ^2 (MPa)	σ_x (MPa)	τ_{lim}^2 (MPa)
4,246	0,9998	0,2204	0,2119	0,355	0,344	0,570	-0,226	0,374	4,246	8,960

$\tau^2 < \tau_{lim}^2 \Rightarrow$, l'inégalité est vérifiée.

Tableau 71: valeurs des contraintes de cisaillement pour la phase 4.

4 ^{ème} Phase										
P_1	B_n (m ²)	I_n (m ⁴)	S (m ³)	b_n	V_{ser}	$P \sin\alpha_i$	V_{red}	τ^2 (MPa)	σ_x (MPa)	τ_{lim}^2 (MPa)
3,591	0,9998	0,2204	0,2119	0,355	0,5873	0,482	0,104	0,0807	3,5917	5,502

$\tau^2 < \tau_{lim}^2 \Rightarrow$, l'inégalité est vérifiée.

Les contraintes tangentielles sont toutes vérifiées en construction et en service.

VIII.8. Vérification à la rupture

VIII.8.1. Sécurité à la rupture en flexion

$$\text{Sécurité à la rupture en flexion : } \begin{cases} 1,35M_G + 1,35M_Q \leq M_{RA} \\ 1,35M_G + 1,35M_Q \leq M_{RB} \end{cases}$$

M_{RA} , M_{RB} sont les moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte et du béton.

a. Calcul de M_{RA} :

$$M_{RA} = 0,9h \times P$$

$$M_{RA} = 637,2 \times 0,9 \times 1,386 = 794,84 \text{ t.m}$$

b. Calcul de M_{RB} :

❖ Pour l'âme

$$M_{RB \text{ âme}} = 0,35 b_0 \times h^2 \times f_{c28}$$

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

$$M_{RB} = 423,579 \text{ t.m}$$

❖ Pour l'hourdis

On ajoutera au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur totale h et d'épaisseur h_0 constituant la table de compression. Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 0,8(b - b_0) \left(\frac{h-h_0}{2}\right) h_0 f_{c28} \\ 0,35(b - b_0) h^2 f_{c28} \end{cases}$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 424,025 \\ 1929,6404 \end{cases}$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = 424,025 \text{ t.m}$$

$$M_{RB} = M_{RB \text{ âme}} + M_{RB \text{ hourdis}} = 423,579 + 424,025 = 847,604 \text{ t.m}$$

Sécurité par rapport au béton :

$$1,35M_G + 1,35M_Q \leq M_{RB}$$

$$1,35M_G + 1,35M_{D240} \leq M_{RB}$$

$$1,35(212,55) + 1,35(131,99) = 465,13 \text{ t.m} < 847,604 \text{ t.m} \text{ no vérifiée}$$

VIII.8.2. Sécurité à la rupture par l'effort tranchant

$$1,35V_G + 1,35V_Q = 1,35(0,27) + 1,35(0,38) = 0,8775\text{MN}$$

$$V_{ru} = 1,35V_G + 1,35V_Q - 0,75 \sum P \sin \alpha = 0,8775 - 0,75 \times 0,482 = 0,516\text{MN}$$

VIII.9. Ferrailage passif

VIII.9.1. Ferrailage longitudinal

Deux sortes d'armatures passives sont prévoir dans les ouvrages précontraints, les armatures de peau et les armatures dans les zones tendues.

❖ **Armatures longitudinales de peau**

Selon le BPEL91

$$A_{\min} \geq \text{Max} \begin{cases} 3\text{cm}^2/\text{m}, \text{ de la largeur mesurée sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0,1\% \text{d la section de la poutre.} \end{cases}$$

$$0,1\% \text{ de la section de la poutre} = 4,376\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } 6 \text{ HA10} \quad \Rightarrow \quad A_s(\text{cm}^2) = 4,71\text{cm}^2$$

On choisit des armatures HA10 tous les 20cm.

❖ **Armatures longitudinales dans la zone tendue**

Leur but est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaitre dans certaines sections.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \times f_{tj}}{f_e \times \sigma_{bt}}$$

Avec :

B_t : Surface du béton tendu (cm^2).

N_{bt} : Effort normal dans la partie du béton tendu (surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

f_{tj} : Contraintes de traction du béton calculée à partir de f_{cj} .

σ_{bt} : Contrainte de traction réelle dans le béton.

$$\sigma_i = -0,512 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 5,866 \text{ MPa}$$

$$0,512(1,3 - Y) = 5,866Y \quad \Rightarrow \quad Y = 0,1244\text{m}$$

$$B_t = 44 \times 12,44 = 547,36 \text{ cm}^2$$

$$N_{bt} = \frac{\sigma_{bt} \times B_t}{2} = \frac{0,512 \times 547,36}{2} = 14012,416\text{N}$$

$$A_s = \frac{0,54736}{1000} + \frac{14012 \times 2,7}{400 \times 0,512} = 2,3947 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons comme section : **3HA12** ($A_s = 3,39\text{cm}^2$)

VIII.9.1.1. Minimum d'armatures transversal

Elles sont caractérisées par leur section (A_G) et leur espacement (S_t).

$$S_t \leq \min[1\text{m}; 0,8h; 3b_0] = \min[1; 0,8 \times 1,30; 3 \times 0,18] \Rightarrow S_t \leq 1\text{m}$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{0,6 \times 39,9 \times 1,15}{400} = 0,068 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les règlements BPEL stipulent que la section de ces armatures doit être au moins 2 cm²/ml de parement.

On prend un cadre HA12 soit : $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$ soit : 2HA12

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,068} = 32,83 \text{ cm}$$

Donc on fixe :

- ❖ Sur appui: $S_t = 20 \text{ cm}$.
- ❖ à mi travée: $S_t = 25 \text{ cm}$.

VIII.9.1.2. Armatures transversales supérieures

Elles doivent être au moins 2 cm²/ml, soit un cadre HA10 tous les 20 cm.

VIII.9.1.3. Etude de la zone d'about

La zone d'about d'une poutre est soumise à une concentration d'effort due à la transmission des réactions par l'appui, et à l'introduction des forces de précontraint dans les zones d'ancrage.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la première zone de régularisation :

- Zone de surface tendue.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement tendue.

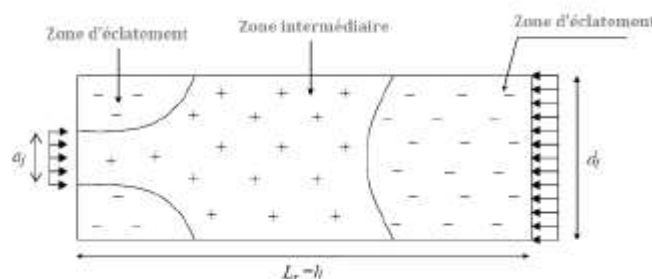


Figure 32: Zone de concentration des contraintes.

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique dj.

$$c_1 = 0,315 \text{ m}$$

$$c_2 = 0,50 \text{ m}$$

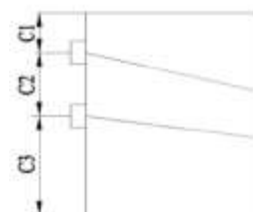
$$c_3 = 0,485 \text{ m}$$

$$d_1 = \min(2c_1, c_2) = 0,50 \text{ m}$$

$$d_2 = \min(c_2, 2c_3) = 0,50 \text{ m}$$

- ❖ **Zone de surface**

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface A_s donnée par la formule :



$$A_s = 0,04 \times \frac{p_{j0}}{\sigma_{s \text{ lim}}} \quad \text{annexe 1.2.1 BPEL 91}$$

Avec :

$$\sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} f_e = 266,66 \text{ Mpa}$$

$$p_{j0} = 2,5488 \text{ MN}$$

❖ **Plan horizontale**

$$A_s = 0,04 \times \frac{2,5488}{266,66} = 3,82 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre HA16, avec $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$.

❖ **Plan verticale**

$$A_s = 0,04 \times \frac{2 \times 2,5488}{266,66} = 7,64 \text{ cm}^2$$

Soit 2 cadres HA16 autour de chaque plaque d'ancrage avec $A_s = 8,02 \text{ cm}^2$.

❖ **Zone intermédiaire comprimée**

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression :

$$\sigma_{mj} = \frac{p_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec :

$$b = 0,44 \text{ m}$$

$$d_j = 0,50 \text{ m}$$

Au 14^{ème} jours :

Les câbles sont tirés à 50%, avec $f_{c14} = 29,91 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m14} = \frac{0,5 \times 2,5488}{0,44 \times 0,50} = 5,79 \text{ MPa} \leq 19,94 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

Au 28^{ème} jours :

Les câbles sont tirés à 100%, avec $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m28} = \frac{2,5488}{0,44 \times 0,50} = 11,58 \text{ MPa} \leq 23,33 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

❖ **Zone d'éclatement**

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{p_{j0}}{b \times d_j} \leq 1,25 f_{tj}$$

f_{tj} : Contrainte de traction.

a_j : La dimension moyenne dans le plan d'éclatement, des organes.

σ_{tej} : Contrainte de traction.

Au 14^{ème} jours : $f_{tj} = 2,39\text{MPa}$

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{0,29}{0,50} \right) \times \frac{0,5 \times 2,5488}{0,44 \times 0,50} = 1,21 \leq 2,98\text{MPa}$$

Au 28^{ème} jours : $f_{tj} = 2,7\text{MPa}$

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{0,29}{0,50} \right) \times \frac{2,5488}{0,44 \times 0,50} = 2,43 \leq 3,375\text{MPa}$$

❖ **Ferraillage d'éclatement**

❖ **Plan verticale**

$$A_e = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{p_{jo}}{\sigma_{s \text{ lim}}} \\ 0,15 \frac{p_{jo}}{\sigma_{s \text{ lim}}} \end{array} \right.$$

$$A_e = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \left(1 - \frac{0,29}{0,50} \right) \times \frac{2,5488}{266,66} = 10,036\text{cm}^2 \\ 0,15 \frac{2,5488}{266,66} = 14,33\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_e = 14,33\text{cm}^2$$

On dispose 4 cadres HA16, avec $A_S = 16,07\text{cm}^2$

❖ **Plan horizontale**

$$A_e = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{p_{jo}}{\sigma_{s \text{ lim}}} \\ 0,15 \frac{p_{jo}}{\sigma_{s \text{ lim}}} \end{array} \right.$$

$$A_e = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \left(1 - \frac{0,29}{0,50} \right) \times \frac{2,5488}{266,66} = 10,036\text{cm}^2 \\ 0,15 \frac{2 \times 2,5488}{266,66} = 28,66\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_e = 28,66\text{cm}^2$$

On dispose 8 cadres HA16, avec $A_S = 32,14\text{cm}^2$

***Chapitre IX : Etude de la
culée***

IX.1. Introduction

La culée est un élément fondamental de la structure de pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont avec un rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblayée).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

IX.2. Choix de la morphologie

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée fondée sur pieux et une semelle superficielle.

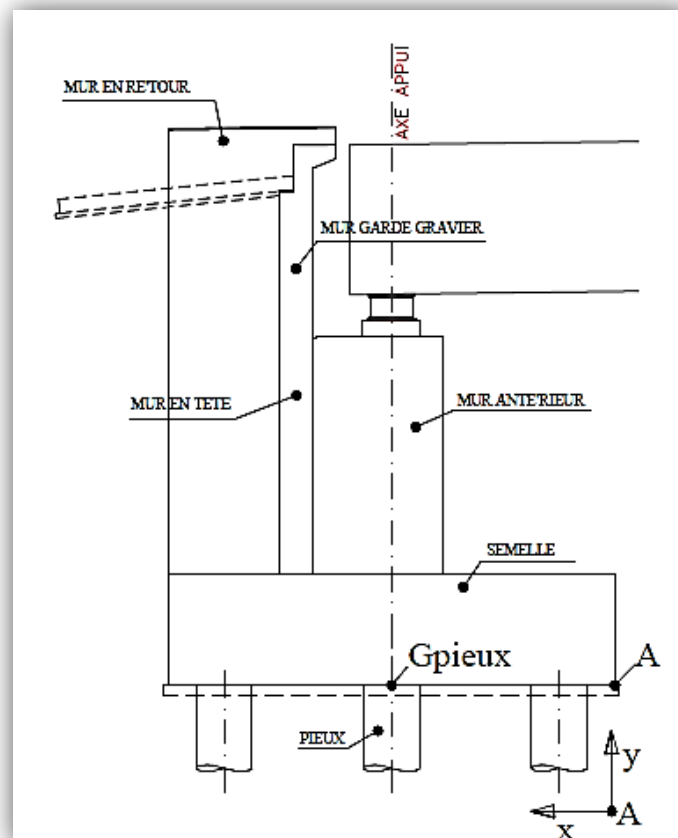


Figure 33: morphologie de la culée.

La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement latéral des terres de remblai.
- Un mur de garde grève destinée à isoler le tablier de contact de remblai.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai.
- Dalle de transition.
- Une fondation : semelle reposant sur deux files de pieux (3pieux par file), de 1.20m de diamètre.

IX.3. Dimensionnement des éléments de la culée

Le calcul est effectué pour la culée C1 (le plus haute)

IX.3.1. Le sommier d'appui

Il doit permettre :

- L'implantation des appareils d'appuis.
- La mise en place des vérins pour changer ces derniers

La largeur du sommier :

$$L_s = \frac{1}{\sin 48} (2,16 \times 5) + 0,95 + 1,62 = 17,20 \text{ m.}$$

- 48° : l'angle de biais de l'ouvrage.
- 2,16 : l'entraxe entre les poutres.

Les dés d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier de façon à pouvoir disposer correctement le ferrailage, cette distance doit être supérieure à 20cm.

$$\Rightarrow d' = \frac{b}{2} + 20.$$

$b = 60 \text{ cm}$: Dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal.

$$\Rightarrow d' > \frac{60}{2} + 20$$

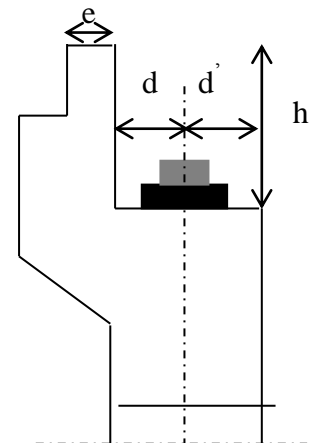
On adopte : $d' = 60 \text{ cm}$

d : Distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève :

$d = 75 \text{ cm}$.

Donc, l'épaisseur j_n du sommier :

$$e_s = d + d' = 135 \text{ cm}$$



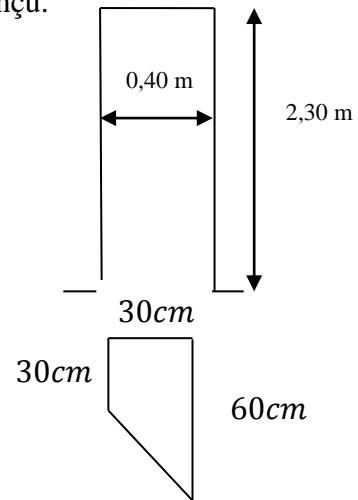
IX.3.2. Le mur garde grève

Hauteur : la hauteur du mur garde grève dépend de la hauteur du tablier et des dimensions des appareils d'appui et du bossage qui leur a été conçu.

On fixe la hauteur $h = 2,30$ m

$$e = \text{Max}\left(0,40, \frac{h}{8}\right) \text{ selon setra}$$

$$e = \text{Max}\left(0,40, \frac{2,30}{8}\right) = 40\text{cm}$$



IX.3.3. Le corbeau

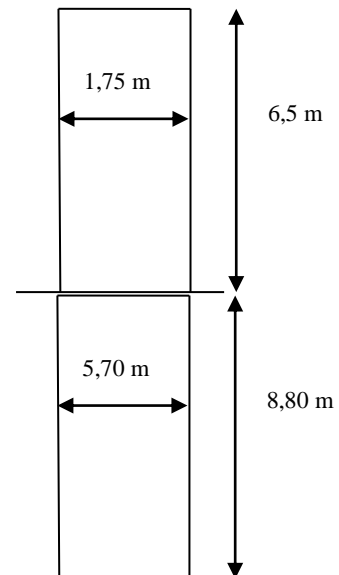
Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition.

L'épaisseur courante du corbeau est 30 cm

IX.3.4. Le mur frontal (mur antérieur)

Hauteur = 6,5 m

Épaisseur = 1,75 m



IX.3.5. Le mur en retour

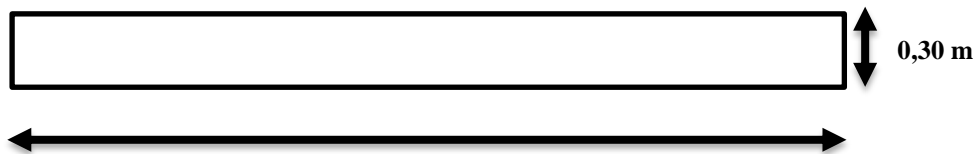
Longueur : $L = 5,72$ m.

Hauteur : $H = 8,80$ m

Épaisseur : $e = 0,60$ m.

IX.3.6. La dalle de transition :

- Longueur suivant l'axe longitudinale du pont : $L = 5$ m.
- Longueur suivant l'axe transversal du pont : $L = 17,20 - 2 \times 0,81 = 15,58$ m.
- Épaisseur : $e = 0,30$ m.



IX.3.7. La fondation

- $\varnothing_{\text{pieu}} = 1,20$ m : deux files de pieux (5 pieux par file).
- Épaisseur de la semelle : $E_s \geq 1,2\varnothing_{\text{pieu}} = 1,44$ m on prend $E_s = 1,80$ m.
- Largeur de la semelle : $B_s = 11,12$ m.

IX.4. Vérification de la stabilité de la culée :

Comme déjà dit à l'introduction, la culée est un élément sensible à la conception, est par ce que le pont doit être stable c'est à dire les appuis doit être stable, donc la culée est un élément qui assure la stabilité du pont (la culée est un appui du pont).

La culée est sollicitée dans les deux sens : vertical et horizontal.

Les sollicitations verticales

- Poids du tablier.
- Poids des éléments constitutifs.
- Les surcharges.

Les sollicitations horizontales

- Poussée de la terre.
- Force de freinage.
- La surcharge $Q = 1t/m^2$ (d'après le fascicule 61.titre 2)

La stabilité de la culée doit être assurée dans tous les cas de construction et dans tous les cas des chargements.

La vérification de la stabilité de la culée se fera en condition normale et en condition sismique, il est utile de définir le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule MONOBE-OKABE :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \alpha)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos^2(\varphi - \alpha + \theta)\cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \times \frac{K\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2} \quad \theta = \text{artg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V}\right)$$

$\varphi = 35^\circ$, angle de frottement,

$\alpha = 0^\circ$, angle des talus

$\beta = 0^\circ$; inclinaison de la culée,

$\delta = 0^\circ$; angle de frottement remblai de culée, ($\delta = \frac{2}{3}\varphi$, est par ce que pas de frottement entre le remblai et la culée car il y a deux chose essentielle, d'une part le compactage du remblai se fait par couche qui donne un bon compactage, d'autre part la semelle est reposant sur des pieux c.-à-d. limitation des tassements, tout ça conduit vers $\delta = 0^\circ$)

Le coefficient de poussé pour les différentes conditions est présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 72: coefficient de poussée.

Actions	ε_H	ε_V	K	θ°	K_{ah}
CN	0	0	1,0000	0,00	0,2710
SH	0,25	0	1,0308	14,04	0,4438
SH + SV \uparrow	0,25	-0,1	0,9341	15,52	0,4230
SH + SV \downarrow	0,25	0,1	1,1281	12,80	0,4659

IX.4.1. Détermination du centre de gravité des éléments de la culée

Tableau 73: centre gravité des éléments de la culée.

Elément	D_y	D_x	D_z	$X(A)$	$Y(A)=Y(G)$
Mur frontal	6,50	1,75	17,22	4,92	5,05
Mur garde grève	2,30	0,40	17,30	5,87	9,45
Mur en retour 1	8,80	5,72	0,60	14,54	6,20
Mur en retour 2	8,80	5,37	0,60	3,26	6,20
Semelle	1,80	8,20	19,67	5,56	0,9
Remblais	8,80	3,85	15,84	8,85	6,20

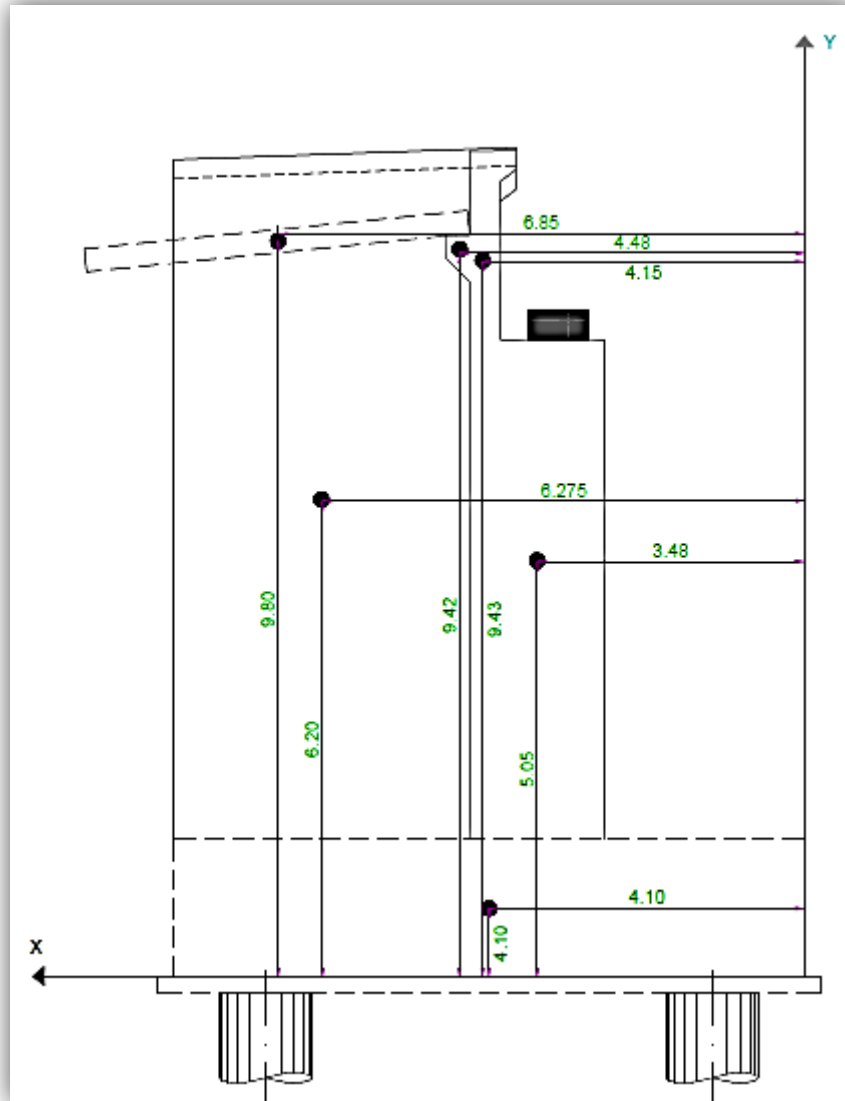


Figure 34: CDG des éléments de la culée.

IX.4.2. Calcul des sollicitations

- M_s : Moments stabilisant dû à F_V .
- M_r : Moments renversant dû à F_H .

Tableau 74: calcul des sollicitations

Désignation		Poids(t)	F_H (t)	F_V (t)	H(m)	V(m)	M_s (t. m)	M_r (t. m)
Mur garde grève	CN	35,68	0	35,68	4,15	9,45	148,07	0
	SH	35,68	8,92	35,68	4,15	9,45	148,07	84,29
	SH+SV1	35,68	8,92	32,112	4,15	9,45	133,26	84,29
	SH+SV2	35,68	8,92	39,248	4,15	9,45	162,88	84,29
Corbeau	CN	5,84	0	5,84	4,48	9,42	26,16	0

	SH	5,84	1,46	5,84	4,48	9,42	26,16	13,75
	SH+SV1	5,84	1,46	5,256	4,48	9,42	23,55	13,75
	SH+SV2	5,84	1,46	6,424	4,48	9,42	28,78	13,75
Mur en retour	CN	146,39	0	146,39	6,275	6,2	918,60	0
	SH	146,39	36,5975	146,39	6,275	6,2	918,60	226,90
	SH+SV1	146,39	36,5975	131,751	6,275	6,2	826,74	226,90
	SH+SV2	146,39	36,5975	161,029	6,275	6,2	1010,46	226,90
Mur frontal	CN	489,7	0	489,7	3,48	5,05	1704	0
	SH	489,7	122,425	489,7	3,48	5,05	1704	618
	SH+SV1	489,7	122,425	440,73	3,48	5,05	1534	618
	SH+SV2	489,7	122,425	538,67	3,48	5,05	1875	618
Semelle	CN	725,823	0	725,823	4,1	0,9	2975,87	0
	SH	725,823	181,45575	725,823	4,1	0,9	2976	163
	SH+SV1	725,823	181,45575	653,2407	4,1	0,9	2678	163
	SH+SV2	725,823	181,45575	1543,776	4,1	0,9	6329	163
Total culée vide à	CN	1403,433	0	1403,433	/	/	5772,86	0
	SH	1403,433	350,85825	1403,433	/	/	5772,86	1106,51
	SH+SV1	1403,433	350,85825	1263,09	/	/	5195,58	1106,51
	SH+SV2	1403,433	350,85825	2289,147	/	/	9406,17	1106,51
Dalle de transition	CN	58,425	0	58,425	6,85	9,8	400,21	0
	SH	58,425	14,60625	58,425	6,85	9,8	400,21	143,14
	SH+SV1	58,425	14,60625	52,5825	6,85	9,8	360,19	143,14
	SH+SV2	58,425	14,60625	64,2675	6,85	9,8	440,23	143,14
Remblais sur la dalle de transitions	CN	96,21	0	96,21	6,85	10,275	659,04	0
	SH	96,21	24,0525	96,21	6,85	10,275	659,04	247,14
	SH+SV1	96,21	24,0525	86,589	6,85	10,275	593,13	247,14
	SH+SV2	96,21	24,0525	105,831	6,85	10,275	724,94	247,14
Remblais sur la semelle	CN	909,58	0	909,58	6,275	5,725	5707,61	0,00
	SH	909,58	227,395	909,58	6,275	5,725	5707,61	1301,84
	SH+SV1	909,58	227,395	818,622	6,275	5,725	5136,85	1301,84
	SH+SV2	909,58	227,395	1000,538	6,275	5,725	6278,38	1301,84
La surcharge	CN	77,9	0	77,9	6,85	9,95	533,62	0
	SH	77,9	19,475	77,9	6,85	9,95	533,62	193,78

Q (t/m ²)	SH+SV1	77,9	19,475	70,11	6,85	9,95	480,25	193,78
	SH+SV2	77,9	19,475	85,69	6,85	9,95	586,98	193,78
Total culée + remblai	CN	2545,548	0	2545,548	/	/	13073,34	0,00
	SH	2545,548	636,387	2545,548	/	/	13073,34	2992,40
	SH+SV1	2545,548	636,387	2290,993	/	/	11766,01	2992,40
	SH+SV2	2545,548	636,387	3545,474	/	/	17436,70	2992,40

❖ **Poussée dues aux terres et surcharge**

La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L est :

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{ah} \cdot H^2 \cdot L \text{ (triangulaire).}$$

La poussée due aux surcharges. $q = 1,00 \text{ t/m}^2$

$$F_p = \gamma \cdot k_{ah} \cdot H \cdot L \text{ (Rectangulaire).}$$

Tableau 75: poussée des terres et surcharges.

Désignation		Calcul des poids	F _H (t)	V	V(m)	M _R (t. m)
Poussée de le terre sur mur MGG et MF	CN	$0,5 \cdot 8,8^2 \cdot 17,22 \cdot 1,9 \cdot 0,271$	343,30	$8,8/3+1,$	4,73	1624,95
			1	8		9
	SH	$0,5 \cdot 8,8^2 \cdot 17,22 \cdot 1,9 \cdot 0,443$	562,28	$8,8/3+1,$	4,73	2661,48
		8	5	8		4
	SH+SV	$0,5 \cdot 8,8^2 \cdot 17,22 \cdot 1,9 \cdot 0,423$	535,91	$8,8/3+1,$	4,73	2536,68
	1		9	8		2
	SH+SV	$0,5 \cdot 8,8^2 \cdot 17,22 \cdot 1,9 \cdot 0,465$	590,22	$8,8/3+1,$	4,73	2793,71
	2	9	2	8		7
Poussée de la terre sur la semelle	CN	$0,5 \cdot 1,8^2 \cdot 19,67 \cdot 1,9 \cdot 0,271$	16,407	$1,8/3$	0,60	9,844
	SH	$0,5 \cdot 1,8^2 \cdot 19,67 \cdot 1,9 \cdot 0,443$	26,872	$1,8/3$	0,60	16,123
		8				
	SH+SV	$0,5 \cdot 1,8^2 \cdot 19,67 \cdot 1,9 \cdot 0,423$	25,612	$1,8/3$	0,60	15,367
	1					
	SH+SV	$0,5 \cdot 1,8^2 \cdot 19,67 \cdot 1,9 \cdot 0,465$	28,208	$1,8/3$	0,60	16,925
	2	9				
Poussée de surcharg e sur mur	CN	$8,8 \cdot 17,22 \cdot 1 \cdot 0,271$	41,065	$8,8/2+1,$	6,20	254,601
				8		
	SH	$8,8 \cdot 17,22 \cdot 1 \cdot 0,4458$	67,259	$8,8/2+1,$	6,20	417,006
				8		

MGG et MF	SH+SV 1	8,8*17,22*1*0,423	64,105	8,8/2+1, 8	6,20	397,452
	SH+SV 2	8,8*17,22*1*0,4659	70,601	8,8/2+1, 8	6,20	437,724
Poussée de surcharge sur la semelle	CN	1,8*19,67*1*0,271	9,595	1,8/2	0,90	8,635
	SH	1,8*19,67*1*0,4458	15,715	1,8/2	0,90	14,143
	SH+SV 1	1,8*19,67*1*0,423	14,978	1,8/2	0,90	13,480
	SH+SV 2	1,8*19,67*1*0,4659	16,496	1,8/2	0,90	14,846
Poussée total	CN	/	410,36 8	/	/	1898,04 0
	SH	/	672,13 2	/	/	3108,75 6
	SH+SV 1	/	640,61 4	/	/	2962,98 1
	SH+SV 2	/	705,52 6	/	/	3263,21 2

❖ Calcul des efforts dus au tablier

❖ Tableau 76: charge et surcharge

Désignation		Réaction	F _H (t)	F _V (t)	H(m)	V(m)	M _S (t. m)	M _R (t. m)
Permanente (tablier)	CN	299,36	0	299,36	3,2	8,55	957,952	0
	SH	299,36	74,84	299,36	3,2	8,55	957,952	639,882
	SH+SV1	299,36	74,84	269,424	3,2	8,55	862,157	639,882
	SH+SV2	299,36	74,84	329,296	3,2	8,55	1053,75	639,882
Surcharge D₂₄₀	CN	178,965	0	178,965	3,2	8,55	572,688	0
	SH	178,965	44,74125	178,965	3,2	8,55	572,688	382,538
	SH+SV1	178,965	44,74125	161,0685	3,2	8,55	515,419	382,538
	SH+SV2	178,965	44,74125	196,8615	3,2	8,55	629,957	382,538

IX.4.3. Vérification de la stabilité

IX.4.3.1. Vérification de non renversement

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{condition normale.}$$

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique.}$$

IX.4.3.2. Vérification de non glissement

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \cdot \mu \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{condition normale.}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique.}$$

μ : Coefficient de frottement terre-béton. $\mu = \tan\left(\frac{2\varphi}{3}\right) = 0,431$.

IX.4.4. Etapes d'exécution de la culée

1^{ère} Etape : culée à vide.

2^{ème} Etape : culée à vide + tablier.

3^{ème} Etape : culée à vide + tablier + remblais.

4^{ème} Etape : culée à vide + tablier + remblais + surcharge.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

IX.4.4.1. 1^{ère} Etape

Tableau 77: culée vide.

Désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
CN	0	1403,433	5772,86275	0	∞	∞
SH+SV2	350,8583	2289,147	9406,17013	1106,508	2,8120259	8,50077

IX.4.4.2. 2^{ème} Etape

Tableau 78: culée vide + tablier.

Désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
CN	0	1702,793	6730,81475	0	∞	∞
SH+SV2	425,6983	2618,443	10459,9173	1746,39	2,651054033	5,98945

IX.4.4.3. 3^{ème} Etape

Tableau 79: culée vide + tablier + remblais.

Désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
CN	410,368	2844,908	14031,29	1834,934	2,987943742	7,64676
SH+SV2	1416,7529	3874,7698	18490,44	6786,999	1,178769947	2,72439

IX.4.4.4. 4^{ème} Etape

Tableau 80: culée vide + tablier + remblais + surcharge.

Désignation	F _H (t)	F _V (t)	M _S (t. m)	M _R (t. m)	η	λ
CN	410,368	3023,873	14603,98	1834,934	3,17590671	7,95886
SH+SV2	1461,494	4071,631	19120,40	7169,537	1,200739015	2,66689

Conclusion :

La stabilité de la culée vis-à-vis le glissement et le renversement est assurée.

IX.5. Ferrailage de la culée

IX.5.1. Mur garde grève

Le mur garde grève est soumise essentiellement à l'action des forces horizontales, telles que :

- La poussée des terres.
- La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- La force de freinage.

IX.5.1.1. Evaluation des efforts

A- Poussée des terres

Soit P_t l'effort de poussée : $P_t = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_t \cdot h^2$

Le moment dû à cet effort : $M_t = \frac{1}{3} \cdot h \cdot P_t$

K_a : Coefficient de poussée des terres : $K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0.271$

γ_t = 1,9 t/m³ : poids volumique des terres.

h = 2,30m : hauteur du mur G.G.

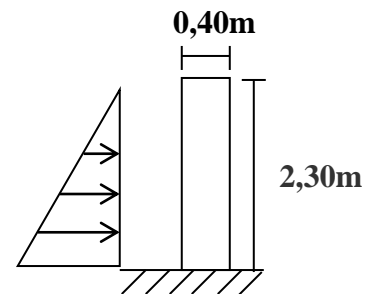
D'où M_t = 1,044 t.m/ml

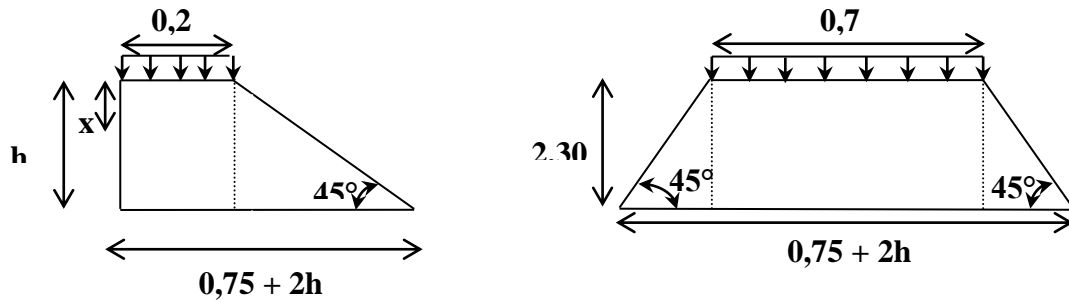
ELU: M_t = 1,41 t. m/ml

ELS: M_t = 1,044 t. m/ml

B- Poussée d'une charge locale

D'après les documents "SETRA", la sollicitation engendrée par les camions la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t pour chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distancée de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.





D'après le document SETRA le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \cdot \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x} dx \quad \text{Avec : } K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

$K_a = 0,271$: coefficient de poussée.

$b_c = 0,95$ coefficient de pondération du système B_c (pont premier classe avec 3 voies chargées).

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

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

γ : Coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS.

$$K_{ELU} = 1,6 \times (0,271 \times 0,95 \times 1) = 0,412$$

$$K_{ELS} = 1,2 \times (0,271 \times 0,95 \times 1) = 0,309$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} [(h + 0,25) \text{Ln}(0,25 + x) - x] \Big|_0^{2,30}$$

$$\text{ELU : } M_p = 3,347 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS : } M_p = 2,51 \text{ t.m/ml}$$

C- Force de freinage

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left(\frac{6h}{0,25 + 2h} \right) \gamma$$

Donc :

$$\text{ELUM}_p = 4,55 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELSM}_p = 3,41 \text{ t.m/ml}$$

IX.5.1.2. Combinaison des moments

Le moment total à l'encastrement est :

$$M_{ELU} = M_t + M_p + M_F = 9,307 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ELS} = M_t + M_p + M_F = 6,964 \text{ t.m/ml}$$

IX.5.1.3. Calcul des armatures

❖ Ferrailage vertical

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple.

❖ ELU

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

Calcul de ferrailage en flexion simple

Fissuration préjudiciable

Acier Fe 500 MPA

Donc : $b_0 = 1,00 \text{ m}$; $d = 0,35 \text{ m}$; $d' = 0,05 \text{ m}$.

$$\Rightarrow A_{su} = 6,28 \text{ cm}^2$$

❖ ELS

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = 1,336$$

$$\bar{\sigma}_b = 16,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,35^2 \times 15,3 \times 10^2 = 73,47 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{73,47}{1,336} = 54,99 \text{ t.m}$$

$$M_S = 6,964 \leq M_{ls} = 54,99 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{6,964 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,35^2 \times 16,2} = 0,035$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,072$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = 8,505 \text{ cm}^2$$

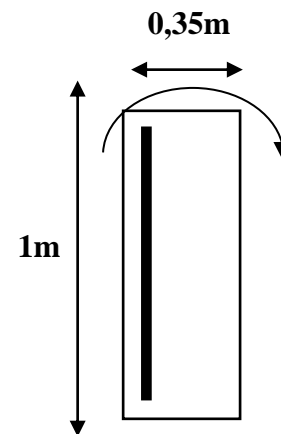
$$\text{Donc : } A_S = \max(A_{ser}; A_U) = 8,505 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA 14 ($A_S = 9,24 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$.

D'après le document SETRA, on doit disposer le même ferrailage calculé sur la face avant du mur, donc le ferrailage sera sous forme de cadre avec $S_t = 16 \text{ cm}$.

❖ Ferrailage horizontal

Sans tenir compte la valeur de M, on prend la formule suivante :



$$\frac{A_{SV}}{4} \leq A_{SH} \leq \frac{A_{SV}}{2}$$

On prend : $A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{9,24}{2} = 4,62 \text{ cm}^2$

Soit : **6 HA 10** ($A_{SH} = 4,71 \text{ cm}^2$), avec **S_t = 16 cm**.

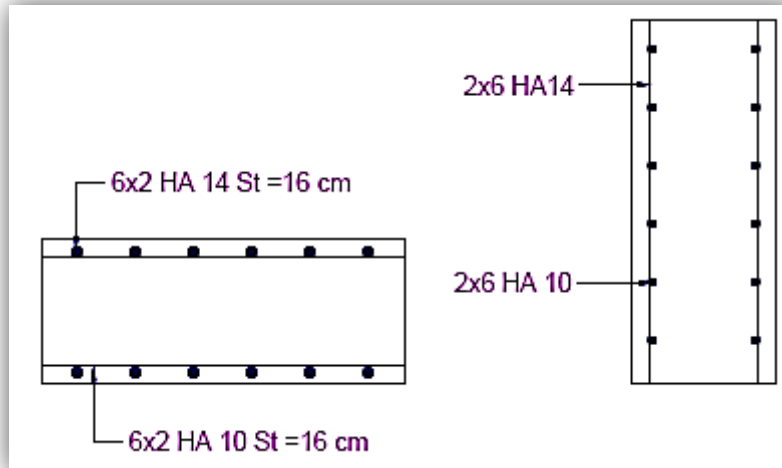


Figure 35: Schéma de ferrailage de mur garde grève.

IX.5.2. Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

IX.5.2.1. Evaluation des efforts

❖ Charge permanent

1. Poids de la dalle de transition: $g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$
2. Poids du remblai : $g_2 = 1,9 \times 0,95 \times 1 = 1,805 \text{ t/m}^2$
3. Poids propre du revêtement : $g_3 = (2,4 \times 0,085 \times 1 = 0,204 \text{ t/m}^2$
4. Poids propre de l'étanchéité : $g_4 = (2,2 \times 0,005 \times 1) = 0,011 \text{ t/m}^2$
5. Le poids total : $G_t = 0,75 + 1,805 + 0,204 + 0,011 = 2,77 \text{ t/m}^2$

❖ Surcharge

1. Le CPS prévoit une charge répartie sur toute la dalle d'intensité $Q = 1 \text{ t/m}^2$.
2. Pour une bande de 1m, l'effet le plus défavorable se produit sous l'effet du système B_t les roues des rangées P_1 et p_2 sont équivalents, chacune à une charge répartie de 5.5 t/ml, avec
 - P_1 : Effectuée une majoration dynamique de 1,2 ; $P_1 = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ t/ml}$.
 - P_2 : Effectuée une majoration dynamique de 2 ; $P_2 = 5,5 \times 2 = 11 \text{ t/ml}$.

IX.5.2.2. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant

❖ Charge permanente

$$M_G = \frac{G \cdot L^2}{8} = 8,66 \text{ t.m/ml}$$

$$T_G = 6,925 \text{ t/ml}$$

❖ Surcharge

$$Q = 1 \text{ t/ml}$$

$$M_Q = 3,125 \text{ t.m/ml}$$

$$T_Q = 2,5 \text{ t.m/ml}$$

❖ Surcharge d'exploitation

On applique le théorème de BARRE pour obtenir la valeur maximale de moment sous le système de charge ($P_1; P_2$).

$$R = 17,6 \text{ t/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 11 \times 1,35 = 17,6 \times x \Rightarrow x = 0,84 \text{ m}$$

1^{ère} Cas :

La section critique est sous P_1 .

$$b = \frac{L}{2} + \frac{x}{2} = 2,92 \text{ m}$$

$$a = 2,08 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = \frac{2,92 \times 2,08}{5} = 1,215 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0,653$$

$$M_1 = \sum P_i \cdot y_i = 15,202 \text{ t.m/ml}$$

2^{ème} Cas :

La section critique est sous P_2 .

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = 1,237 \text{ m}$$

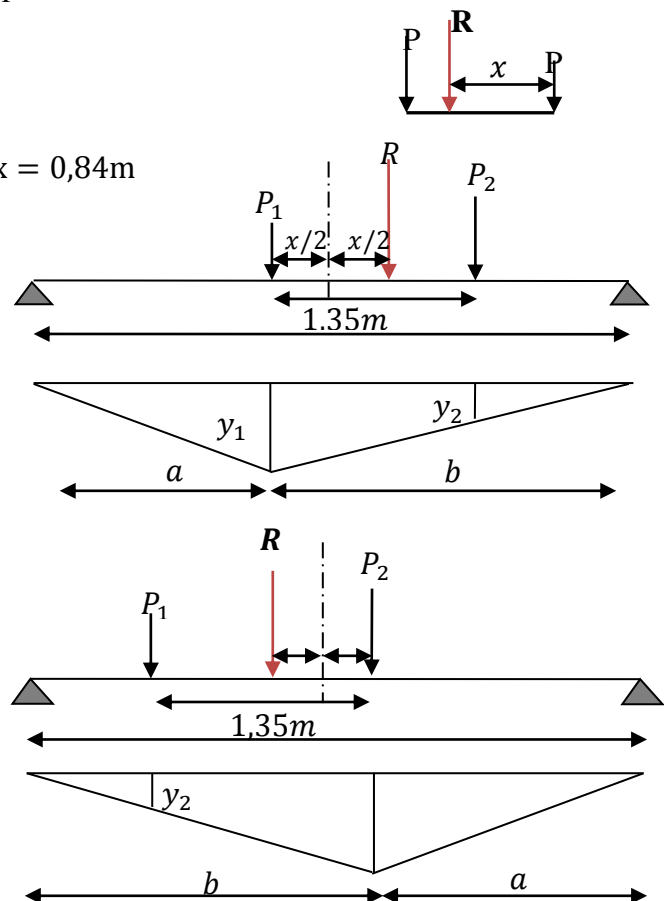
$$Y_2 = 0,630 \text{ m}$$

$$M_2 = \sum P_i \cdot y_i = 15,094 \text{ t.m/ml}$$

Donc le premier cas est le plus défavorable.

La charge critique est P_1 , la section critique ($x = 2,08 \text{ m}$) de l'appui gauche.

$$M_{\max} = 15,202 \text{ t.m/ml}$$



IX.5.2.3. Evaluation de moment total à $x = 2,08 \text{ m}$ ❖ **Sous la charge permanente**

$$M_G = \frac{G \cdot L}{2} \cdot x - \frac{G \cdot x^2}{2} = 8,41 \text{ t. m/ml}$$

❖ **Sous la surcharge répartie : $q = 1 \text{ t/m}^2$**

$$M_q = \frac{q \cdot L}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} = 3,04 \text{ t. m/ml}$$

IX.5.2.4. Combinaisons des efforts ($x = 2,08 \text{ m}$)

$$M_G = 8,41 \text{ t. m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 18,242 \text{ t. m/ml}$$

$$\text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{40,54 \text{ t. m/ml}}$$

$$\text{ELS: } M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{30,30 \text{ t. m/ml}}$$

IX.5.2.5. Evaluation de moment total ami- travée**A- Sous les charges permanentes**

$$M_G = 8,66 \text{ t. m/ml}$$

B- Sous la charge : $q = 1 \text{ t/m}^2$

$$M_q = 3,125 \text{ t. m/ml}$$

C- Sous la surcharge B_t : P_1 est posée sur $L/2$

$$M_{sq} = 14,575$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 17,7 \text{ t. m/ml}$$

IX.5.2.6. Combinaison des efforts à mi- travée

$$\text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 40,01 \text{ t. m/ml}$$

$$\text{ELS: } M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 29,9 \text{ t. m/ml}$$

D'après les calculs, on remarque que la section $x = 2,08 \text{ m}$ nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$\mathbf{M_U = 40,54 \text{ t. m/ml}}$$

$$\mathbf{M_{Ser} = 30,30 \text{ t. m/ml}}$$

IX.5.3. Ferrailage de la dalle de transition

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple.

IX.5.3.1. Ferrailage longitudinal❖ **ELU**

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- Calcul de ferrailage en flexion simple

- Fissuration préjudiciable
- Acier FeE 500 MPA

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,25 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{40,54}{30,30} = 1,338$$

$$A_{sc} = 5,80$$

$$A_{st} = 49,73 \text{ cm}^2$$

ELS

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,25^2 \times 15,30 = 37,5 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{37,5}{1,338} = 28,03 \text{ t.m}$$

$$M_S = 30,30 > M_{ls} = 28,04 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 26,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 69,5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_S = \max(A_{ser} ; A_U)$

$$A_{sc} = 26,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 69,5 \text{ cm}^2$$

Soit : **15 HA 25** ($A_{St} = 73,63 \text{ cm}^2$) , avec un espacement **$S_t = 7 \text{ cm}$** .

9 HA 20 ($A_{Sc} = 28,29 \text{ cm}^2$) , avec un espacement **$S_t = 11 \text{ cm}$** .

IX.5.3.2. Ferrailage transversal

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_{lst}}{4} = \frac{73,63}{4} = \mathbf{18,40 \text{ cm}^2}$$

Soit on prend : **10HA16** ($A_S = 20,11 \text{ cm}^2$) .Avec un espacement: **$S_t = 10 \text{ cm}$** .

$$A_t = \frac{A_{lsc}}{4} = \frac{28,29}{4} = \mathbf{7,073 \text{ cm}^2}$$

Soit on prend : **5HA14** ($A_S = 7,70 \text{ cm}^2$) .Avec un espacement: **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

IX.5.3.3. Effort tranchant

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q$$

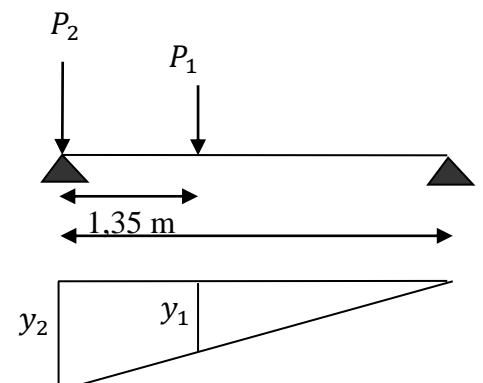
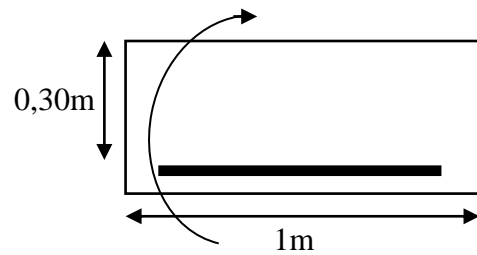
Avec : $T_G = 6,925 \text{ t/ml}$

$$T_{q1} = 2,5 \text{ t/ml}$$

$$T_{g2} = T_{Bt} = 15,818 \text{ t/ml} \quad (\text{voir figure})$$

$$V_U = 1,35 \times 6,925 + 1,6(15,818 + 2,5) = \mathbf{38,66 \text{ t/ml}}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{38,66 \times 10^{-2}}{0,25 \times 1,00} = 1,55 \text{ MPa}$$



$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$\tau_U = 1,55 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

IX.5.3.4. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 25 \times 2,22}{500} = 2,553\text{cm}^2$$

IX.5.3.5. Schéma de ferrailage

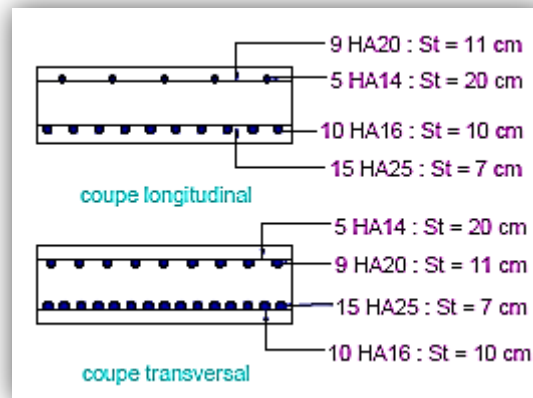


Figure 36: Schéma de ferrailage de dalle de transition.

IX.5.4. Le corbeau

Il est considéré comme un appui pour la dalle de transition, pour le calculer, on l'assimile comme une console et les sollicitations sont les suivantes :

IX.5.4.1. Les réactions

❖ La réaction due au poids propre de la dalle de transition

$$R_{pd} = (5,00 \times 0,30 \times 2,5 \times 1) \times \frac{1}{2} = 1,875 \text{ t/ml}$$

❖ La réaction due au poids de la terre sur la dalle de transition

$$R_t = (5,00 \times 0,95 \times 1,9 \times 1) \times \frac{1}{2} = 4,513 \text{ t/ml}$$

❖ La réaction due au poids de revêtement et étanchéité de la chaussée

$$R_r = [(5,00 \times 0,085 \times 2,4 \times 1) + (5,00 \times 0,005 \times 2,2 \times 1)] \times \frac{1}{2} = 0,538 \text{ t/ml}$$

❖ La réaction due au poids propre de corbeau

$$R_{pc} = \left[(0,3 + 0,6) \times \frac{0,3}{2} \right] \times 2,5 \times 1 = 0,3375 \text{ t/ml}$$

❖ La réaction due aux surcharge sur remblais $Q=1\text{t/m}^2$

$$R_s = (5,00 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2,5 \text{ t/ml}$$

❖ La réaction due à la surcharge du système b_t sur la dalle de transition

$$R_{B_t} = 15,818 \text{ t/ml}$$

IX.5.4.2. Moment d'encastrement

Pour les sollicitations extérieures on prend : $H = 0,30 \text{ m}$ C.-à-d. R est située au bord de la console (cas plus défavorable).

Pour le poids du corbeau propre : $H = X_G = 0,133 \text{ m}$

Donc :

$$M_G = 0,3 \times (1,875 + 4,513 + 0,538) + (0,3375 \times 0,133)$$

$$M_G = 2,123 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = 0,3 \times (15,818 + 2,5) = 5,5 \text{ t.m/ml}$$

IX.5.4.3. Combinaison

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q \\ \text{ELS: } M_S = M_G + 1,2M_Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_U = 11,67 \text{ t.m/ml} \\ M_S = 8,72 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

IX.5.4.4. Ferrailage**A- Ferrailage longitudinal**

On prend une section moyenne de hauteur

$$h_{Moy} = \frac{0,3 + 0,6}{2} = 0,45 \text{ m}$$

Donc : $b_0 = 1,00 \text{ m}$; $d = 0,4 \text{ m}$; $d' = 0,05 \text{ m}$

Fissuration préjudiciable.

D'après SOCOTEC :

$A_{Ssup} = 8,44 \text{ cm}^2$; 8 HA12 ($A_S = 9,05 \text{ cm}^2$), avec un espacement **$S_t = 12 \text{ cm}$**

$A_{Sinf} = 0,84 \text{ cm}^2$; 4 HA10 ($A_S = 3,14 \text{ cm}^2$), avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$**

B- Ferrailage transversal :

Il donné par la formule suivante :

$$\frac{A_l}{4} \leq A_t \leq \frac{A_l}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{9,05}{2} = 4,525 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA 10** ($A_{SH} = 4,71 \text{ cm}^2$),

C- Schéma de ferrailage

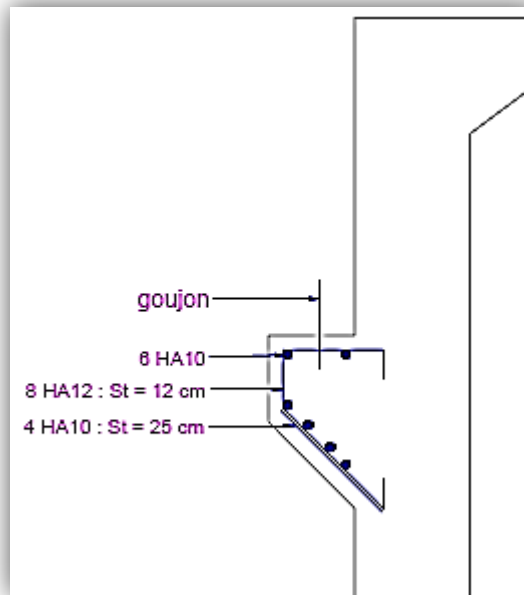


Figure 37: Schéma de Ferrailage du corbeau.

IX.5.5. Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivant :

- Poids du mur y compris celui de la superstructure (30% de la longueur du mur).
- La poussée horizontale due au remblai.
- La poussée horizontale due à la surcharge $q = 1\text{t/m}^2$

Pour calculer le ferrailage du mur, on va l'étudier par encastrement par rapport au mur frontal, donc les sollicitations des calculs sont les forces horizontales.

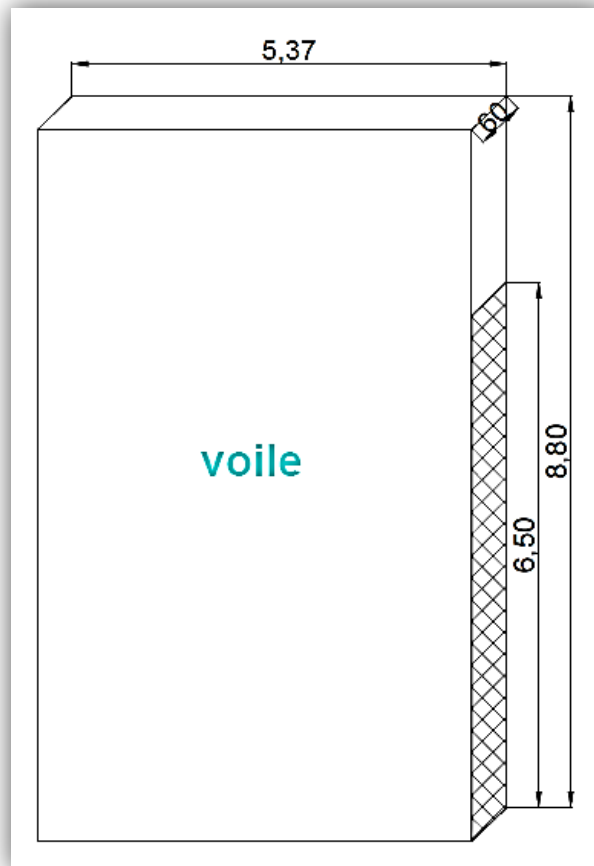


Figure 38: Dimensions de mur en retour.

IX.5.5.1. Evaluation des efforts

❖ Poussée des terres

$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 5,37 \times 0,271 \times 8,80^2 = 107,06t$$

❖ Poussée due à la surcharge

$$P_q = 1,00 \times 5,37 \times 0,271 \times 8,80 = 12,80 t$$

❖ Force sismique

$$F_{SH} = 0,25(G_{Mr} + P_s)$$

G_{Mr} : Poids propre du mur en retour.

P_s : Poids de superstructure, égale à 30% de la longueur théorique.

$$P_s = 0,30 \times L_{th} = 0,30 \times 5,37$$

$$P_s = 1,611 t$$

$$G_{Mr} = S_{Mr} \times 0,6 \times 2,5 = 70,88 t$$

$$F_{SH} = 0,25 \times (70,88 + 1,611) = 18,123 t$$

IX.5.5.2. Le ferrailage de mur en retour

❖ Ferrailage horizontal

$$b_0 = 1\text{m} \quad ; \quad d = 0,55\text{m}$$

$$\gamma = \frac{443,055}{328,70} = 1,348$$

❖ ELU

$$M_U = 68,16 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{68,16 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 15,3} = 0,147$$

$$\mu_{bu} = 0,147 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,20$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,92$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \quad A_{su} = 30,96 \text{ cm}^2$$

❖ ELS

$$M_{Ser} = 50,57 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,55^2 \times 15,3 \times 10^2 = 181,43 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{181,43}{1,348} = 134,60 \text{ t.m}$$

$$M_S = 50,57 \leq M_{ls} = 134,60 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{50,57 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 16,2} = 0,103$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,222$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = 41,21 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 41,21 \text{ cm}^2$

Soit : **9 HA25** (44,18cm²) , Avec **S_t = 11cm**

❖ Ferrailage verticale

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_1}{4} = \frac{44,18}{4} = 11,045 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA 16**(12,06 cm²), Avec **S_t = 16 cm**

IX.5.5.3. Vérification des armatures verticales

Puisque le mur en retour n'est pas totalement encastré avec le mur frontal. On doit vérifier si le ferrailage vertical calculé est suffisant pour équilibrer le moment crée au plan perpendiculaire au sommet de la hauteur d'encastrement, parce que la partie du mur au-dessus de ce plan va travailler par rapport à ce plan d'où le ferrailage vertical qui va équilibrer les moments créés par rapport à ce plan, comme il est indiqué dans la figure suivante :

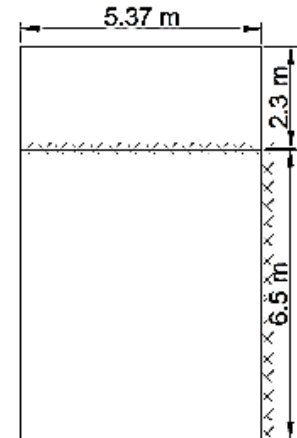


Figure 39: plan d'encastrement.

IX.5.5.4. Evaluation des efforts

La section et variable, en la divise en deux parties (1) et (2):

$H = 2,30 \text{ m}$

$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 0,271 \times 2,30^2 \times 5,37 = 7,313 \text{ t}$

$P_q = 1,00 \times 0,271 \times 2,30 \times 5,37 = 1,6747 \text{ t}$

❖ **Force sismique**

$F_{SH} = 0,25 \cdot G$

Avec : $G = G_1 + G_2 + \text{Superstructure}$.

$G = 2,5 \times 0,6 \times 12,351 + 1,611 = 20,14 \text{ t}$

$F_{SH} = 5,035 \text{ t}$

Tableau 81: évaluation des efforts.

Efforts (t)	Bras de levier /à l'encastrement	M_G (t.m)	M_Q (t.m)	$M_{F_{SH}}$ (t.m)
$P_t = 7,313$	2,685	19,635405	/	/
$P_q = 1,6747$	2,685	/	4,4965695	/
$F_{SH} = 5,035$	2,685	/	/	13,51898
$\Sigma =$		19,635405	4,4965695	13,519
$M_{ELU} = 1,35M_G + 1,6M_Q(CN)$		33,70230795		
$M_{ELU} = M_G + 0,6M_Q + M_{F_{SH}}(CS)$		35,8523217		
$M_{ELS} = M_G + 1,2M_Q$		25,0312884		

IX.5.5.5. Ferrailage

$b_0 = 1\text{m} ; d = 0,55\text{m} ; d' = 0,05\text{m}$

$\gamma = \frac{35,852}{25,031} = 1,432$

ELU

$$M_U = \frac{35,852}{5,37} = 6,676 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,676 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 15,3} = 0,014$$

$$\mu_{bu} = 0,014 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0176$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,993$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}}$$

$$\Rightarrow \quad A_{su} = 2,81 \text{ cm}^2$$

ELS

$$M_{Ser} = \frac{25,031}{5,37} = 4,66 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{lu} = 181,43 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{181,43}{1,432} = 126,70 \text{ t.m}$$

$$M_s = 4,66 \leq M_{ls} = 126,70 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{4,66 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 16,2} = 0,009$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,018$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = 3,34 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend la section des armatures maximales : $A_s = 3,34 \text{ cm}^2$

On remarque que la section verticale prédéterminée ($44,18 \text{ cm}^2$) est supérieure à ($A_s = 3,34 \text{ cm}^2$) calculée. Donc elle est capable d'équilibrer le moment dans la partie non encastree.

IX.5.5.6. Vérification de non fragilité

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 5,71 \text{ cm}^2 < 44,18 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ (C.V)}$$

IX.5.5.7. Effort tranchant

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(7,313) + 1,6(1,6747) = 12,55 \text{ t}$$

$$V_U = \frac{12,55}{5,37} = 2,34 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{2,34 \times 10^{-2}}{0,55 \times 1,00} = 0,043 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$\tau_U = 0,043 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

IX.5.5.8. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive)

❖ **Ferrailage horizontal**

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{44,18}{10} = 4,418 \text{ cm}$$

Soit 4 HA 12 avec : $S_t = 25 \text{ cm}$ ($4,52 \text{ cm}^2$)

❖ **Ferrailage verticale**

$$A_h = \frac{A_s}{2} = \frac{4,52}{2} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10 avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

IX.5.5.9. Schéma de ferrailage

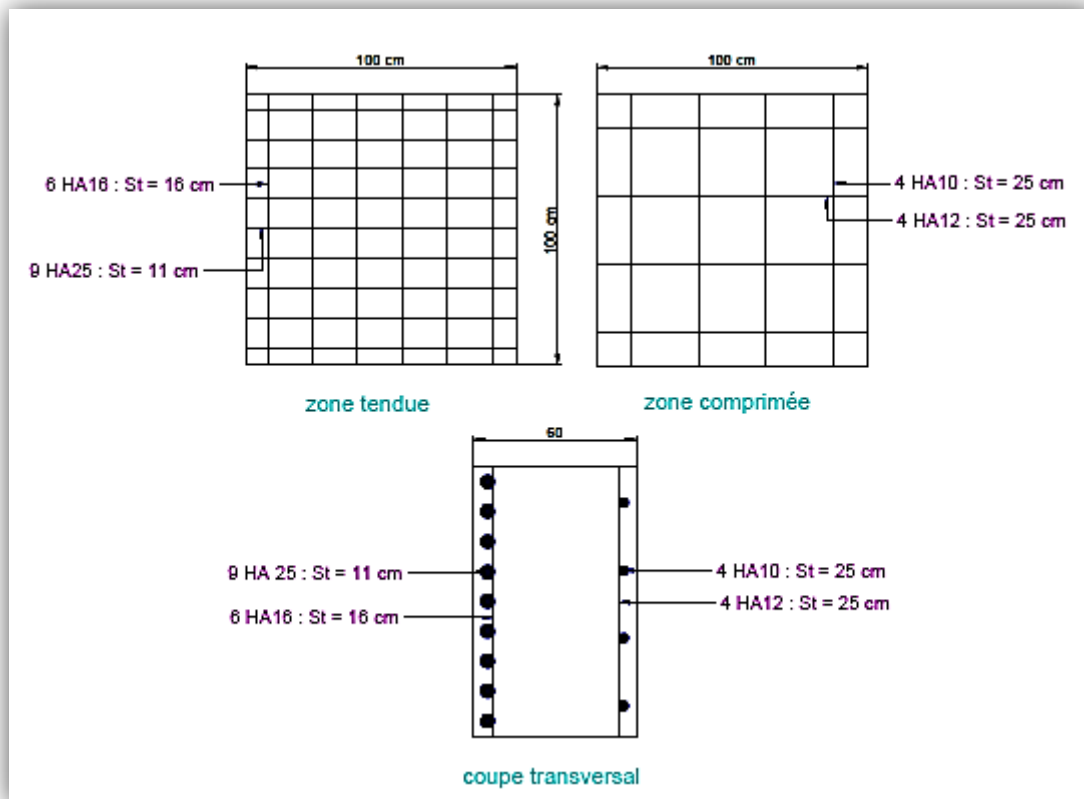


Figure 40: Schéma de Ferrailage du mur en retour.

IX.5.6. Mur frontal

IX.5.6.1. Évaluation des efforts sur le mur frontal

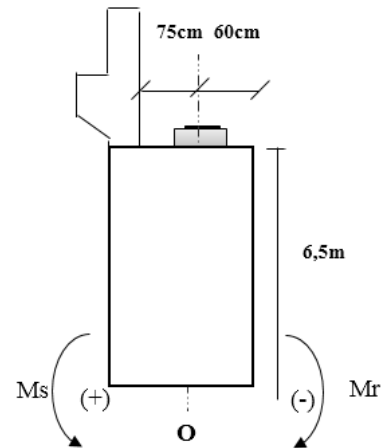
Il est encasté dans la semelle et travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

A- Forces horizontales

- La poussée des terres.
- Force de freinage.
- Variation linéaire du tablier (Fluage + Retrait).
- La surcharge $Q = 1t/m^2$.
- Effet sismique $F = 0,25G$ (Tablier+Culée).

B- Forces verticales

- Poids du tablier.
- Poids des éléments de la culée.
- Poids due aux surcharges.



IX.5.6.2. Calcul des sollicitations

Tableau 82: sollicitations sur le mur.

Désignation		Poids(t)	F_H (t)	F_V (t)	H(m)	V(m)	M_S (t. m)	M_R (t. m)
Mur garde grève	CN	35,68	0	35,68	1,55	7,65	55,304	0
	SH	35,68	8,92	35,68	1,55	7,65	55,304	68,238
	SH+SV1	35,68	8,92	32,112	1,55	7,65	49,7736	68,238
	SH+SV2	35,68	8,92	39,248	1,55	7,65	60,8344	68,238
Corbeau	CN	5,84	0	5,84	1,88	7,62	10,9792	0
	SH	5,84	1,46	5,84	1,88	7,62	10,9792	11,1252
	SH+SV1	5,84	1,46	5,256	1,88	7,62	9,88128	11,1252
	SH+SV2	5,84	1,46	6,424	1,88	7,62	12,0771	11,1252
Mur en retour	CN	146,39	0	146,39	3,675	4,4	537,983	0
	SH	146,39	36,5975	146,39	3,675	4,4	537,983	161,029
	SH+SV1	146,39	36,5975	131,751	3,675	4,4	484,185	161,029
	SH+SV2	146,39	36,5975	161,029	3,675	4,4	591,782	161,029
Mur frontal	CN	489,7	0	489,7	0,88	3,25	430,936	0
	SH	489,7	122,425	489,7	0,88	3,25	430,936	397,881
	SH+SV1	489,7	122,425	440,73	0,88	3,25	387,842	397,881
	SH+SV2	489,7	122,425	538,67	0,88	3,25	474,03	397,881
Total culée à vide	CN	677,61	0	677,61	/	/	1035,2	0
	SH	677,61	169,403	677,61	/	/	1035,2	638,273
	SH+SV1	677,61	169,403	609,849	/	/	931,682	638,273
	SH+SV2	677,61	169,403	745,371	/	/	1138,72	638,273
Dalle de	CN	58,425	0	58,425	4,25	8	248,306	0

transition	SH	58,425	14,6063	58,425	4,25	8	248,306	116,85
	SH+SV1	58,425	14,6063	52,5825	4,25	8	223,476	116,85
	SH+SV2	58,425	14,6063	64,2675	4,25	8	273,137	116,85
Remblais sur la dalle de transitions	CN	96,21	0	96,21	4,25	8,475	408,893	0
	SH	96,21	24,0525	96,21	4,25	8,475	408,893	203,845
	SH+SV1	96,21	24,0525	86,589	4,25	8,475	368,003	203,845
	SH+SV2	96,21	24,0525	105,831	4,25	8,475	449,782	203,845
Remblais sur la semelle	CN	909,58	0	909,58	3,675	3,925	3342,71	0
	SH	909,58	227,395	909,58	3,675	3,925	3342,71	892,525
	SH+SV1	909,58	227,395	818,622	3,675	3,925	3008,44	892,525
	SH+SV2	909,58	227,395	1000,54	3,675	3,925	3676,98	892,525
La surcharge Q (t/m ²)	CN	77,9	0	77,9	4,25	8,15	331,075	0
	SH	77,9	19,475	77,9	4,25	8,15	331,075	158,721
	SH+SV1	77,9	19,475	70,11	4,25	8,15	297,968	158,721
	SH+SV2	77,9	19,475	85,69	4,25	8,15	364,183	158,721
Total culée + remblais	CN	1819,73	0	1819,73	/	/	5366,18	0
	SH	1819,73	454,931	1819,73	/	/	5366,18	2010,22
	SH+SV1	1819,73	454,931	1637,75	/	/	4829,56	2010,22
	SH+SV2	1819,73	454,931	2001,7	/	/	5902,8	2010,22

IX.5.6.3. Les sollicitations dues aux terres et la surcharge

Tableau 83: Les sollicitations dues aux terres et la surcharge.

Désignation		F _H (t)	V(m)	M _r (t. m)
Poussée du terre sur mur MGG et MF	CN	343,301	2,93	1007,02
	SH	562,285	2,93	1649,37
	SH+SV1	535,919	2,93	1572,03
	SH+SV2	590,222	2,93	1731,32
Poussée due au surcharge sur mur MGG et MF	CN	41,0647	4,40	180,685
	SH	67,259	4,40	295,94
	SH+SV1	64,1051	4,40	282,063
	SH+SV2	70,6007	4,40	310,643

IX.5.6.4. Les sollicitations dues au tablier

Tableau 84: Les sollicitations dues au tablier.

Désignation		Réaction	F _H (t)	F _V (t)	H(m)	V(m)	M _S (t. m)	M _R (t. m)
Charge permanente	CN	299,36	0	299,36	-0,3	6,75	-89,808	0
	SH	299,36	74,84	299,36	-0,3	6,75	-89,808	505,17
	SH+SV1	299,36	74,84	269,424	-0,3	6,75	-80,827	505,17
	SH+SV2	299,36	74,84	329,296	-0,3	6,75	-98,789	505,17
Surcharge (D240)	CN	178,965	0	178,965	-0,3	6,75	-53,69	0
	SH	178,965	44,7413	178,965	-0,3	6,75	-53,69	302,003
	SH+SV1	178,965	44,7413	161,069	-0,3	6,75	-48,321	302,003
	SH+SV2	178,965	44,7413	196,862	-0,3	6,75	-59,058	302,003

IX.5.6.5. Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait

$$H_{r,f,t} = \frac{G \times a \times b \times \Delta_i}{T}$$

G : Module d'élasticité transversale, Pour les ponts routiers : G = 80 t/m².

T : L'épaisseur totale de l'élastomère, T = 15 cm.

a et b : Dimensionnement de l'appareil d'appuis. a = 40 cm , b = 50 cm .

$$\Delta_{f_i} = 0,271 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0,385 \text{ cm}$$

$$\Delta_t = 0,257 \text{ cm}$$

$$H_{r,f,t}/1 \text{ appareil} = \frac{80 \times 0,4 \times 0,5 \times (0,271 + 0,385 + 0,257)}{0,15} = 0,974 \text{ t}/1 \text{ appareil}$$

Soit : $H_{r,f,t} = 6 \times 0,974 = 5,844 \text{ t}$

	F _H (t)	V(m)	M _R (t. m)
B_c	15	6,75	101,25
T+F+R	5,844	6,75	39,447

A- Les charges permanentes

Tableau 85: Les charges permanentes.

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	343,301	2119,09	5276,37	1007,02
SH	1092,06	2119,09	5276,37	4164,76
SH+SV1	1065,69	1907,18	4748,74	4087,41
SH+SV2	1119,99	2330,99	5804,01	4246,7

B- Les surcharges :

Tableau 86: Les surcharges.

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	46,9087	256,865	277,386	220,132
SH	137,319	256,865	277,386	796,111
SH+SV1	134,165	231,179	249,647	782,234
SH+SV2	140,661	282,552	305,124	810,815

C- R+F+T :

Tableau 87: R+F+T.

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	5,844	/	/	39,447
SH	5,844	/	/	39,447
SH+SV1	5,844	/	/	39,447
SH+SV2	5,844	/	/	39,447

IX.5.6.6. Combinaison

CN : ELU : $1,35G + 1,6Q + 0,8T$

ELS : $G + 1,2Q + 0,6T$

CS: $G + Q + 0,6T$

❖ **Condition normal**

Tableau 88: condition normal.

Etat	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
ELU	543,186	3271,75	7566,92	1743,24
ELS	403,098	2427,32	5609,24	1294,84

❖ Condition sismique

Tableau 89: condition sismique.

Etat	F _H (t)	F _V (t)	M _S (t. m)	M _R (t. m)
SH+SV2	1264,16	2613,55	6109,14	5081,19

IX.5.5.7. Calcul du ferrailage

❖ Vérification du flambement de mur

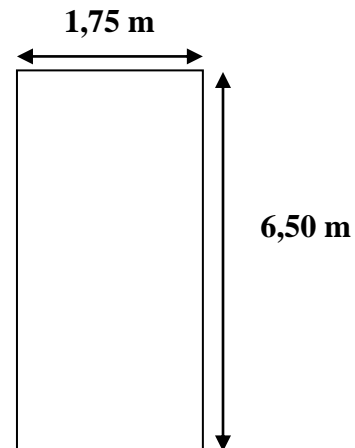
$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec: } l_f = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 6,50 = 4,596 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec : } B = 1,75 \times 6,50 = 11,375 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,75 \times 6,5^3}{12} = 40,049 \text{ m}^4$$

Donc :

$$i = \sqrt{\frac{40,049}{11,375}} = 1,876$$



Finalement :

$$\lambda = \frac{4,596}{1,876} = 2,449 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

$$\frac{l_f}{h_0} < \max\left(\frac{20 \cdot e_0}{h_0}; 15\right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h_0} = 0,707 < 15$$

Donc le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations (M_U^{*}; N_U^{*}) .

❖ Calcul de ferrailage vertical

$$N_u = \frac{32,7175}{17,22} = 1,899 \text{ MN/ml} ; \quad N_U^* = \gamma \cdot N_U$$

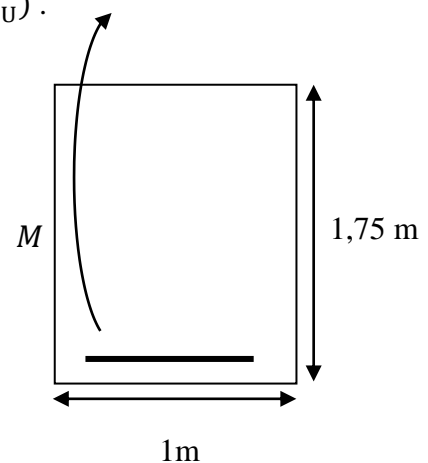
$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,00097$$

$$N_U^* = 1,899 \times 1,00097 = 1,90 \text{ MN/ml}$$

$$M_U^* = N_U^* \cdot e = N_U^* \cdot (e_0 + e_a) \quad , \text{ avec :}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{5823,68}{3271,75} = 1,779 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 0,026\text{m}$$



$$M_U^* = 1,90 \times (1,779 + 0,026) = 3,43 \text{ MN.m/ml}$$

D'après le SOCOTEC : $A_S = 28,38 \text{ cm}^2$.

❖ **Section minimale $A_{S \text{ min}}$**

$$A_{S \text{ min}} = 0,23. a. b. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_S = 0,23 \times 175 \times 100 \times \frac{2,22}{500} = 17,87 \text{ cm}^2 < A_S = 28,38 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

Soit : **6 HA 25 (29,45 cm²) ; St= 16 cm**

❖ **Ferrailage horizontal :(dû à l'effort tranchant)**

$$H_U = \frac{1264,16}{6,50} = 194,486 \text{ t/ml}$$

$\alpha = 90^\circ$ (les armatures perpendiculaires aux armatures principales) et $K = 0$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K). b_0}{0,8. f_e. (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U. b_0}{0,8f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b. d} = \frac{194,486 \times 10^{-2}}{1,75 \times 0,95} = 1,169 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,00292 \text{ m}$$

$S_t < \min(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \Rightarrow$ On fixe : **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

$$A_t > 5,84 \text{ cm}^2.$$

❖ **Vérification du pourcentage**

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_U}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right). b_0}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > 0,117 \text{ cm}$$

On fixe : **$S_t = 20 \text{ cm}$** .Donc :

$A_t > 2,34 \text{ cm}^2$. On adopte une section vérifiant les deux conditions. **$A_t = 6,79 \text{ cm}^2$**

Soit : **6 HA 12 avec : $S_t = 16 \text{ cm}$**

Armatures à droite

Dans le sens vertical :

$$A_V = \frac{A_S}{3} = \frac{29,45}{3} = 9,82 \text{ cm}^2 , \text{ Soit : } 7\text{HA}14 \text{ Avec : } S_t = 14 \text{ cm}$$

Dans le sens horizontal :

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{6,79}{2} = 3,4 \text{ cm}^2 , \text{ Soit : } 5 \text{ HA } 10, \text{ Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

IX.5.5.8. Schéma de ferrailage

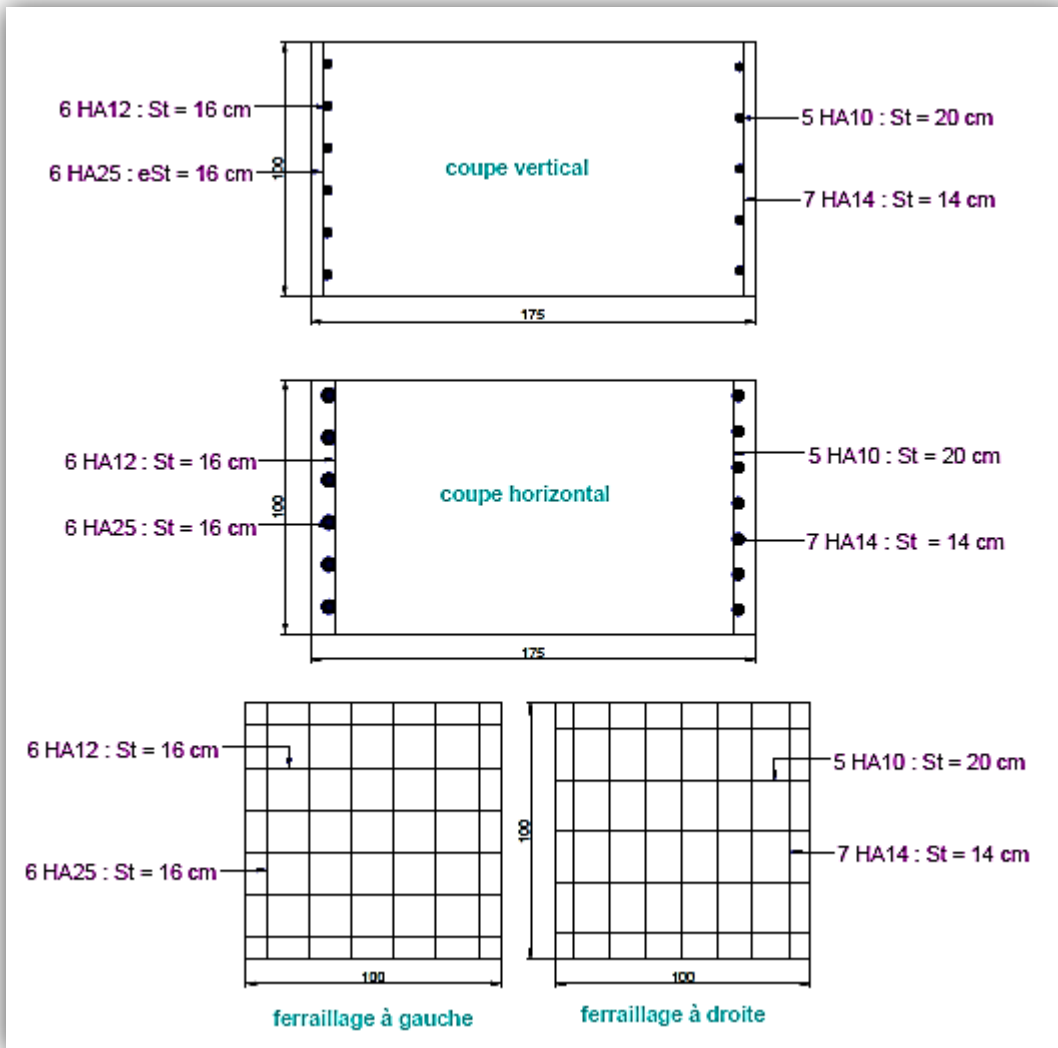


Figure 41: Schéma de Ferrailage du mur frontal.

IX.5.7. Etude de ferrailage de la semelle sous culée

La semelle sous culée est une semelle reposant sur des pieux.

IX.5.8. Les sollicitations

Tableau 90: sollicitations sur la semelle.

Désignation		$F_H(t)$	$F_V(t)$	H(m)	V(m)	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$
Total culée + remblais	CN	0	2467,648	/	/	12539,7	0
	SH+SV2	616,912	3459,7838	/	/	16849,7	2798,63
Poids permanent de tablier	CN	0	299,36	-0,3	6,75	-89,808	0
	SH+SV2	74,84	329,296	-0,3	6,75	-98,789	505,17
Poussée de la terre sur	CN	343,301	/	/	4,73	/	1624,959

MGC et MF	SH+SV2	590,222	/	/	4,73	/	2793,717
Poussée de la terre sur la semelle	CN	16,407	/	/	0,60	/	9,844
	SH+SV2	28,208	/	/	0,60	/	16,925
Surcharge $Q(t/m^2)$	CN	0	77,9	4,25	9,95	331,075	0
	SH+SV2	19,475	85,69	4,25	9,95	364,183	193,776
Surcharge D_{240}	CN	0	178,965	-0,3	8,55	-53,69	0
	SH+SV2	44,74125	196,8615	-0,3	8,55	-59,058	382,538
Poussée de la surcharge sur MGC et MF	CN	41,065	/	/	6,20	/	254,601
	SH+SV2	70,601	/	/	6,20	/	437,724
Poussée de la surcharge sur la semelle	CN	9,595	/	/	0,90	/	8,635
	SH+SV2	16,496	/	/	0,90	/	14,846
effort de freinage B_c	CN	15	/	/	8,55	/	128,25
	SH+SV2	15	/	/	8,55	/	128,25
R+F+T	CN	5,844	/	/	8,55	/	49,9662
	SH+SV2	5,844	/	/	8,55	/	49,9662

IX.5.8.1. Les charges permanentes

Tableau 91: charges permanente.

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	359,708	2767,008	12449,92	1634,804
SH+SV2	1310,182	3789,080	16750,93	6114,437

IX.5.8.2. Les surcharges

Tableau 92: les surcharges.

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	65,659	256,865	277,3855	391,487
SH+SV2	166,313	282,5515	305,1241	1157,134

IX.5.8.3. R+F+T

Tableau 93: R+F+T.

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	5,844	/	/	49,9662
SH+SV2	5,844	/	/	49,9662

IX.5.8.4. Combinaison

CN : Condition normal.

ELU : 1,35G + 1,6Q + 0,8T

ELS : G + 1,2Q + 0,6T

CS : Condition sismique.

G + Q + 0,6T

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Avec : $M_{nette} = |M_r - M_s|$

A- Condition normal

Tableau 94: Condition normal.

Etat	F _H (t)	F _V (t)	M _S (t. m)	M _r (t. m)	M _{nette} (t. m)
ELU	595,3363	4146,4448	17251,21	2873,336491	14377,9
ELS	442,0059	3075,246	12782,78	2134,567323	10648,2

B- Condition sismique

Tableau 95: Condition sismique.

Etat	F _H (t)	F _V (t)	M _S (t. m)	M _r (t. m)	M _{nette} (t. m)
SH+SV2	1480,001	4071,631	17056,06	7301,551126	9754,5

IX.5.8.5. Calcul des efforts revenant à chaque pieu

Chaque pieu supporte une charge donnée par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

Avec :

n : Nombre des pieux (n = 10).

Tableau 96: calcul des efforts.

Etat		F _V (t)	M _{nette} (t. m)	e (cm)	R ₁ (t)	R ₂ (t)
ELU	CN	4146,4448	14377,87	3,467517754	439,079	27,7286
	CS	4071,631	9754,505	2,395724024	477,909	116,201
ELS		3075,246	10648,21	3,462556907	325,836	20,8094

Tableau 97: calcul des efforts.

D’après le tableau ci-dessus on peut déduire que :

$$R_{max} = 477,909 \text{ t} < \bar{Q}_{adm} = 1061,24 \text{ t} \text{ (Pas de risque de tassement).}$$

$$R_{min} = 20,8094 \text{ t} > 0 \text{ (Pas de risque de soulèvement).}$$

IX.5.8.6. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures, on peut utiliser la méthode des bielles, mais les conditions

Suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta \geq 45^\circ \quad \text{Avec : } \text{tg}\theta = \frac{d}{\left(\frac{3b'}{8}\right) - \frac{b}{4}} \\ d \geq \frac{b'}{2} - \frac{b}{4} \\ \text{tg}\theta = \frac{1,70}{\left(\frac{3 \times 7,87}{8}\right) - \frac{2,37}{4}} = 0,720 \Rightarrow \theta = 35,78^\circ \end{array} \right.$$

$\theta < 45 \dots \dots \dots \text{CNV}$

$d \geq \frac{7,87}{2} - \frac{2,37}{4} \Rightarrow 3,34 > 1,7 \dots \dots \dots \text{CNV}$

La méthode des bielles n'est pas applicable.

A- Les armatures transversales inférieures

❖ **ELU**

On a : $R_{\max} = 477,909 \text{ t}$

$M_{1,\text{ult}} = R_{\max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b\right) = 477,909 \times \left(\frac{7,87}{2} - 0,35 \times 2,37\right) = 1484,15 \text{ t.m}$

On prend une bande de calcul de b_1 tel que :

$b_1 = \varnothing_{\text{pieu}} + h = 1,20 + 1,8$

$b_1 = 3 \text{ m}$

❖ **ELS**

On a : $R_{\max} = 325,836 \text{ t}$.

$M_{1,\text{ser}} = R_{\max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b\right) = 325,836 \times \left(\frac{7,87}{2} - 0,35 \times 2,37\right) = 1011,88 \text{ t.m}$

Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

La section d'armature est : $A_{su} = 209,9 \text{ cm}^2$

Soit : **27HA32** ($A_{st} = 217,08 \text{ cm}^2$).

L'espacement entre les barres :

n : Nombre de barre = 27 barres.

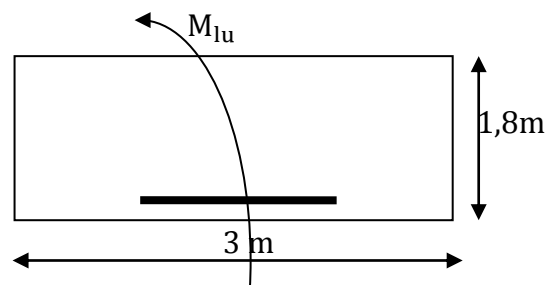
d : Enrobage = 10cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$S_t = \frac{\varnothing + h - C}{n - 1} = \frac{1,2 + 1,8 - 0,1}{27 - 1} = \frac{2,9}{26} = 0,11; S_t = 11\text{cm}.$

B- Les armatures transversales supérieures :

$A_{t,\text{sup}} = \frac{A_{su}}{10} = \frac{217,08}{10} = 21,708 \text{ cm}^2$



soit 15HA14 ($A_{st} = 23,09 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,9}{14} = 0,20\text{m} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

C- Les armatures longitudinales inférieures

$$A_{l,inf} = \frac{A_{su}}{3} = \frac{217,08}{3} = 72,36 \text{ cm}^2.$$

soit 15HA25 ($A_{st} = 73,63 \text{ cm}^2$).

$$S_t = \frac{2,9}{14} = 0,20\text{m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm.}$$

D- Les armatures longitudinales supérieures

$$A_{l,sup} = \frac{A_{su}}{10} = \frac{73,63}{10} = 7,363 \text{ cm}^2$$

soit : 10 HA12 ($A_{st} = 11,31 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,9}{9} = 0,32\text{m} \Rightarrow S_t = 32 \text{ cm.}$$

IX.5.9. Etude est ferrailage des pieux sous culée

On considère une fondation reposant sur Deux files de pieux :

n : Nombre de pieux sous la file 1

x : Nombre de pieux sous la file 2

d : Entraxe des files

Pour notre cas : n = x = 5 pieux

Dans notre étude nous avons utilisé un programme de calcul par *Excel*, qui nous a permis de déterminer les déformations et les sollicitations dans les pieux.

Le programme nous donne les résultats suivants :

Le ferrailage des pieux se fait en flexion composée sous le moment maximal et l'effort normal minimal, ces derniers sont obtenus dans le cas sismique.

$$M_{\max} = 100,67 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = -328,47 \text{ t}$$

Après avoir les résultats du programme, le calcul de ferrailage sera fait par *SECOTEC* avec les hypothèses suivantes :

- Calcul de ferrailage en flexion composée.
- Fissuration préjudiciable.
- Acier $f_e = 500 \text{ Mpa}$.
- Section circulaire avec un diamètre $D = 1,2 \text{ m}$.

$$A_s = 121,25 \text{ cm}^2$$

IX.5.9.1. Calcul des armatures minimales

D'après l' R P O A, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0,5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{Smin} = 0,5\% \times B = \frac{0,5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0,5 \times 3,14 \times 0,6^2}{100} = 56,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \{121,25 ; 56,52\} = 121,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 25\text{HA25} = 122,75 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times (r - c)}{20} \cong 14 \text{ cm}$$

IX.5.9.2. Les armatures transversales

On prend des cerces **HA12**.avec un espacement **St=15cm**

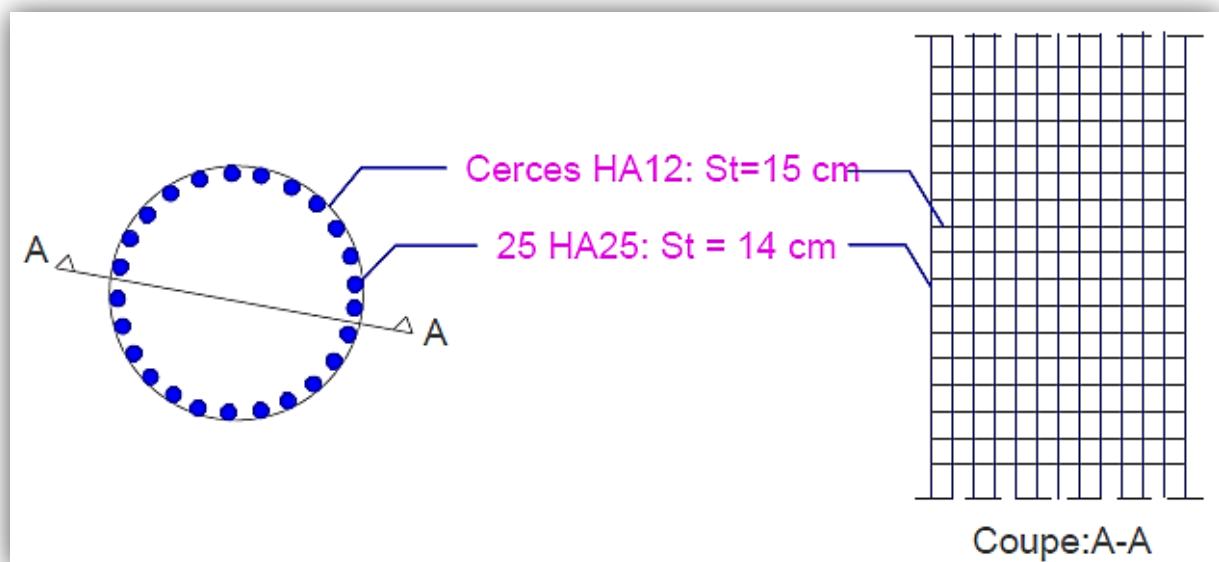
IX.5.9.3. Schéma de ferrailage

Figure 42: ferrailage des pieux.

Conclusion générale

Conclusion générale

À la fin de ce travail, nous tenons à signaler que notre mémoire de fin d'études comporte deux grandes parties, une partie d'ingénierie et une partie de recherche.

La première partie, qui concerne l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint à trois travées isostatiques, nous a donné l'occasion d'apprendre une méthodologie rationnelle à suivre, pour l'élaboration d'un projet de travaux publics (pont) depuis sa conception (données fonctionnelles et naturelles, choix de la variante, caractéristiques dimensionnelles...) jusqu'à l'étude où il est appelé à choisir entre les différentes méthodes de calcul et enfin les techniques et les méthodes de réalisation du projet sur le terrain. Elle nous a permis de maîtriser la modélisation numérique de ce type d'ouvrages, et de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises (Béton armé, MDS, ponts, ...etc.).

La deuxième partie est une initiation à la recherche, elle concerne l'étude de comportement d'une fondation reposant sur un sol renforcé par les colonnes ballastées. Une étude paramétrique a été réalisée pour caractériser l'influence du renforcement ainsi que l'influence de quelques paramètres (E_c/E_s , a) plus l'effet de la mise en place des colonnes. Une comparaison a été faite avec le modèle non renforcé qui constitue le cas de référence.

Cette partie du travail nous a permis d'apprendre une méthodologie de faire une recherche scientifique, en commençant par la recherche bibliographique afin de voir les travaux en relation avec le problème à étudier et les différentes méthodes et résultats obtenus par les chercheurs, puis la formulation du problème, ainsi que le choix de la méthode de faire l'étude et en fin l'interprétation des résultats et les recommandations.

***Références
bibliographiques***

Références bibliographiques

❖ **Règlements**

- Règles parasismique algériennes **RPA99/VERSION2003**.
- Les documents **SETRA**.
- Béton armé/précontraint aux états limites **BA/PEL91**.

❖ **Cours**

- Béton armé et précontraint.
- Résistances des matériaux.
- Pont.
- Matériaux de construction.

❖ **Livre**

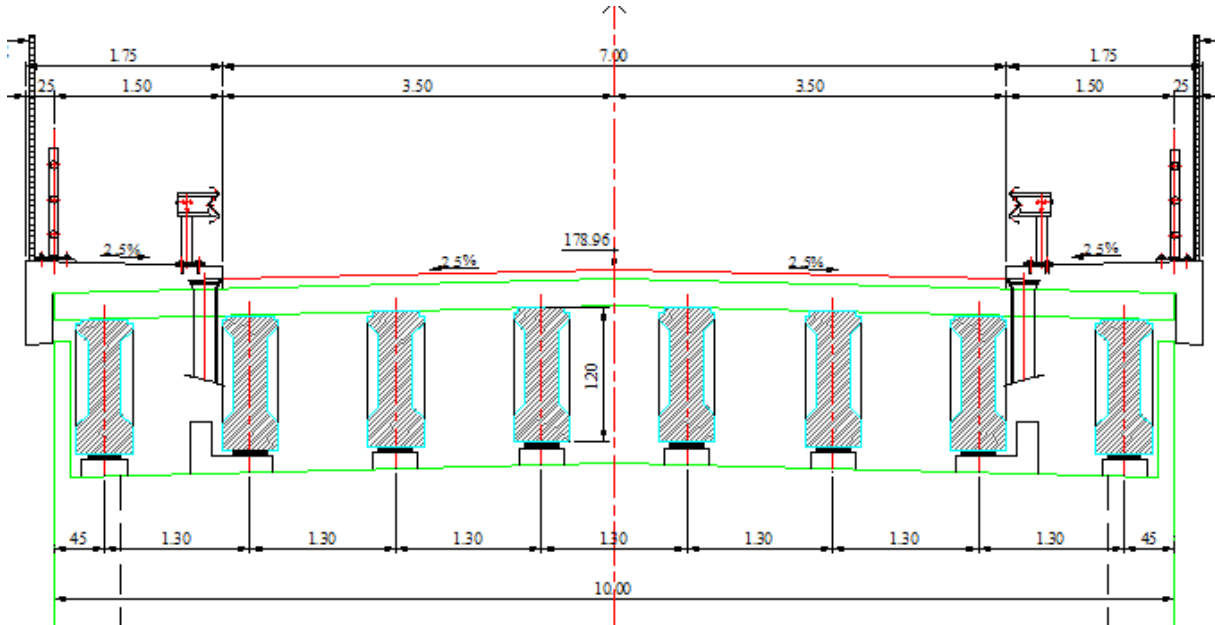
- Le béton précontraint aux états-limites (**Henry Thonier ; 1986**).

❖ **Logiciels**

- AUTODESK STRUCTURE ANALYSIS (ROBOT).
 - SOCOTEC.
 - Microsoft Word.
 - Microsoft Excel.
 - FORTRAN.
-

Annexes

Coupe Transversale



Résumé

Ce mémoire s'intéresse à l'étude d'un pont routier à poutres en béton précontraint. L'ouvrage étudié est un passage supérieur au niveau de la ligne ferroviaire ALGER /ORAN, de 20m de longueur.

Une étude détaillée a été effectuée en commençant par le pré-dimensionnement de de l'ouvrage puis l'étude du comportement des différents éléments composants de ce pont en considérant les différentes sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement, et les actions accidentelles.

Une modélisation numérique a été réalisée grâce au logiciel Autodesk ROBOT structural Analysis Professional. Les résultats obtenus ont été traduits par les ferraillements adéquats des différents éléments composants de la structure.

Mots clés : pont, béton précontraint, modélisation

ملخص

تعنى هذه الأطروحة بدراسة جسر طريق به عوارض خرسانية سابقة الإجهاد. الهيكل المدروس عبارة عن ممر علوي على مستوى خط السكة الحديدية الجزائر / وهران بطول 20 م. تم إجراء دراسة تفصيلية بدءاً من الأبعاد المسبقة للهيكل ثم دراسة سلوك العناصر المكونة المختلفة لهذا الجسر ، مع الأخذ في الاعتبار الضغوط المختلفة: الإجراءات الدائمة ، والإجراءات بسبب حركة المرور والحمل الزائد للمعدات. . تم إجراء النمذجة العددية باستخدام برنامج Autodesk ROBOT للمحترفين في التحليل الإنشائي. انعكست النتائج التي تم الحصول عليها في التعزيز الكافي للعناصر المكونة المختلفة للهيكل. **الكلمات المفتاحية:** الجسر، الخرسانة سابقة الإجهاد، النمذجة.

Abstract

This thesis is concerned with the study of a road bridge with prestressed concrete beams. The structure studied is an overpass at the level of ALGIERS / ORAN, 20m in length.

A detailed study was carried out starting with the pre-dimensioning of the structure then the study of the behavior of the various component elements of this bridge, considering the different stresses: permanent actions, actions due to traffic and equipment overloads. , and accidental actions.

Numerical modeling was performed using Autodesk ROBOT structural Analysis Professional software. The results obtained were reflected in the adequate reinforcement of the various component elements of the structure.

Keywords: bridge, prestressed concrete, modeling