



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : **Génie Civil**

Option : **Ouvrages D'arts et Infrastructures**

Présenté par :

Mr : **NOURI Mohamed**

Mr : **HADJ AHMED Youcef**

Sujet du mémoire

ETUDE D'UN PONT
ISOSTATIQUE EN BETON PRECONTRAINTE

Soutenu publiquement ledevant le jury composé de :

Mr, B. BOUDERBA	Président
Mr, AIT AMAR MEZIANE Mohamed	Rapporteur
Mr, BENSATALLAH Tayeb	Co-Rapporteur
Md, L. KHAROUBI	Examineur
Md, S. AIT YAHIA	Examineur
Mr, M. KHILOUN	Examineur

*R*emerciement

A nos parents pour leur sacrifice, leur contribution, leur soutien et leur patience.

*Ainsi nous remercions notre encadreur Mr : **AIT AMAR MEZIANE Mohamed**,
pour tous ses conseils et ses orientations pour la réalisation de ce travail.*

*Nos remerciements et nos reconnaissances à notre Co-encadreur
Monsieur **BENSATALLAH Tayeb**, avec nos hommages respectueux à son égard.*

Je remercie ceux qui m'ont aidé et témoigner leur sympathie

Merci 

Dédicace

Ce modeste travail est dédié à ceux qui sont le symbole de tendresse et d'amour, ceux qui sacrifient leur vie pour que la nôtre soit heureuse et pour ma réussite, à :

- ▀ *Mes chers parents.*
- ▀ *Mes frères et sœurs et tous les membres de ma familles.*
- ▀ *A ma future conjointe.*
- ▀ *A tous mes amis (e)*

Nouri Mohamed

Dédicace

C'est avec profonde gratitude et sincères mots que je dédie ce modeste travail de fin d'étude à mes chers parents; qui ont sacrifié leur vie pour ma réussite et m'ont éclairé le chemin par leurs conseils judicieux. J'espère qu'un jour je pourrai leurs rendre un peu de ce qu'ils ont fait pour moi, que dieu leur prête bonheur et longue vie.

Je dédie aussi ce travail à :

- ▀ *Ma Très Chère Epouse.*
- ▀ *Mes frères et tous les membres de nos familles.*
- ▀ *A tous mes amis.*

Hadj Ahmed Youcef

Liste des figures

Chapitre – I –

Généralités

<i>Figure : I.1.</i> Situation de l'ouvrage.	02
<i>Figure : I.2.</i> Vue en plan de l'implantation de l'ouvrage.	02
<i>Figure : I.3.</i> Vue en plan.	03
<i>Figure: I.4.</i> Coupe longitudinale	03
<i>Figure: I.5.</i> Coupe transversale.	04

Chapitre – II –

Caractéristique des Matériaux

<i>Figure : II.1.</i> Diagramme contraintes déformations du béton a ELU	07
<i>Figure : II.2.</i> Diagramme contraintes déformations du béton a ELS.	09
<i>Figure : II.3.</i> Diagramme contraintes déformations.....	09

Chapitre – III –

Conception et dimensionnement

<i>Figure : III-1.</i> Coupe transversale de la poutre section I.	14
<i>Figure : III.2.</i> Section des poutres	16
<i>Figure III.3.</i> La section des poutres.	19
<i>Figure : III.4.</i> Coupe transversale de voussoir sur pile 2I	

Chapitre – IV –

Dimensionnement du tablier

<i>Figure : IV.1.</i> Notations utilisées	26
<i>Figure : IV.2.</i> Poutre à mi travée	26
<i>Figure : IV.3.</i> Poutre à mi travée avec hourdis.....	28
<i>Figure : IV.4.</i> Poutre à l'about.....	30
<i>Figure : IV.5.</i> Poutre à l'about avec hourdis	31

Chapitre – V –

Calcul des charges et surcharges

<i>Figure : V.1.</i> Détails de la poutre	33
<i>Figure V.2. :</i> Corniche +bordure	35
<i>Figure V.3. :</i> Section d'entretoise.....	36
<i>Figure V.4. :</i> Section d'entretoise.....	36
<i>Figure V.5.</i> Section de l'entretoise sur center	37
<i>Figure V.6.</i> Section de l'entretoise sur pile	37
<i>Figure V.7.</i> Disposition des camions longitudinalement.....	41
<i>Figure. V.8.</i> Disposition des camions Bc.....	42
<i>Figure. V.9.</i> disposition Longitudinal de système Bt.....	43
<i>Figure.V.10.</i> Disposition Transversal de système Bt	43
<i>Figure V.12.</i> Disposition du Convoi militaire Mc120.....	45
<i>Figure. V.13.</i> Disposition de system D ₂₄₀	46
<i>Figure.v.14</i> Spectre de réponse élastique- composante horizontal- 5% d'amortissement	50
<i>Figure.V.15.</i> Spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement.....	51
<i>Figure.V.16.</i> Spectre de dimensionnement- 5% d'amortissement	51

Chapitre – VI –

Etude de la flexion longitudinale et transversale

<i>Figure : VI.1:</i> Disposition de la charge parmanent	55
<i>Figure :VI.2:</i> Disposition de la charge A(L).....	56
<i>Figure : VI.3.</i> Disposition du système Bc en circulant de la gauche vers la droite.....	56
<i>Figure :VI.4 :</i> Disposition du système Bc en circulant de la droite vers la gauche.....	57
<i>Figure :VI.5:</i> Disposition du système Bt	58
<i>Figure : VI.6 :</i> Disposition du système D240	59
<i>Figure : VI.7:</i> Disposition de la charge a(l)	60
<i>Figure : VI.8 :</i> Disposition de système Bc.....	60
<i>Figure : VI.9 :</i> Disposition de système Bc dans le 2 ^{eme} cas.....	61
<i>Figure : VI.10 .</i> Disposition du système Bt.....	62
<i>Figure : VI.11</i> Disposition du système D240	62
<i>Figure : VI.12</i> Disposition du système D240	63
<i>Figure. : VI.13:</i> Disposition de la charge A(L).....	64

Figure: VI.14 : Disposition de système Bc	65
Figure: VI.15 : Disposition du système Bc dans le 4 ^{eme} cas.....	65
Figure: VI.116 : Disposition du système Bc dans le 4 ^{eme} cas.....	66
Figure: VI.17 . Disposition du convoie Mc ₁₂₀	67
Figure: VI.18 .Disposition du convoie D240	68
Figure: VI.19 : Disposition de la charge A(L).....	69
Figure : VI.20 : Disposition du système Bc.....	69
Figure: VI.21 : Disposition du système Bc.....	70
Figure: VI.22 : Disposition du convoi militaire Mc ₁₂₀	70
Figure: VI.23 .Disposition du convoi exceptionnel D ₂₄₀	71
Figure: VI.24 Disposition de la charge permanente.....	72
Figure: VI.25 Disposition de la charge A(L)	72
Figure: VI.26 Disposition de la surcharge Bc.	73
Figure: VI.27 Disposition de la surcharge Bt.....	73
Figure: VI : 28 Disposition du convoi Mc ₁₂₀	74
Figure: VI.29 Disposition du convoi exceptionnel D ₂₄₀	74
Figure: VI.30 Disposition de la charge permanente.....	75
Figure: VI.31 : Disposition de la charge A(L).....	76
Figure: VI.32 Disposition de la surcharge Bc.....	76
Figure: VI.33 Disposition de la surcharge Bt.....	77
Figure: VI.34 Disposition du convoi Mc ₁₂₀	78
Figure: VI.35 Disposition du convoi exceptionnel D ₂₄₀	78
Figure: VI.36 : Disposition de la charge permanente	79
Figure: VI.37 Disposition de la charge A(L)	80
Figure: VI.38 Disposition de la surcharge Bc	81
Figure: VI.39 Disposition de la surcharge Bt.....	82
Figure: VI.40 Disposition du convoi Mc ₁₂₀	82
Figure: VI.41 Disposition du convoi exceptionnel D ₂₄₀	82
Figure : VI.42 Section réelle.	85
Figure: VI.43 Section homogénéisée.....	86
Figure : VI.44 Ligne d'influence de k_α de la poutre centrale ($y=0$).....	89
Figure : VI.45 Ligne d'influence de k_α de la poutre centrale ($y=0$)	89
Figure: VI.46 Ligne d'influence K_α : poutre centrale ($y = 98$).....	90
Figure: VI.47 .Ligne d'influence K_α : poutre centrale ($y = 0.98$).....	91

Figure : VI.48. Ligne d'influence $K\alpha$: poutre centrale ($y = 0$)	91
Figure: VI.49 . Ligne d'influence $K\alpha$: poutre centrale ($y = 0$)	92
Figure: VI.50. Ligne d'influence $K\alpha$: poutre centrale ($y = 0$)	92
Figure: VI.51 Ligne d'influence $K\alpha$: poutre centrale ($y = 0$ m)	93
Figure: VI.52 Ligne d'influence $K\alpha$: poutre intermédiaire 1 ($y = m$)	93
Figure: VI.53 Ligne d'influence $K\alpha$: poutre intermédiaire 1 ($y = 1.95$ m)	94
Figure: VI.54 Ligne d'influence $K\alpha$: poutre intermédiaire 1 ($y = 1.95$ m)	94
Figure: VI.55 . Ligne d'influence $K\alpha$: poutre centrale ($y = 0$)	95
Figure: VI.56 Ligne d'influence $K\alpha$: poutre intermédiaire 1 ($y = 1.95$ m)	95
Figure: VI.57 : Ligne d'influence $K\alpha$: poutre intermédiaire 1 ($y = 1.95$ m)	96

Chapitre – VII –

Etude de la Précontrainte

Figure. VII.1 Mise en tension d'un câble	104
Figure.. VII.2 Schéma de principe d'un vérin	104
Figure. VII.3 Mise en place des gaines	105
Figure VII.4 Contraintes limites du béton en classe II	106
Figure VII.5 La section médiane de poutre avec hourdis	107
Figure VII.6. Mise en tension de la poutre	107
Figure VII.7. Poutre après mis en tension	108
Figure VII.8. L'enrobage minimale c	113
Figure VII.9. La disposition des	113
Figure VII.10 la section médiane de poutre sans hourdis	114
Figure VII.11. Fuseau de passage le long de la poutre	116
Figure. VII.12 la section enrobée	117
Figure. VII.13 . Exemple d'une poutre contenant une file a 4 ancrages	120
Figure VII.14. Disposition d'ancrage dans le cas d'une seule file	120
Figure. VII.15. Disposition d'ancrage dans notre cas	121
Figure. VII 16. Elévation de câblage	123
Figure. VII.17 Diagramme de la perte par frottement	126
Figure. VII.18 Surfaces (S_{i1}) à partir du diagramme des contraintes dans le câble	126
Fig. VII 19 Surfaces (S_{i2}) à partir du diagramme des contraintes dans le câble	127
Figure. VII.20 Surfaces (S_{i3}) à partir du diagramme des contraintes dans le câble	127

Figure. VII.21 Section médian nette	129
Figure. VII.22 Section d'about nette	129
Figure. VII.23 Schéma statique de la poutre	130
Fig. VII.24 Section d'about nette	133
Figure. VII.25 Section médiane nette	133
Figure. VII.26 Diagramme des contraintes	143
Figure. VII.27 Diagramme des contraintes	144
Fig. VII.28. Ferrailage de la partie inférieure de la poutre	144
Figure. VII.29 section d'about	146
Figure. VII.30 Section d'about nette	147
Figure. VII.31 Section médian nette	148
Figure. VIII.32 Ferrailage de la poutre	151

Chapitre – VIII –

Etude de la dalle

Figure VIII.1 La ligne d'influence	152
Figure VIII.2 : Ligne d'influence μ_α pour ($y = 0$).	154
Figure VIII.3 : Ligne d'influence μ_α pour ($y = b/2$).	154
Figure. VIII.4 : Ligne d'influence chargée par G	155
Figure . VIII.5 : Ligne d'influence chargée par le système D240	156
Figure VIII.6 : Ligne d'influence μ_α : $y = 0$	156
Figure. VIII.7 : Ligne d'influence μ_α : $y = 0$	156
Figure. VIII.8 : Ligne d'influence μ_α : $y = b/2$	157
Figure. VIII.9 : Ligne d'influence μ_α : $y = b/2$	157

Chapitre – IX –

Les équipements

Figure IX.1. Appareil d'appui en néoprène fretté	160
Figure IX.2. Réaction des surcharges sur les appuis	160
Figure . IX.3. Ligne d'influence « culée »	161
Figure. IX.4. Répartition de la charge A (L) sur la culée	161
Figure . IX.5. Répartition de la charge A (L) sur la culée	161
Figure . IX.6. Répartition de la charge A (L) sur la pile	163

<i>Figure . IX.7. Répartition de la charge A (L) sur la pile</i>	163
<i>Figure IX.8. Répartition des charges système Bc "Culée" Rmax</i>	164
<i>Figure IX. 9. Répartition des charges de système Bc "Culée" Rmin</i>	164
<i>Figure. IX. 10. Répartition des charges système Bc "Pile" Rmax</i>	165
<i>Figure. IX.11. Répartition des charges de système Bc "Pile" Rmin</i>	166
<i>Figure IX.12. Répartition des charges système Bt "Culée" Rmax</i>	166
<i>Figure IX. 13. Répartition des charges de système Bc "Culée" Rmin</i>	167
<i>Figure. IX. 14. Répartition des charges système Bc "Pile" Rmax</i>	167
<i>Figure. IX.15. Répartition des charges de système Bc "Pile" Rmin</i>	167
<i>Figure. IX. 16. Répartition de la charge Mc120 "Culée" Rmax</i>	168
<i>Figure. IX. 17. Répartition de la charge Mc120 "Culée" Rmin</i>	168
<i>Figure. IX. 18. Répartition de la charge Mc120 "Pile"</i>	169
<i>Figure. IX. 19. Répartition de la charge Mc120 "Pile" Rmin</i>	169
<i>Figure. IX.20. Répartition de la charge D240 "Culée Rmax</i>	169
<i>Figure. IX.21. Répartition de la charge D240 "Culée Rmin"</i>	170
<i>Figure. IX. 22. Répartition de la charge D240 "Pile"</i>	170
<i>Figure. IX.23. Répartition de la charge D240 "Pile" Rmin</i>	170
<i>Figure IX.24: Appareil d'appui + dé d'appui</i>	174
<i>Figure. IX.25. Mécanisme de déplacement du tablier</i>	175
<i>dû à sa rotation au niveau de l'appui</i>	
<i>Figure. IX.26. Ferrailage de dé d'appui</i>	175
<i>Figure IX.27. Exemple de joints légers</i>	180
<i>Figure IX.28. Joint de chaussée</i>	181
<i>Figure. IX.29. Exemple de joints semi lourds de souffle maximal égal à 30 mm.</i>	181

Chapitre – X –

Etude de la Pile

<i>Figure. X.1. Les éléments constructifs de la pile</i>	184
<i>Figure. X.2. Détail des dimensions des éléments constructifs de la pile</i>	185
<i>Figure. X.3. Les lignes d'influence des réactions des dés d'appuis</i>	186
<i>Figure. X.4. Réactions des dés d'appuis dus à la charge permanente</i>	186
<i>Figure. X.5. Disposition des réactions dues à la charge permanente R_G « SAP-2000 »</i>	187
<i>Figure. X.6. Disposition des réactions dues à la charge permanente totale G</i>	188

« SAP-2014 »

Figure X.7. Réactions des dés d'appui dû à la charge du vent vertical	188
Figure. X.8. Disposition des réactions dues à la charge du vent « SAP-2014p »	189
Figure. X.9. Réactions des dés d'appui dû au système A (l)	189
Figure. X.10. Disposition des réactions dues à la charge A(l) « SAP-2014 »	190
Figure. X.11. Diagramme des moments du système A(l) à l'ELU -ELS	190
Figure. X.12. Diagramme de l'effort tranchant du système A(l) à l'ELU-ELS	191
Figure. X.13. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de D_{240} « milieu »	192
Figure. X.14. Disposition des réactions dues à la charge D_{240} « SAP-2014 »	192
Figure. X.15. Diagramme des moments du convoie D_{240} à l'ELU-ELS	193
Figure. X.16. Diagramme de l'effort tranchant du convoie D_{240} à l'ELU-ELS	193
Figure. X.17. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de D_{240} « extrémité »	194
Figure. X.18. Disposition des réactions dues à la charge D_{240} « SAP-2014 »	194
Figure. X.19. Diagramme des moments du convoie D_{240} à l'ELU-ELS	195
Figure. X.20. Diagramme de l'effort tranchant du convoie D_{240} à l'ELU-ELS	195
Figure. X.21. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de B_c	196
Figure. X.22. Disposition des réactions de de système B_c	196
Figure. X.23. Diagramme de moments de système B_c à l'ELU-ELSi	197
Figure. X.24. Diagramme de l'effort tranchant du convoie B_c à l'ELU-ELS	198
Figure X.25. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de B_t	198
Figure. X.26. Disposition des réactions dues à la charge B_t « SAP-2000 »	199
Figure. X.27. Diagramme des moments du convoie B_t à l'ELU	199
Figure. X.28. Diagramme de l'effort tranchant du convoie B_t à l'ELU-ELS	200
Figure. X.29. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de B_t	200
Figure. X.30. Disposition des réactions dues à la charge B_t « SAP-2000 »	201
Figure. X.31. Diagramme des moments du convoie B_t à l'ELU-ELS	201
Figure. X.32. Diagramme de l'effort tranchant du convoie B_t à l'ELU-ELS	202
Figure. X.33. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de M_{c120} « milieu »	202
Figure. X.34. Disposition des réactions dues à la charge M_{c120} « SAP-2000 »	203
Figure. X.35. Diagramme des moments du convoie M_{c120} à l'ELU-ELS	203
Figure. X.36. Diagramme de l'effort tranchant du convoie $c120$ à l'ELU-ELS	204
Figure. X.37. Sollicitation d'une pile en phase de construction	207
Figure X.38. Réactions des dés d'appui dû à la charge du chantier	209
Figure. X.39. Réactions des d'appui du a la charge du vent vertical	210
Figure. X.40. Bilan des forces du vent horizontal sur la pile	211
Figure. X.41. Les réactions + les moments dus a la charge du vent vertical	211

<i>Figure. X.42. Les réactions + les moments due aux effets différer</i>	212
<i>Figure. X.43. Les réactions + les moments dus à la variation de la température</i>	212
<i>Figure. X.44. Les réactions + les moments dus à charge du chantier</i>	212
<i>Figure. X.45. Sollicitation d'une pile en phase de d'exploitation</i>	213

Chapitre – XI –

Etude de la Culée

<i>Figure XI.1. Les éléments constructifs de la culée</i>	216
<i>Figure. XI.2. Les dimensions du corbeau</i>	217
<i>Figure. XI.3. Détail des dimensions des éléments constructifs de la culée « longitudinale »</i>	217
<i>Figure XI.4. Géométrie du mur de garde grève</i>	218
<i>Figure XI.5. La poussée des terres</i>	219
<i>Figure. XI.6. La poussée due aux charges locales Bc</i>	219
<i>Figure. XI. 7. Poussée due aux charges locales*</i>	220
<i>Figure. XI.8. Le freinage Bc</i>	220
<i>Figure. XI. 9. Ferrailage du mur garde grève</i>	222
<i>Figure. XI.10. La dalle de transition</i>	222
<i>Figure XI.11. Ferrailage de la dalle de transition.</i>	224
<i>Figure. XI.112. Mur en retour</i>	224
<i>Figure XI.13. Les lignes d'influence des réactions des dés d'appuis</i>	227
<i>Figure. XI.14. Réactions des dés d'appuis dus à la charge permanente</i>	227
<i>Figure. XI.15. Réactions des dés d'appuis dus aux charges</i>	228
et des surcharges sur le chevêtre	
<i>Figure. XI.16 Réactions des dés d'appuis dus à la charge permanente</i>	229
<i>Figure. XI. 17. Réactions des dés d'appuis dus au système A(l)</i>	230
<i>Figure. XI 18. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge Bc</i>	230
<i>Figure . XI.19. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de Bt</i>	231
<i>Figure XI.120. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de Bt</i>	232
<i>Fig. XI.21. Réactions des dés d'appui dû au système Mc₁₂₀ « extrémité</i>	232
<i>Figure. IX.22. Réactions des dés d'appui dû à la convoie exceptionnel D₂₄₀ « milieu »</i>	233
<i>Figure. IX.23. Réactions des dés d'appui dû</i>	233
<i>Figure. IX.24. Réactions des dés d'appui dû à la charge du vent vertical</i>	234
<i>Figure. XI.25. La force de poussée du remblai sur le Fut</i>	237

C h a p i t r e – XII –

Etude de fondation

<i>Figure. XII.1 : Schéma représentant les différentes parties d'un pieu</i>	241
<i>Figure. XII 2 : Détaille de fondation sous pile</i>	242
<i>Figure. XII.3 : Efforts sur la fondation</i>	242
<i>Figure. XII.4 : Principe des bielles</i>	243
<i>Figure. XII.5. Les réactions des pieux à l'ELU</i>	244
<i>Figure. XII.6. Les réactions des pieux à l'ELS</i>	245
<i>Figure. XII.7. Modèle du pieu</i>	246
<i>Figure. XII.8. Diagramme des moments fléchissent, l'effort normale et effort tranchant</i>	249
<i>Figure . XII.9: Détaille de fondation sous culée</i>	251
<i>Figure. XII.10 : Efforts sur la fondation</i>	251
<i>Figure XII.11: Principe des bielles</i>	252
<i>Figure. XII 12. Les réactions des pieux à l'ELU</i>	253
<i>Figure XII.13. Les réactions des pieux à l'ELS</i>	
<i>Figure . XII.14. Diagramme des moments fléchissent, l'effort normale et effort tranchant</i>	254
	256

Liste des Tableaux

Chapitre – II –

Caractéristique des Matériaux

Tableau : II.1. Les formules des types de fissuration a l'état limite de service. 10

Chapitre –III–

Conception et dimensionnement

Tableau : III.1. Analyse multicritères. 22

Chapitre – IV –

Dimensionnement du tablier

Tableau : IV.1. Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée. 27

Tableau : IV.2. Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée avec hourdis. 29

Tableau : IV.3. Caractéristique géométrique de la poutre à l'about. 30

Tableau : IV.4. Caractéristique géométrique de la poutre à l'about avec hourdis. 31

Chapitre – V –

Calcul des charges et surcharges

Tableau : V.1. Poids de la poutre + dalle.....34

Tableau : V.2. Les charges permanentes et les compléments des charges permanentes.....38

Tableau V.3. Classes d'un pont.....39

Tableau .V.4. valeurs de a_1 40

Tableau V.5. Valeurs de bc 42

Tableau V.6. Valeurs de bc 43

*Tableau.V.7.*Valeurs de bt 44

*Tableau.V.8.*Valeurs de bt 44

Tableau V.9 Températures extrêmes en Algérie..... 48

*Tableau. V.10.*Coefficient d'accélération de zone A..... 48

Tableau. V.11 valeurs de $T1$, $T2$ et S pour la composante horizontale..... 49

Tableau. V.12. Valeurs de T_1, T_2 pour la composante verticale	50
Tableau : V.13. Les coefficients des majorations	52
Tableau : V.14. Les combinaisons des charges	53

Chapitre – VI –

Etude de la flexion longitudinale et transversale

Tableau : VI.1 Récapitulatif des moments fléchissant pour $x = l/2$	59
Tableau : VI.2 Récapitulatif des moments fléchissant pour $x = l/4$	64
Tableau : VI.3 Récapitulatif des moments fléchissant pour $x = l/8$	68
Tableau : VI.4. Récapitulatif des efforts tranchants pour $x = 0$	71
Tableau : VI.5 Récapitulatif des efforts tranchants pour $x = L/2$	75
Tableau : VI.6 Récapitulatif des efforts tranchants pour $x = L/4$	79
Tableau: VI.7 écapitulatif des efforts tranchants pour $x = L/$	83
Tableau : VI.8 Valeur de K_0 pour $\theta = 0,85$	88
Tableau : VI. 9 Valeur de K_1 pour $\theta = 0,85$	88
Tableau : VI.10 Valeur de K_a pour $\theta = 0,85$	88
Tableau : VI.11 Valeur de K_a pour $\theta = 0,85$	89
Tableau: VI.12 Récapitulatif k_a moy	96
Tableaux: VI.13. Récapitulatifs des moments fléchissant pour $X = L/2$	97
Tableaux : VI.14. Récapitulatifs des moments fléchissant pour $X = L/4$	97
Tableau : VI.15. Récapitulatifs des moments fléchissant pour $X = L/8$	98
Tableau : VI.16. Récapitulatif des moments fléchissent dus à différente poutres.....	98
Tableau : VI.17. Récapitulatifs des efforts tranchant pour $X = 0$	99
Tableau : VI. 18. Récapitulatifs des efforts tranchant pour $X = L/2$	99
Tableau : VI.19. Récapitulatifs des efforts tranchant pour $X = L/4$	100
Tableau : VI.20. Récapitulatifs des efforts tranchant pour $X = L/8$	100
Tableau : VI.21. Des combinaisons d'action des efforts tranchants.....	101

Chapitre – VII –

Etude de la Précontrainte

Tableau VII.1 Caractéristiques géométriques de la section médiane.....	107
Tableau VII.2.. Armatures actives usuelles en post-tension	110

Tableau VII.3. Conduits usuels, ‘‘Procédé Freyssinet’’	111
Tableau VII.4 Ancrages usuels en post-tension	112
Tableau VI.5 Caractéristiques géométriques de la section médiane	114
Tableau VII.6 Cordonnées du fuseau de passage	116
Tableau VII.7 Cordonnées de la section enrobée	117
Tableau VII.8 Cordonnée de fuseau passage du câble moyen	117
Tableau VII 9 Cordonnée de câble moyen	119
Tableau. VII.10 Dimensions des ancrages nT13 et nT15	120
Tableau VII.11 Récapitulatif de calcul de tracé des câbles	122
Tableau VII.12 Les cordonnées des câbles précontraintes	123
Tableau . VII.13 Coefficients de frottement et de festonnage.....	125
Tableau. VII 14 Récapitulatif des pertes de tension par frottement	125
Tableau . VII.15 Récapitulatif des pertes de recul d’ancrage	128
Tableau.VII.16 Caractéristiques géométriques des sections nettes sans hourdis	129
Tableau VII.17 Excentricité ‘‘ep’’	129
Tableau.VII.18. Le moment fléchissant	130
Tableau VII.19 L’équation de l’effort de précontrainte	131
Tableau. VII.20 La contrainte du béton	131
Tableau . VII.21 Récapitulatif de perte par non simultanité	132
Tableau . VII.22 Récapitulatif de perte sous l’effet d’une charge permanente (g).....	133
Tableau VII.23 Caractéristiques géométriques des sections nettes avec hourdis	133
Tableau VII.24 Récapitulatif des pertes de tension instantanées	134
Tableau . VII.25 Récapitulatif des pertes de tension par retrait de béton	135
Tableau . VII.26 Récapitulatif des pertes par relaxation des câbles de précontraints	136
Tableau. VII.27 Récapitulatif des Pertes de tension par fluage du béton	138
Tableau. VII.28 L’équation de base du calcul des Pertes différées totales.....	139
Tableau. VII.29 L’équation de base du calcul de la perte de tension par fluage	139
Tableau VII.30 Récapitulatif des pertes de tension par fluage du béton	139
Tableau. VII.31 récapitulatif des pertes différées totales	140
Tableau . VII.32 Récapitulatif des pertes de tension	140
Tableau. VII.33 récapitulatif des valeurs de la précontrainte	141
Tableau. VII 34 Caractéristiques nettes des sections	141
Tableau. VII.35 Contraintes limites.....	141
Tableau. VII.36 Récapitulatif des Valeurs caractéristiques des contraintes.....	142

Tableau. VII.37 Récapitulatif des Valeurs caractéristiques des contraintes P	142
---	-----

Chapitre – VIII –

Etude de la dalle

Tableau VIII.1 Valeurs de $\mu\alpha$ pour $\theta = 0,10$	153
Tableau VIII 2 Valeurs de $\mu\alpha$ pour $\theta = 0,20$	153
Tableau VIII .3 Valeurs de $\mu\alpha$ pour $\theta = 0,13$	153
Tableau VIII.4 Valeurs de $\mu\alpha$ pour $\theta = 0,40$	154
Tableau VIII.5 Valeurs de $\mu\alpha$	154
Tableau VIII.6. Récapitulatif des moments fléchissent	158

Chapitre – IX –

Les équipements

Tableau. IX.1. Position du camion Bc	165
Tableau IX 2. Récapitulatif des réactions sur la pile et la culée.....	171

Chapitre – X –

Etude de la Pile

Tableau X.1. Récapitulatif des moments fléchissent et l'effort tranchant a l'ELU.....	204
Tableau X.2. Récapitulatif des moments fléchissent et l'effort tranchant a l'ELS	205

Chapitre – XI –

Etude de la Culée

Tableau. XI.1. Récapitulatif des moments fléchissent et l'effort tranchant a l'ELU.....	235
Tableau. XI.2. Récapitulatif des moments fléchissent et l'effort tranchant a l'ELS.....	235
Tableau . XI.3. Récapitulatif des moments fléchissent et l'effort normal a L'ELU.....	238
Tableau .XI.4. Récapitulatif des moments fléchissent et l'effort normal a L'ELS.....	238

Chapitre – XII –

Etude de fondation

<i>Tableau . XII.1. Caractéristique du sol.....</i>	246
<i>Tableau . XII 2. Coefficient rhéologique caractérisant le sol.....</i>	247
<i>Tableau . XII.3. Valeur des rigidités de ressorts</i>	248
<i>Tableau . XII.4. Récapitulatif des moments fléchissent, l'effort normale et effort tranchant à L'ELU</i>	249
<i>Tableau .XII.5. Récapitulatif des moments fléchissent, l'effort normale et effort tranchant à L'ELS</i>	249
<i>Tableau . XII.6. Caractéristique du sol.....</i>	254
<i>Tableau. XII.7. Valeur des rigidités de ressorts</i>	255
<i>Tableau. XII.8. Récapitulatif des moments fléchissent, l'effort normale et effort tranchant à L'ELU.....</i>	256
<i>Tableau . XII.9. Récapitulatif des moments fléchissent, l'effort normale et effort tranchant à L'ELU</i>	257

Sommaire

Chapitre – I –

Généralités

I.1. Introduction	1
I.2. But de l'étude	1
I.3. Présentation de l'ouvrage	1
I.4. Données fonctionnelles :	2
I.4.1. Le tracé en plan :	3
I.4.2. Profil en long :	3
I.4.3. Profil en travers :	4
I.5. Les données naturelles	5
I.5.1. Les données géotechniques.....	5
I.5.2. Les données hydrologiques :	5
I.5.3. Les Données climatiques :	5
I.5.4. La Température :	5
I.5.5. La Neige :	5
I.5.6 Le Vent :	6
I.5.7. Les Donnée sismologique :	6
I.5.8 Les actions d'origine naturelle :	6

Chapitre – II –

Caractéristique des Matériaux

II. Introduction :	7
II.1. BETON :	7
II.1.1. Résistance caractéristique a la compression :	7
II.1.2. La résistance à la traction :	8
II.1.3. Déformation du béton :.....	8
II.1.4. Contraintes limites à l'état limite ultime(E.L.U) :	8
II.1.5. Contraintes limites à l'état limite de service(E.L.S) :	9
II.2. Les aciers :	9
II.2.1. Les caractères mécaniques :	9

II.2.2. Contraintes limites à l'état limites ultime (E.L.U) :	10
II.2.3. Contraintes limites à l'état limite de service(E.L.S) :	10
II.3. Précontraintes :	10

Chapitre –III–

Conception et dimensionnement

III. Introduction :	12
III.1.Choix du type d'ouvrage :	12
III.2. Critères de choix du type d'ouvrage :	12
III.3. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :	12
III.4. Conception de tablier :	13
III.4.1.Variante N°1 : pont en béton précontrainte :	13
III.4.1.1. Introduction :	13
III.4.1.2. Les avantages et les inconvénients :	13
III.4.1.3.Pré dimensionnement de la poutre en béton précontraint par post tension :	14
III.4.2.Variante N02 : pont mixte :	17
III.4.2.1. Introduction :	17
III.4.2.2.Les avantages et les inconvénients.....	17
III.4.2.3.Pré-dimensionnement des éléments du tablier :	18
III.4.3.Variante N03 : pont à caisson fermé :	19
III.4.3.1. Introduction.....	19
III.4.3.2. Avantages et les inconvénients :	20
III.4.3.3.Implantation des appuis :	20
III.5.Variante retenue	22

Chapitre – IV –

Dimensionnement du tablier

IV.1. Introduction :	23
IV.2. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :	25
IV.2.1. Caractéristique géométrique de la poutre à travée :	26
IV.2.2. Caractéristique géométrique de la poutre à l'about :	29

IV.3.Conclusion.....	32
----------------------	----

Chapitre – V –
Calcul des charges et surcharges

V.1. Introduction :	33
V.2. - Charges permanentes et compléments des Charges permanentes :	33
V.2.1. Calcul des charges permanentes (CP):	33
V.2.1.1.. Les poutres:	33
V.2.1.2. La dalle :	34
V.2.2. Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :	34
V.3. Calcul des surcharges 39	
V.3.1. Les surcharges normales :	40
V3.2. Surcharge militaire	45
V.3.3. Surcharge due aux convois exceptionnels	46
V.3.4. La force de freinage	47
V.3.5. Les charge hors trafic :	47
V.4. Combinaisons des charges :	51
V.5. Conclusion	53

Chapitre – VI –
Etude de la flexion longitudinale et transversale

VI.1. Introduction.....	54
VI.2. méthode de calcul	54
VI.3. Calcul des efforts	54
VI.3.1. Etude des moments fléchissant pour les différents Chargements (pour $x=\frac{L}{2}$).....	55
VI.3.2. Etude des moments fléchissant pour les différents chargements (pour $x=L/4$).....	59
VI.3.3. Etude des moments fléchissant pour les différents chargements (pour $x=L/8$) :.....	64
VI.3.4. Etude des efforts tranchants pour les différents chargements (pour $x =0$).....	69
VI.3.5. Calcul des efforts tranchants pour les différents chargements (pour $x=L/2$).....	72
VI.3.6. Calcul des efforts tranchants pour les différents chargements (pour $x=L/4$).....	75
VI.3.7. Calcul des efforts tranchants pour les différents chargements (pour $x=L/8$)	79

VI.4.méthode de grillage des poutres et la dalle orthotrop	83
VI.4. 1. Principe de la méthode.....	83
VI.4. 2. Paramètres fondamentaux	84
VI.4. 2. 1. Calculs.....	85
VI.4 2. 2. Les coefficients de répartition transversale.....	87
VI.5 – Calcul du coefficient de répartition : $K\alpha$	84
VI.5.1. Calcul des $K\alpha$ moyens.....	92
VI.6.Calcul des moments fléchissent longitudinaux dus aux surcharges :	99
VI.7. Conclusion	101

Chapitre – VII –

Etude de la Précontrainte

VII.1 Introduction	102
VII.2 définition de la précontrainte	102
VII.2.1 Principe de la précontrainte	102
VII.2.2.Avantages et inconvénients du béton précontraint	102
VII.2.3.Modes de la précontrainte	103
VII.2.3.1 Précontrainte par pré- tension	103
VII.2.3.2 Précontrainte par post-tension	103
VII.3. Détermination de la précontrainte	105
VII.3.1 Classes de vérification	105
VII.3.2 Caractéristiques géométriques de la section médiane de poutre avec hourdis	107
VII.3.3. Calcul de la force précontrainte	108
VII.3.4 Calcul des armatures de précontrainte	109
VII.3.5 conduits	111
VII.3.6 produits d'injection utilisables	112
VII.6 Les dispositions constructives	113
VII.3.8 Vérification rapide des contraintes dans le béton	114
VII.3.9 Fuseau de passage	115
VII.3.10 Tracé individuel des câbles :	119
VII.4 les pertes de la précontrainte	123
VII.4.1 type des pertes	123

VII.5	calculs justificatifs règlementaires en section courante	140
VII.5.1	Calcul à l'E.L.S	140
VII.5.2	Ferraillage passif longitudinal	143
VII.6	Calcul de l'effort tranchant	145
VII.6.1	l'effort tranchant réduit	145
VII.6.2	Calcul de l'inclinaison du câble a l'abscisse $x=d+c+5h/6$	146
VII.6.3	Verification a l' E L S	
VII.6.4	Vérification a l' E L U	149
VII.7	Les armatures de montage	151
VII.8	Conclusion	151

Chapitre – VIII –

Etude de la dalle

V.1.	Introduction	152
V.2.	Méthode de calcul	152
V.2.	Calcul de la charge « P »	155
V.2.1	Charge permanente	155
V.2.5	Convoie exceptionnel « D240 »:	155
V.3.	calcul des moments fléchissant : ($y = 0$)	156
V.3.1.	Charge permanente :	156
V.3.5	Surcharge D240:	156
V.3.	calcul des moments fléchissant : ($y = b/2$)	157
V.3.1.	Charge Permanente	157
V.3.5	Surcharge D ₂₄₀	157
V.5.	Conclusion	158

Chapitre – IX –

Les équipements

IX.1.	Introduction	159
IX.2.	Appareils D'APPUIS	159
IX.2.1.	Calcul des réactions :	160
IX.2.1.1.	Réaction d'appuis due à la charge permanente :	160

IX.2.1.2. Réaction d'appuis due à la charge $A(l)$:	161
IX.2.1.3. Réaction d'appuis due à la surcharge B_c	164
IX.2.1.4. Réaction d'appuis due à la surcharge B_t	166
IX.2.1.5. Réaction d'appuis due à la convoie militaire M_{c120}	168
IX.2.1.6. Réaction d'appuis due à la convoi exceptionnel D_{240}	169
IX.2.1.7. Combinaison d'action a L'ELS :	171
IX.2.2. Pré dimensionnement d'appareil d'appui :	172
IX.2.2.1. Aire de l'appareil d'appui :	172
IX.2.2.2. Hauteur nette de l'élastomère :	173
IX.2.2.3 -Dimensionnement du dé d'appui :	174
IX.2.3. Distribution des efforts	174
IX.2.3.1 Vérifications nécessaires Sous charge horizontale	174
IX.2.4. Vérification des appareils d'appuis :	176
IX.2.4.1. Vérification à la distorsion :	176
IX.2.4.2. Vérification de la forme des contraintes de cisaillement :	177
IX.2.4.3. Condition de non glissement :	178
IX.2.5-Ferraillage de dé d'appui:	179
IX.3. Joint de chaussée	180
IX.3.1 Définition	180
IX.3.2 Calcul des joints :	181
IX.4. Conclusion	183

Chapitre – X –

Etude de la Pile

X.1. Introduction	184
X.2. La stabilité de l'ensemble de la pile	184
X.3. Calcul de la pile :	185
X.3.1. Calcul du chevron :	185
X.3.1.1 Flexion simple	185
X.4 Détermination de la réaction R_i :	185
X.5. Calcule des moments fléchissent et les efforts tranchant	204
X.6. Ferraillage :	205
X.6.1. Ferraillage en travée	205

X.6.2 Ferrailage en appuis :	206
X.7. Calcul des fûts :	207
X.7.1. Vérification au flambement :	207
X.7.3. en exploitation:	213
X . 8. Ferrailage du fut	214
X.9. Conclusion	214

Chapitre – XI –

Etude de la Culée

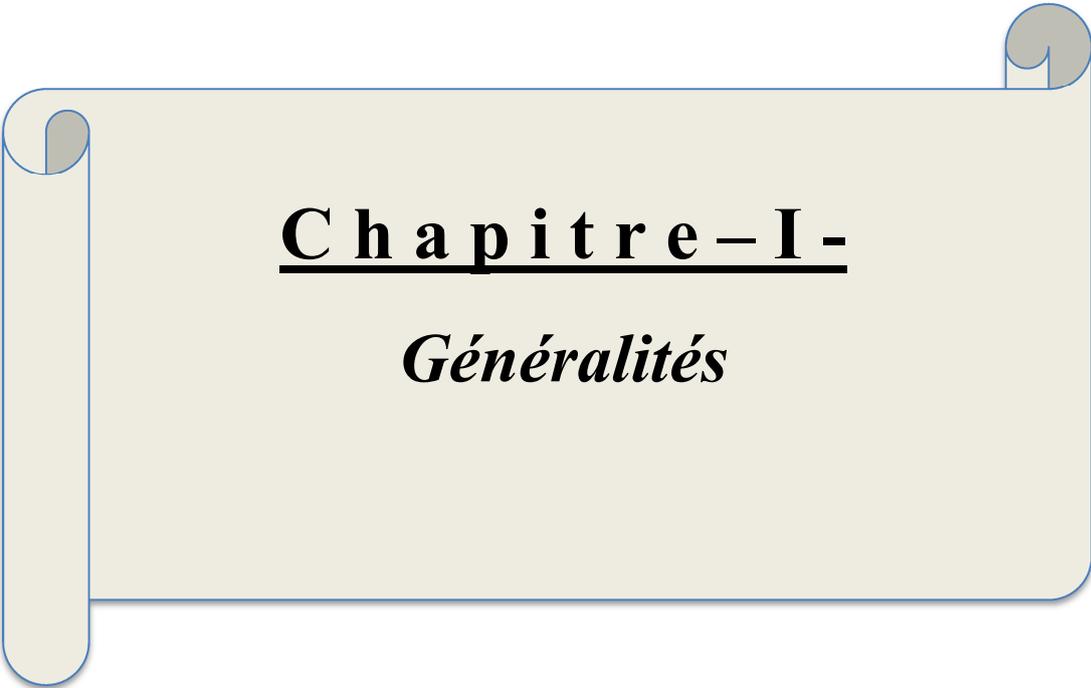
XI.1. Introduction	215
XI .2 Fonction de la culée	215
XI .3 Les éléments de la culée	216
XI.4 Dimensionnement des éléments de la culée	217
XI.5. Ferrailage des éléments de la culée :	218
XI.5.1. Le mur garde grève :	218
XI .5.2. Calcul de la dalle de transition:	222
XI.5.3. Mur en retour :	224
XI.6. CALCUL DU CHEVETRE	226
XI.6.1 Flexion simple	226
XI.6.1.1. Détermination de la réaction R_i : (d'après le chapitre 9)	234
XI.7. calcule des moments fléchissent et les efforts tranchant :	236
XI.8. Ferrailage :	236
XI.8.1 Ferrailage en travée :	236
XI.8.2 Ferrailage en appuis	236
XI.9. Calcule des voiles porteurs :	237
XI.9.1. Calcule des forces de poussée sur le fut	237
XI .10. Ferrailage du fut	238
XI.11. Conclusion	239

Chapitre – XII –

Etude de fondation

XII.1. Introduction	240
XII.2. différent type de fondation	240
XII.3. Calcul des fondations de la pile	241

XII.3.1. Etude de la semelle :	242
XII.3.1.1 Ferrailage de la semelle :	244
XII.3.2. Calcul du pieu :	245
XII.3.2.1 Ferrailage	249
XII.4. Calcul des fondations de la culée.....	250
XII.4.1. Etude de la semelle :	251
XII.4.1.1 Ferrailage de la semelle :	253
XII.4.2. Calcul du pieu :	254
XII.4.2.1 Ferrailage :	257
XII.5. Conclusion :	258



Chapitre – I –

Généralités

I.1. introduction :

Les ponts sont des constructions réalisées par l'homme pour franchir un obstacle ou un espace vide (vallée, cours d'eau, etc.) entre deux points. Il existe de nombreux types de ponts en fonction de leur utilisation et de leur époque de construction.

A quoi les ponts servent-ils ?

Les ponts permettent d'enjamber des rivières et des vallées. Ils servent le plus souvent au **passage de voies ferrées ou de routes**. Ils facilitent les déplacements et diminuent la durée des trajets en évitant de longs détours. Sur le réseau routier, un pont peut être construit pour éviter un carrefour surchargé.

Un pont peut également servir au passage de l'eau : il s'agit alors d'un aqueduc. Les Romains en construisaient pour alimenter les thermes et fontaines de leurs cités. Les ponts-canaux permettent de faire passer une voie d'eau au-dessus d'un obstacle. Un viaduc est un pont routier ou ferroviaire généralement très élevé, construit au-dessus de la vallée ou de la rivière qu'il franchit. Le viaduc autoroutier de Millau, qui relie Clermont-Ferrand à Béziers, est d'ailleurs le plus haut pont suspendu à haubans du monde (le point culminant de l'ouvrage culmine à 343 m de hauteur). La conception d'un pont consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposée, en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

Possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré dimensionnements et de leurs sujétions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela, le concepteur est invité à ordonner tous les recueils dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui repend à toutes les sujétions.

I.2. But de l'étude :

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un pont isostatique en béton précontrainte dans l'autoroute est- ouest a **H'madna** wilaya de **Relizane**.

Nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont.

I.3. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui a fait l'objectif de notre étude consiste à concevoir et à calculer un pont routier qui rentre dans le cadre du projet de l'autoroute Est-Ouest reliant Oued Rhiou et Mazouna K27+470 de longueur 63.60m.

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir des services à des usagers, on distingue :

- 1) Les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.
- 2) Les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble.



Figure : I.1. Situation de l'ouvrage.

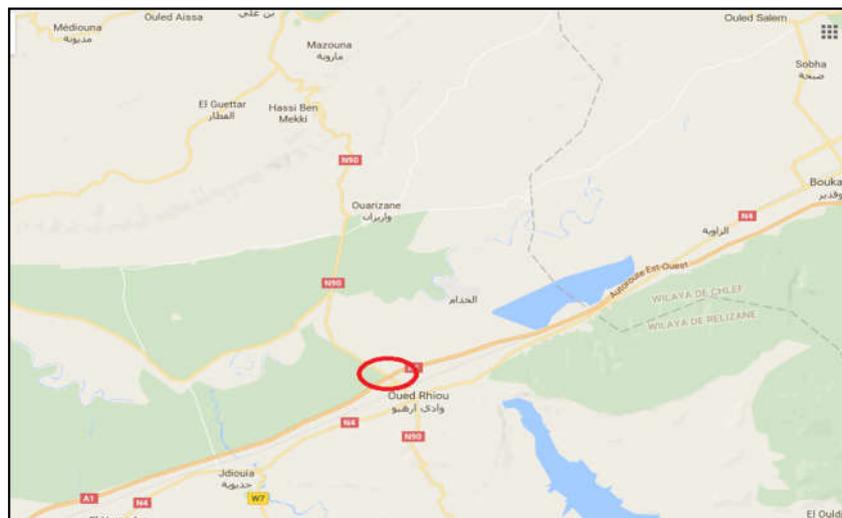


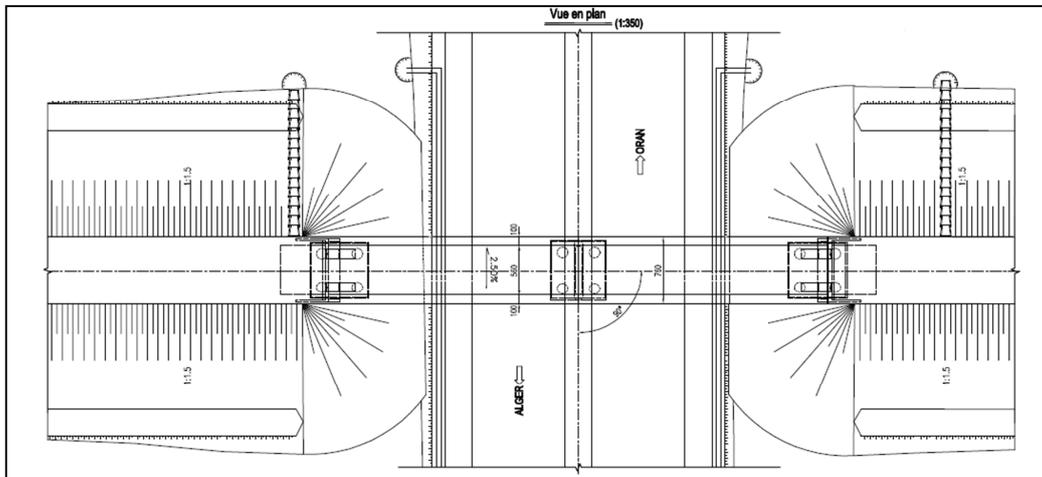
Figure : I.2. Situation de l'ouvrage sur carte.

I.4. Données fonctionnelles :

Les caractéristiques fonctionnelles de la portée sont le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

I.4.1. Le tracé en plan :

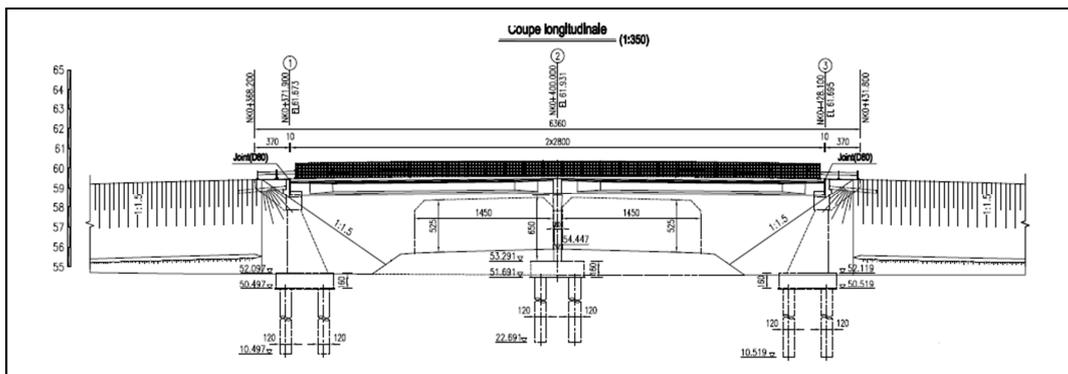
Vu que l'axe de l'ouvrage forme un angle de 90° avec l'axe de l'autoroute.



☞ *Figure : I.3. Vue en plan.*

I.4.2. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles, Il présente une longueur de 63.60 m.



☞ *Figure: I.4. Coupe longitudinale*

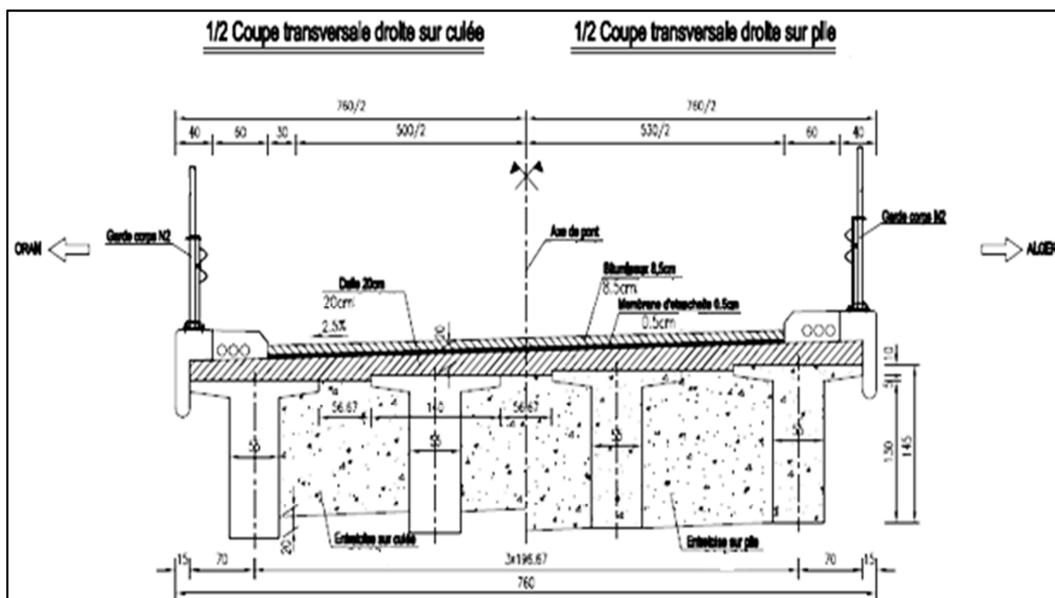
I.4.3. Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

Largeur roulable : $L_r = 5,60\text{m}$

- ▀ Nombres de travées : 2 travées.
- ▀ Nombre de voie de circulation : 2 voies de 2,8m.
- ▀ Dévers unique de 2,5%.
- ▀ Largeur totale : 7.6m. Longueur totale : 63 ,60m.



☞ *Figure: I.5.* Coupe transversale.

La construction est vérifiée d'après les exigences et la recommandation de BAEL91, BPEL91 et du fascicule 61 TITRE II pour les surcharges roulantes.

Les surcharges considérées sont :

- ▀ Surcharge A ;
- ▀ Surcharge B ;
- ▀ Convoi militaire M120 ;
- ▀ Convoi exceptionnel D240.

I.5. Les données naturelles :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

Dans le domaine des ouvrages d'art ou de la construction en général, le risque le plus grave est celui de l'insuffisance des études géotechniques liée souvent à l'acceptation des variantes dont la position des appuis, de ce fait il faut augmenter les marges de sécurité qu'induit une augmentation du prix.

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

I.5.1. Les données géotechniques :

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

Non seulement elles conditionnent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations les plus complètes possibles sur le niveau de la nappe et le niveau possible de fondation.

La connaissance du niveau de la nappe est un des éléments qui lui permettra de choisir le type d'ouvrage et de fondation des appuis, ainsi que les procédés d'exécution de ces fondations.

I.5.2. Les données hydrologiques :

Catégorie de pont : classe 2.

Zonage météorologique : zone B :(tempéré ou sec).

Humidité d'environnement : $\rho_h=45\%$.

I.5.3. Les Données climatiques :**I.5.4. La Température :**

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

I.5.5. La Neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans les calculs des ponts mais ils peuvent intervenir dans quelque cas particulier .

I.5.6 Le Vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par l'actuel règlement des charges.

I.5.7. Les Donnée sismologique :

Un séisme et une succession de déplacement rapides imposés à la fondation d'un ouvrage on l'appelle aussi accélération à la base. Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

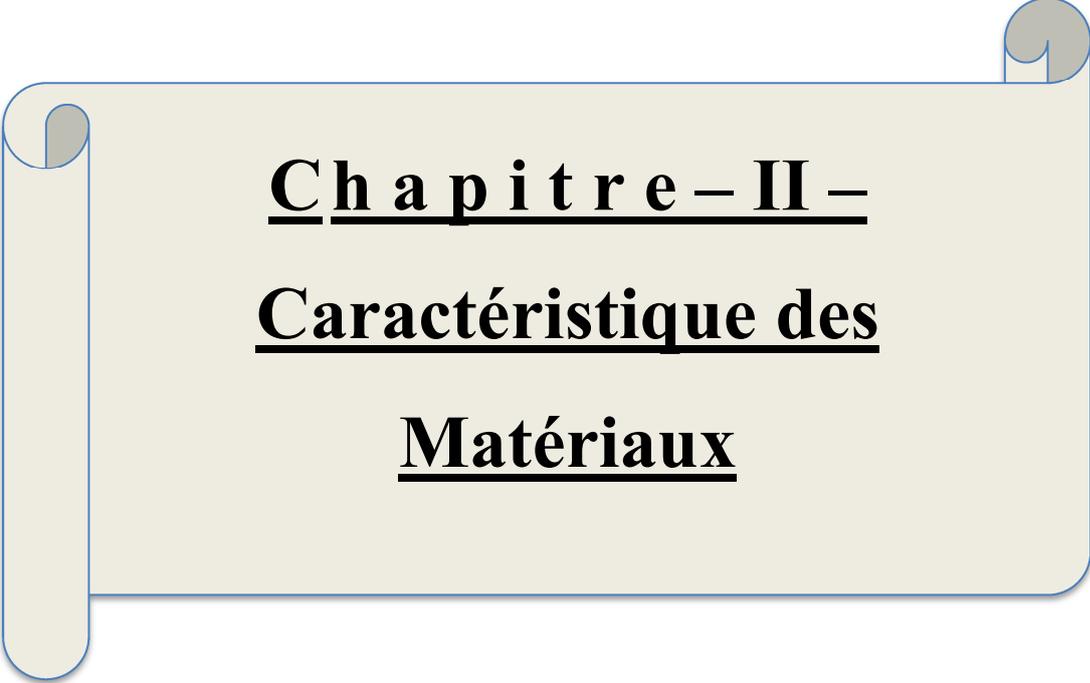
Notre ouvrage se situe dans la wilaya de **RELIZANE** elle est classée par le règlement parasismique Algérien (RPA99/Version 2003) en **Zone IIA**.

I.5.8 Les actions d'origine naturelle :

Les actions liées à certains phénomènes physiques naturels comme le vent, la température, la neige et les séismes. Ces actions sont introduites dans les calculs avec des valeurs nominales fixées par des textes normatifs ou réglementaires.

Les actions dues à l'eau se manifestent de multiples manières. Les phénomènes les plus couramment rencontrés sont :

- ▀ La pression hydrostatique ;
- ▀ La poussée hydrodynamique du courant ;
- ▀ l'action abrasive du courant ;
- ▀ L'affouillement général des rivières et local autour des piles de ponts.



Ch a p i t r e – II –
Caractéristique des
Matériaux

II. Introduction :

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

II.1. BETON :

Le béton contient le ciment, sable, le gravier, l'eau et éventuellement les adjuvants. Il est le matériau le plus utilisé dans le domaine de bâtiment et travaux publics.

La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre. Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui de béton armé sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Le dosage du ciment pour le B.P est de l'ordre de 400 à 450 kg/m³ et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m³.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{cj28} .

Poids volumiques du béton armé : $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

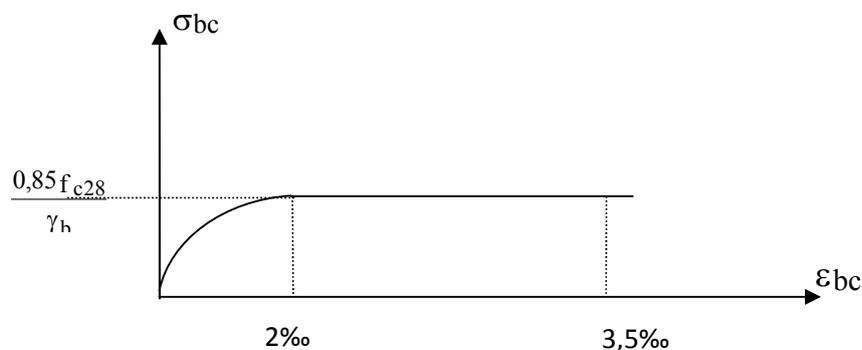
II.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

Pour notre ouvrage, le béton utilisé est le RN27 et le RN35 leur résistance caractéristique à la compression à 28 jours est :

- Poutres en T précontraintes préfabriquées, pieux de fondation : Béton RN35 ;
- Tablier en béton armé coulé en place et bossages d'appui : Béton RN35 ;
- Culées, piles, chevêtres, semelles et dalles de transition : Béton RN27 ;
- Barrières et supports de barrières, trottoir et autres éléments : Béton RN27.

Pour un béton âgé de moins de 28 jours on utilise la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{J}{4,76 + 0,83J} \times f_{c28}$$



☞ **Figure : II.1.** Diagramme contraintes déformations du béton à ELU.

II.1.2. La résistance à la traction :

Les bétons en générale caractérisé par leur résistance à la compression $c f$ mais leur résistance à la traction $t f$ joue aussi un rôle très important dans leur comportement mécaniques : C'est le cas en particulier pour tout ce qui concerne l'adhérence.

Les règles BAEL et BPEL donnent les relations suivantes.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj}$$

II.1.3. Déformation du béton :

a) Déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantanée de béton E_{ij} est égal :

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

Le module de déformation longitudinale différée est égal :

$$E_{vj} = 1/3 \times E_{ij} = 3700 f_{cj}^{1/3}.$$

b) Déformation transversale :

Le coefficient de poisson ν est pris égal à :

$$\nu = \Delta L / \Delta d.$$

$\nu = 0$ zone non fissurée.

$\nu = 0.2$ zone fissurée.

II.1.4. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

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

Avec : γ_b : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_b = 1,5$ cas général

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentelles

θ : est le coefficient d'application des charges.

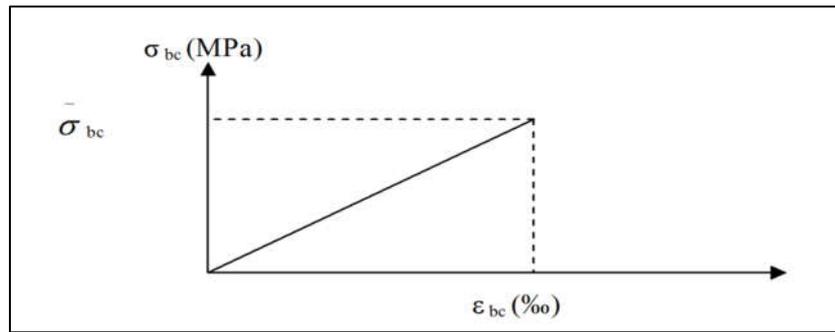
$\theta = 1$ si la durée est $> 24h$

$\theta = 0,9$ si : $1h \leq \text{la durée} \leq 24h$

$\theta = 0,85$ si la durée $\leq 1h$.

II.1.5. Contraintes limites à l'état limite de service(E.L.S) :

$\bar{\sigma}_{bc}=0,6f_{cj}$



☞ *Figure : II.2. Diagramme contraintes déformations du béton a ELS.*

II.2. les aciers :

L'acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, les aciers utilisés en B.A sont les aciers de nuance mi-dure (0,25 à 0,40‰ de carbone).

L'acier a un poids volumique : $\gamma_{acier}=78\text{KN/m}^3$.

II.2.1. Les caractères mécaniques :

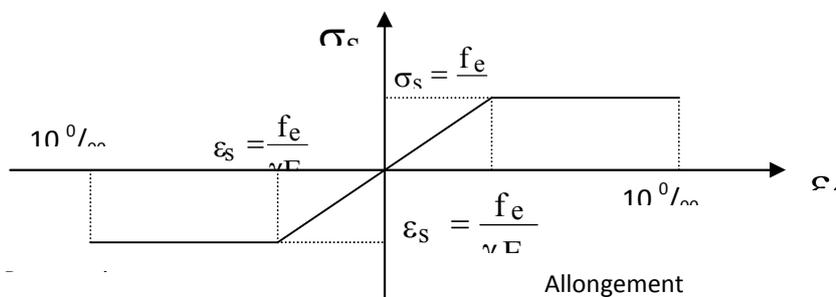
Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par f_e , longitudinale $E_s=2.10^5[\text{MPa}]$.

Barre lisse :

- ◆ Aciers de nuance FeE235, correspondant à NF A35-015 limite élastique $f_e=235\text{MPa}$;
- ◆ Acier tors : aciers de nuance Fe_E500-3 , correspondant à NF A35-016, limite élastique $f_e=500\text{MPa}$.

Treillis soudé :

- ◆ Acier de nuance Fe_E500-2 correspondant à NF 35-016 et à NF 35-019, limite élastique $f_e=500\text{MPa}$;
- ◆ Tôle et profilé d'acier : correspondants aux normes et réglementations en vigueur.



☞ *Figure : II.3. Diagramme contraintes déformations.*

II.2.2. Contraintes limites à l'état limites ultime (E.L.U) :

Si $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_e \rightarrow \bar{\sigma}_s = E_s \cdot \epsilon_s$

Si $\epsilon_e \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰} \rightarrow \bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$

ϵ_e est pris égale $f_e / \gamma_s \cdot E_s$ a ce qui donne par exemple pour un acier FeE500 $\epsilon_e = 1,74\text{‰}$.

II.2.3. Contraintes limites à l'état limite de service(E.L.S) :

Formules	Types de fissuration
$\bar{\sigma}_s = f_e$	Fissuration peu préjudiciable
$\bar{\sigma}_s = \inf \{ 2/3 f_e ; 110 (\eta_{ft28})^{1/2} \}$	Fissuration préjudiciable
$\bar{\sigma}_s = \inf \{ 1/2 f_e ; 90 (\eta_{ft28})^{1/2} \}$	Fissuration très préjudiciable

☞ **Tableau : II.1.** Les formules des types de fissuration a l'état limite de service.

η : Est le coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour les aciers RL ;

$\eta = 1,6$ Pour les aciers HA ($\Phi \geq 6\text{mm}$) ;

$\eta = 1,3$ Pour les aciers HA ($\Phi < 6\text{mm}$).

Module d'Elasticité de l'Acier :

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$.

II.3. Précontraintes :

Les qualités du précontrainte sont :

- ▀ Une très bonne résistance à la compression à court terme et à long terme ;
- ▀ Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement à l'eau séléniteuse ;
- ▀ Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible ;
- ▀ Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi bonne que possible.

Les torons utilisés dans ce projet sont T15 super TBR.

Ces torons de précontrainte sont conformes aux normes européennes est : NORME EN 10138 /6-79).

- ▀ Résistance ultime $f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$.
- ▀ Limite élastique $f_{peg} = 1660 \text{ Mpa}$.
- ▀ Module d'élasticité $E = 195000 \text{ Mpa}$.
- ▀ Section droite d'un toron $A_p = 139 \text{ mm}^2$.

Les torons de précontrainte sont une très basse relaxation TBR, avec les caractéristiques suivantes :

- Relaxation a 1000h= 3,5%.
- $\mu_o = 0,43$.
- Relaxation à 1000h : $\rho_{1000} = 2,5 \%$.
- Diamètre de la gaine $\varnothing = 8,1$ cm.



Chapitre –III–
Conception et
dimensionnement

III. Introduction :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles (qui sont l'ensemble des éléments de son environnement), et fonctionnelles imposées (qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement).

L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur expérimenté et imaginatif, possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré dimensionnement et de leurs sujétions d'exécution, et capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solutions à la fois économique et originales lorsque se posent des problèmes de complexité inhabituelle.

III.1.Choix du type d'ouvrage :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de Satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

III.2. Critères de choix du type d'ouvrage :

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais tout d'abord nous signalons la diversité des ponts .leur classement est réalisé de la manière suivant :

- Selon la voie portée : pont (route, rails).
- Selon l'obstacle à franchir.
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon la disposition en plan : droit, biais, courbes.
- Selon leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.

III.3. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

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

III.4. Conception de tablier :

Nous proposons trois variantes suivantes :

- Variante 1 : pont en béton précontraint
- Variante 2 : pont mixte
- Variante 3 : pont à caisson fermé

III.4.1. Variante N°1 : pont en béton précontraint :

III.4.1.1. Introduction :

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

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

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

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

III.4.1.2. Les avantages et les inconvénients :

a) Les avantages :

Les avantages qu'offre ce type d'ouvrage sont liés pratiquement à la préfabrication :

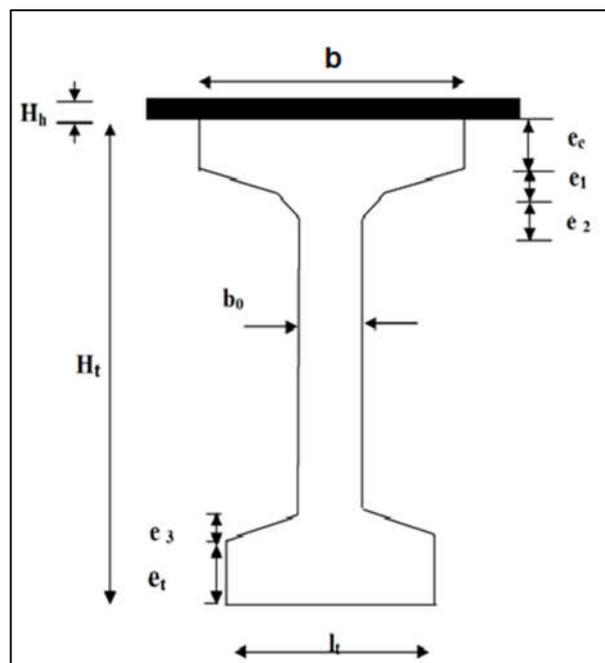
- Tout d'abord, le béton coulé en atelier ou sur le chantier à poste fixe est en général de meilleure qualité que celui qui est mis en place sur échafaudage, les conditions de contrôle sont beaucoup plus faciles. Dans le cas exceptionnel où la valeur souhaitée de la résistance de béton à 28 jours n'est pas atteinte, il est facile de rejeter l'élément préfabriqué, alors qu'une structure coulée en place exigerait une démolition ou renforcement coûteux.
- En seconde lieu, les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois, et sont donc mieux amortis, l'on également disposer d'un équipement fixe de vibration.
- De plus, la préfabrication permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant souvent le fonctionnement du chantier, et de raccourcir notablement le délai de réalisation de l'ouvrage.
- Ils sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une 30 m en précontrainte par pré-tension et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par poste tension.

- Une durabilité certaine, confirmée par les statistiques de cas pathologiques enregistrés sur les ponts. Les désordres sont très rares dans les ouvrages de ce type, d’après ce qui constaté, ils étaient le plus souvent dus à des défauts d’exécution plutôt qu’à une mauvaise conception.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.

b) Les inconvénients :

- Le principal inconvénient des suites de travées indépendantes provient de la présence d’un joint de chaussée au-dessus de chaque appui (inconfort, risques de dégradations, pénétration d’eau, etc...).
- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.

III.4.1.3. Pré dimensionnement de la poutre en béton précontraint par post tension :



☞Figure : III-1. Coupe transversale de la poutre section I.

a) La poutre :

▀ L’espacement(λ) :

$$1,5 \leq \lambda \leq 2,5$$

On prend $\lambda=2m$.

▀ **Nombres des poutres (N):**

$$N = (L_a / \lambda) + 1$$

$$L_a = 5.9 \text{ m}$$

$$N = (5.9/2) + 1 = 4$$

N = 4 poutres.

▀ **Hauteur des poutres :**

On considère généralement que l'élançement optimal L/h se situe entre 17 et 22.

Avec :

L : est la portée d'une travée

h : est la hauteur totale de tablier

$$L/22 \leq h_P \leq L/17$$

$$\text{Avec : } L = 28 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 1,27 \leq h_P \leq 1,65 \text{ m}$$

On prend : $h_P = 1,45 \text{ m}$.

▀ **Largeur du talon (L_t) :**

$$50 \leq L_t \leq 80 \text{ cm}$$

On prend $L_t = 55 \text{ cm}$.

▀ **Epaisseur du talon (e_t) :**

On prend : $e_t = 20 \text{ cm}$.

▀ **La largeur de la table de compression(b) :**

La largeur de la table de compression est donnée par :

$$0,6 h_P \leq b \leq 0,7 h_P$$

$$\text{Avec : } h_P = 1,45 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 0,87 \leq b \leq 1,015 \text{ m}$$

Les poutres ont la forme T et l'espacement entre leurs axes est de 1,96m on prend $b = 1,4 \text{ m}$.

▀ **Epaisseur de la table de compression (e_c) :**

$$10 \leq e_c \leq 15 \text{ cm}$$

On prend $e_c = 10 \text{ cm}$.

▀ **Epaisseur de l'âme en travée (b_0) :**

Epaisseur de l'âme est variée entre 0,15 et 0,25m

$$0,15 \leq b_0 \leq 0,25 \text{ m}$$

On prend $b_0 = 20 \text{ cm}$.

► **Épaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b_0) :**

L'épaisseur de l'âme a about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour permettre bien l'emplacement dès l'encrage des câbles de précontraints ;

Donc : $0,4 \leq b_0 \leq 0,5$ m

On prend :

$b_0 = 0,55$ m pour la section d'about.

► **Goussets :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints ;

L'angle est varié entre 45° et 60° .

► **Gousset de la table de compression :**

Mi travée : $\alpha_1 = 6,7^\circ$ donc $e_1 = 5$ cm.

$\alpha_2 = 29,74^\circ$ donc $e_2 = 10$ cm.

About : $\alpha_3 = 6,7^\circ$ donc $e_3 = 5$ cm.

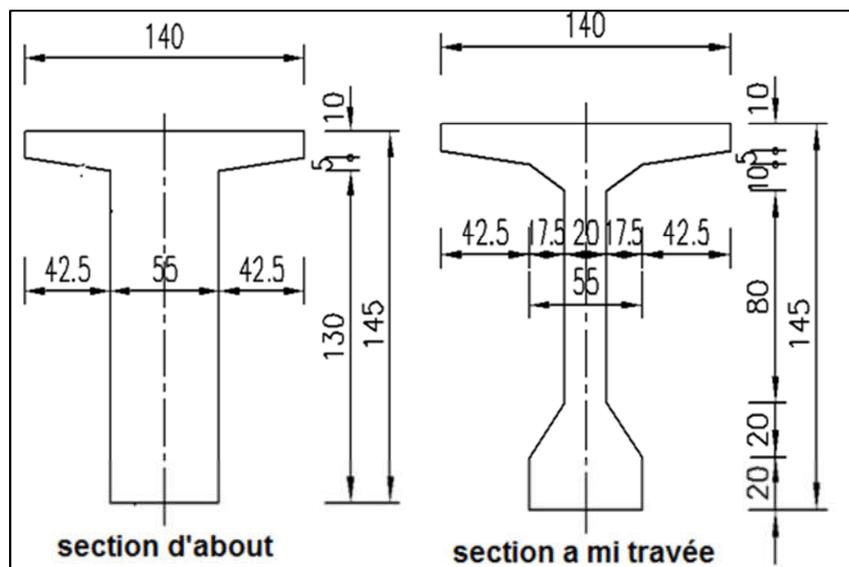
► **Gousset du talon :**

Mi travée : $\alpha_4 = 48,81^\circ$ donc $e_4 = 20$ cm.

b) Hourdis (la dalle) h_0 :

On général : $20 \leq h_0 \leq 30$ cm.

Dans ce cas on fixe : $h_0 = 20$ cm.



☞ *Figure : III.2. Section des poutres*

III.4.2.Variante N02 : pont mixte :**III.4.2.1. Introduction :**

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

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

III.4.2.2.Les avantages et les inconvénients :**a) Les avantages :**

- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution.
- La rapidité d'exécution globale (diminution des coûts).
- Le peu d'échafaudage nécessaire.
- La précision dimensionnelle des structures.
- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté et la franchise des solutions adoptées.
- Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines.
- Le coût de la main d'œuvre est optimal que dans les procédés concurrents (B.P).
- Des possibilités d'extension et de réparation.
- Pour des ouvrages délicats de réaliser sur place (manque d'ouvrier spécialisé, de béton de qualité).

b) Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum.
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.

- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
- Une surveillance avec visite périodique.

III.4.2.3. Pré-dimensionnement des éléments du tablier :

a) La poutre :

▀ Le nombre des poutres

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement

$$N = L_a / d$$

L_a : est la largeur du tablier égale à 13,5m.

On fixe l'espacement : $d = 2,7\text{m}$

$$N = 13,5 / 2,7 = 5$$

On prend : $N = 5$ poutres

▀ La hauteur de poutres :

La hauteur de la poutre est déterminée par le rapport : $L/30$

Avec : $L = 119,8\text{m}$.

Donc : $H = 119,8 / 30 = 4$

On prendre : $H = 4\text{ m}$.

▀ Epaisseur de l'âme des poutres :

Pour déterminer l'épaisseur de l'âme de la poutre il faut respecter les quatre conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- Fatigue.

▀ L'épaisseur à mi travée : $e = 35\text{mm}$.

▀ L'épaisseur sur appui : $e = 40\text{mm}$.

▀ La largeur et épaisseur de la Semelles (L_s, e_s):

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- ✓ De résistance.
- ✓ D'instabilité.

▀ Semelle supérieure en travée:

$$200\text{mm} \leq L_s \leq 500\text{mm}.$$

$$20\text{mm} \leq e_s \leq 50\text{mm}.$$

Donc on prendre : $L_s = 500\text{mm}$

$$e_s = 40\text{mm}$$

▀ Semelle inférieure en travée :

$$300\text{mm} \leq L_i \leq 600\text{mm}.$$

$20\text{mm} \leq e_i \leq 50\text{mm}$.

Donc on prendre: $L_i = 600\text{mm}$

$e_i = 50\text{mm}$

▀ **Semelle supérieure sur appui :**

$400\text{mm} \leq L_s \leq 900\text{mm}$.

$20\text{mm} \leq e_s \leq 40\text{mm}$.

Donc on prendre: $L_s = 500\text{mm}$

$e_s = 40\text{mm}$

▀ **Semelle inférieure sur appui :**

$400\text{mm} \leq L_i \leq 900\text{mm}$.

$30\text{mm} \leq e_i \leq 60\text{mm}$.

Donc on prendre: $L_i = 600\text{mm}$

$e_i = 50\text{mm}$

▀ **Hourdis (la dalle) h_0 :**

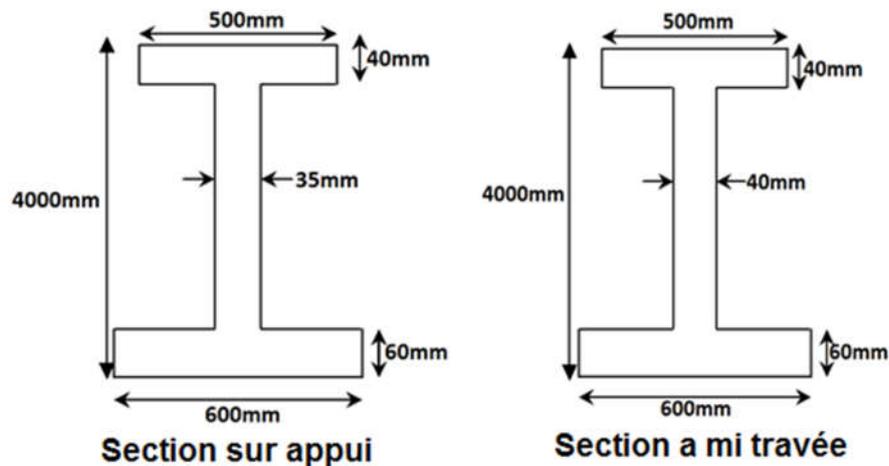
On général $20 \leq h_0 \leq 30\text{cm}$.

Dans ce cas on fixe : $h_0 = 20\text{cm}$.

▀ **Prédalle :**

On prend : $h_0 = 45\text{cm}$.

$L = 1,1\text{m}$.



☞ *Figure III.3. La section des poutres.*

III.4.3. Variante N03 : pont à caisson fermé :

III.4.3.1. Introduction

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

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

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 50 à 60 ou 70 m.

Dans notre ouvrage on prend la **hauteur constante**.

III.4.3.2. Avantages et les inconvénients :

▀ Les avantages

- La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue.
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique.
- La portée de ce type de pont est plus grande.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.

▀ Les inconvénients

- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.

III.4.3.3. Implantation des appuis :

Pour cette variante, il y a quatre travées de longueur de **L= 28,1 m**.

▀ Largeur de la nervure de l'intrados (Li)

L_t : La largeur de tablier égale à 13,25m

$$L_i = \frac{L_t}{2} = \frac{13,25}{2} = 6,625 \text{ m. Donc } :L_i=6,625\text{m.}$$

▀ La hauteur de voussoir (H)

L : la longueur de travers égale à 28,1 m

$$H = \frac{L}{30} = \frac{28,1}{30} = 0,9367 \text{ m, } H=1\text{m.}$$

▀ Largeur de l'encorbellement (E)

$$E = \frac{L_t - L_i}{2} = \frac{13,25 - 6,625}{2} = 3,3125 \text{ m.}$$

$E=3,3125\text{m.}$

- **Voussoir courant**

▀ Hourdis supérieur

$$\frac{L_i}{30} \leq e_s \leq \frac{L_i}{25}$$

On prend : $e_s = 25\text{cm}$;

– **Hourdis inférieur**

$$18 \leq e_i \leq 3\phi$$

On prend : sur pile : $e_i = 40\text{ cm}$

à mi- travée : $e_i = 25\text{ cm}$

– **Epaisseur des âmes**

Pour les portées inférieures à 50 m

On prend : $e_a = 35\text{ cm}$

– **Voussoir sur pile**

C'est un voussoir plein d'une ouverture de 1 m de largeur et de 0,50 m de hauteur.

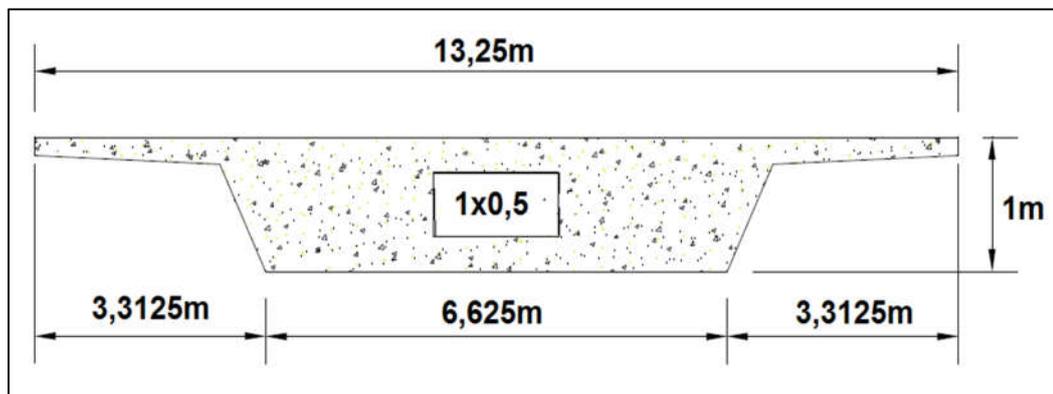
▀ **La longueur des voussoirs**

On prend : 6,625 m pour les voussoirs courants.

2,5 m pour le voussoir sur pile.

▀ **Nombre de voussoirs**

$n = 9$ voussoirs



☞ *Figure : III.4. Coupe transversale de voussoir sur pile*

Analyse multicritères :

Pour cette analyse nous résumerons notre étude de variantes en quatre points importants :

- Economie
- Entretien
- Esthétique
- Exécution

	Pont mixte	Pont en béton précontrainte	pont à caisson fermé
Economie	-	+	+
Entretien	-	+	+
Esthétique	+	+	+
Exécution	+	+	-

+ : Favorable.

- : Peu favorable.

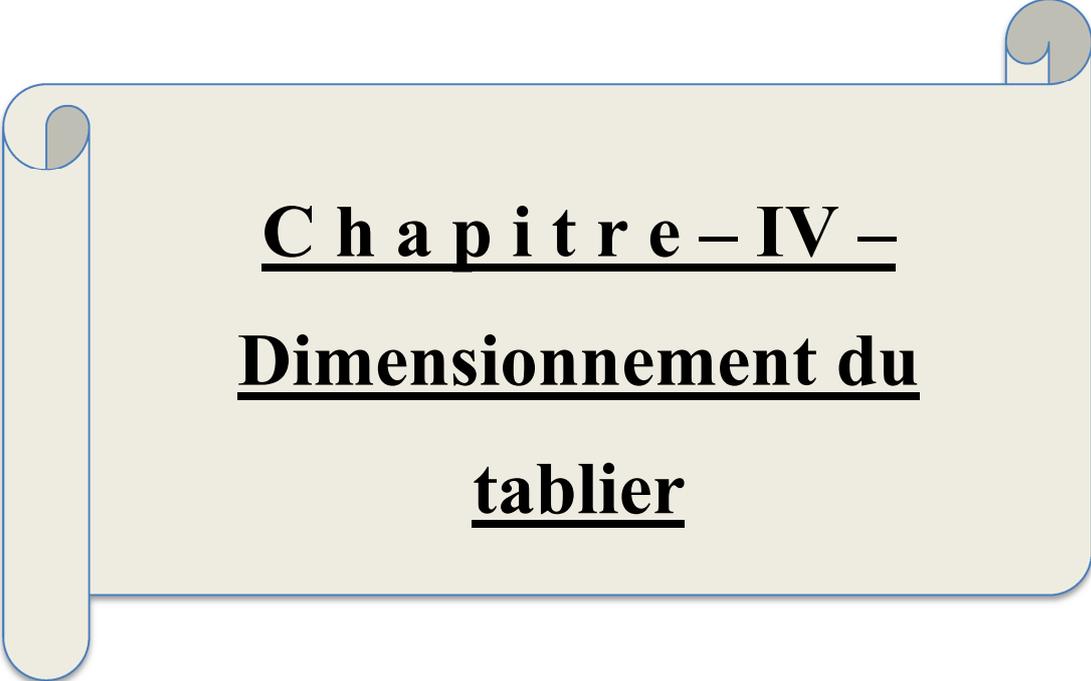
☞ *Tableau : III.1. Analyse multicritères.*

III.5.Variante retenue :

Vu les avantages que présente le béton précontraint, mon choix s’est porté sur un pont à poutres en béton précontraint.

La précontrainte par pré tension est un procédé industriel, dont les éléments réalisés par ce procédé sont transportés sur site, vu la distance de l’atelier de préfabrication au site, l’état dégradé des routes et la géométrie souvent sinueuse, ce procédé n’a pas été choisi car les contraintes et les inconvénients liés au transport de ces poutres préfabriquées sont multiples et il y a risque d’apparition de fissure ou éclatement du béton.

Pour cela on a choisi la précontrainte par post tension qui est surtout utilisée pour des poutres de grandes portée.



Chapitre – IV –
Dimensionnement du
tablier

IV.1.Introduction :

Les équipements d'un ouvrage d'art jouent un rôle très important et fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage .tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

Ces équipements sont représentés par leur poids, ils sont un des éléments de dimensionnement et du calcul de la structure.

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements.

- Etanchéité.
- La couche de roulement.
- Les trottoirs.
- Les corniches.
- Les dispositions retenues.

■ Etanchéité :

C'est une couche imperméable disposée sur la surface supérieure de la dalle pour protéger les armatures passives et actives vis-à-vis d'une corrosion accélérée, et est nécessaire de disposer une chape d'étanchéité sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts. Cette équipement joue un rôle très important à cause de sa fonction.

Le choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques.).

Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes :

- L'adhérence au tablier.
- La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage).
- La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement.
- La durabilité.

■ La couche de roulement :

La couche de roulement doit, sur ouvrage d'art comme en section courante, présenter un bon confort et offrir de bonne caractéristique antidérapante (l'adhérence entre le pneu et la chaussée) pour assurer la sécurité des usagers.

Généralement cette couche est composée par un tapé d'enrobés tel que l'épaisseur est variée entre 5 et 10cm.

Dans notre projet on prendra 7 cm pour la couche de roulement.

▀ Les corniches :

Les corniches sont situées sur la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent la ligne de l'ouvrage.

Le rôle essentiel de la corniche c'est esthétique aussi d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

Il y a plusieurs catégories de corniches :

- Les corniches en béton coulé en place.
- Les corniches en béton préfabriqué.
- Les corniches métalliques.

Dans notre projet on prendra une corniche de 20 cm de largeur et 75 cm de hauteur.

▀ Les garde-corps :

Les garde-corps sont retenue pour protégées les piétons ; et aussi on point de vue d'esthétique surtout dans les zones urbaines : les garde-corps sont renforcé parait difficile à mettre au point et ne semble pouvoir au plus retenir que des voitures légers dans des conditions relativement favorables.

Ils sont classés en trois catégories les suivantes

- Les garde-corps de type **S**.
- Les garde-corps de type **I**.
- Les garde-corps de type **U**.

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante :

$$0,95 + 0,005 \cdot H + 0,05 \quad \text{m}$$

Avec un maximum de 1,20 m.

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eaux franchies par l'ouvrage.

Dans notre projet H = 6.5m

Donc la hauteur du garde-corps égale à 1,0325 m

On prend la hauteur de garde-corps **1,10m**

▀ Les glissières de sécurités :

Le rôle de ces glissières est de démunie les conséquences des accédant de la route, tel qu'elles sont aidées les véhicules pour le freinage.

Elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes mais seuls les véhicules légers.

Elles sont classées en trois catégories les suivantes :

- Les glissières rigides.
- Les glissières souples.
- Les glissières élastiques.

▀ **Assainissement :**

D'un point de vue esthétique, les descentes d'eau doivent être aussi discrètes que possible, notamment dans se cas ouvrage urbains lorsque ces descentes doivent être évitées, il est également possible de recourir à des corniches caniveaux ou de recueillir les eaux dans un collecteur sur ouvrage.

IV.2.Determination des caractéristiques géométriques de la poutre :

Notation :

Δ) : L'axe pris au niveau de la fibre inférieur extrême.

B_j : Aire de la section (j).

Z_j : Position du (c.d.g) de la section (j) par rapport à l'axe (Δ).

y_j : La position du centre de gravité (c.d.g) de la poutre est donnée par : $Y_g = \frac{\sum B_j y_j}{\sum B_j}$

S/Δ) : moment statique.

V : Distance séparant le centre de gravité de la fibre inférieure $v = h - v'$

V : Distance séparant le centre de gravité de la fibre supérieure $v' = (S/\Delta) / B$.

I_o : Moment d'inertie propre de la section (j)

– pour une section triangulaire : $I_o = bh^3/36$

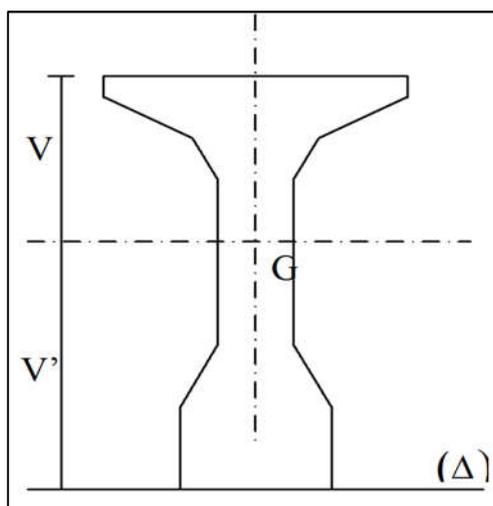
– pour section rectangulaire : $I_o = bh^3/12$

B : c'est la section de la poutre $B = \sum B_j$

B (nette) = B (brute) - 5% B (brute)

S/Δ (nette) = S/Δ (brute) - 5% S/Δ (brute)

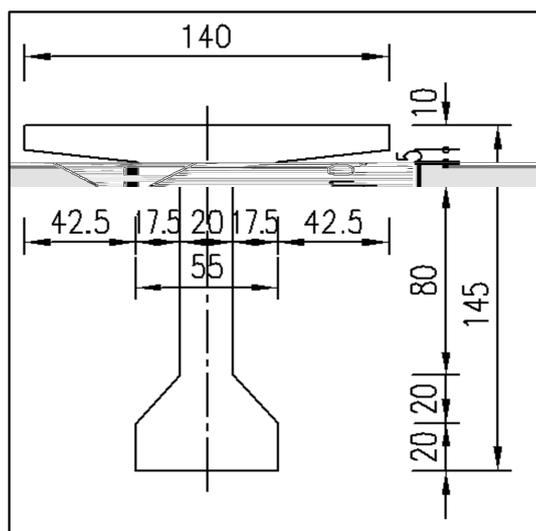
I/Δ (nette) = I/Δ (brute) - 10% I/Δ (brute)



☞ *Figure : IV.1. Notations utilisées.*

IV.2.1. Caractéristique géométrique de la poutre à travée :

a) la poutre seule :

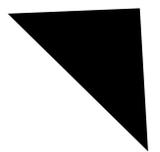
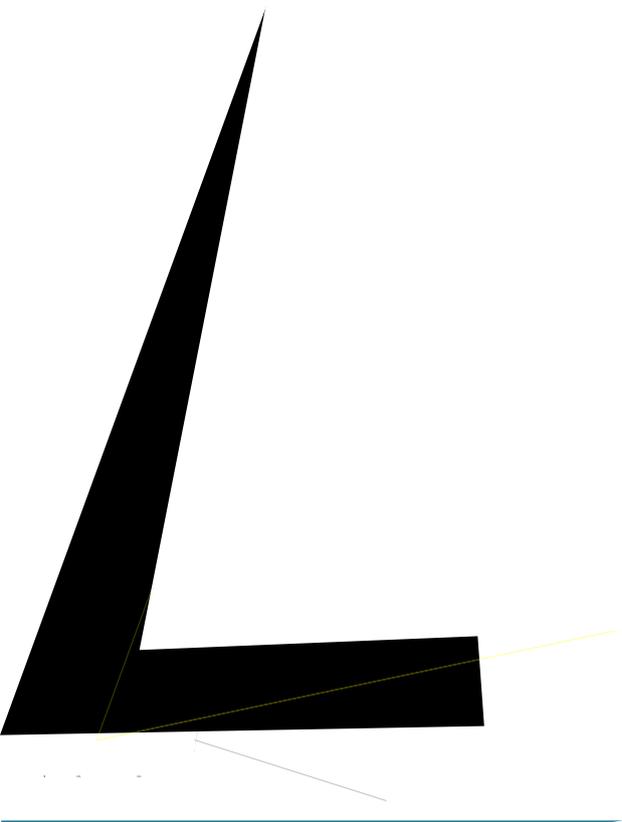


☞ *Figure : IV.2. Poutre à mi travée.*

475 *

5

+:0



4325

Vérification avec logiciel autocad « section médiane sans hourdis »

$$V' = s/\Delta/B = 81,97 \text{ cm}$$

$$V = h-v' = 63,03 \text{ cm} \quad \text{avec } h = 145 \text{ cm}$$

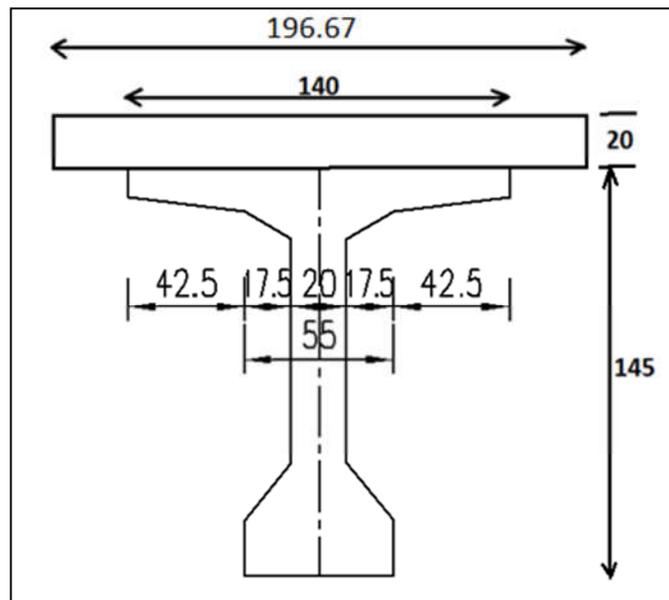
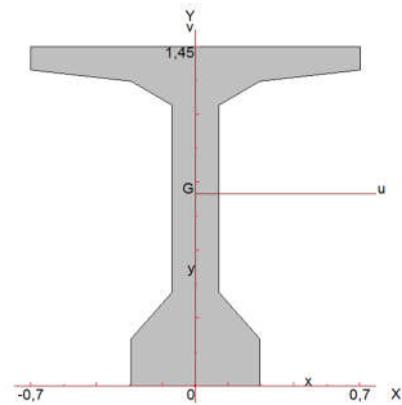
$$I_G = I/\Delta - s/\Delta \times v'^2 = 15473478.9 \text{ cm}^4$$

$$I_G = 0,9 \times I_G = 13926131.03 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_{GN} / (v \times v' \times B_N) = 0,4966$$

$\rho = 49.66\%$.Donc correspond à une section légère.

b) poutres avec hourdis :



☞ Figure : IV.3. Poutre à mi travée avec hourdis.

Désignation	Dimension		Caractéristiques				
	X (cm)	Y (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	s/Δ = B x z (cm ³)	I _o (cm ⁴)	I/Δ = I _o + B x z ² (cm ⁴)
Poutre			5712,5	81,97	468261,41		53856866.7
Dalle	196.67	20	3933.4	155	609677	131113.33	94631048.33
B brute			9645.9				
B nette			9163.6 05				
s/Δ brute					1077938.41		
s/Δ nette					1024041.49		
I/Δ brute							148487915
I/Δnette							133639123.5

☞ *Tableau : IV.2. Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée avec hourdis.*

Vérification avec logiciel autocad « section médiane avec l’hourdis »

$$V' = s/\Delta / B = 111,75 \text{ cm}$$

$$V = h - v' = 53,25 \text{ cm} \quad \text{avec } h = 165 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - s/\Delta \times v'^2 = 28297782.29 \text{ cm}^4$$

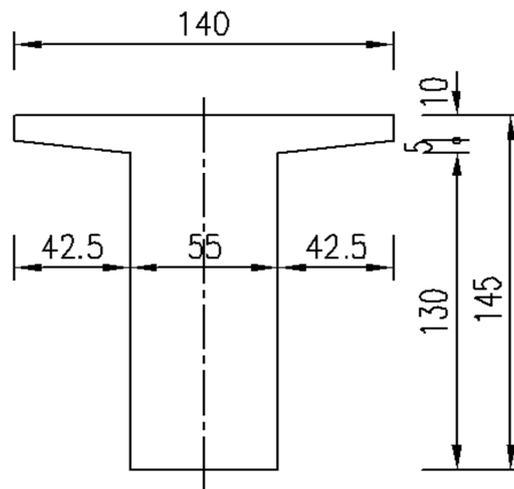
$$I_{GN} = 0,9 \times I_G = 26882893.18 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_{GN} / (v \times v' \times BN) = 0,4929$$

$\rho = 49.29\%$ donc correspond à une section légère.

IV.2.2. Caractéristique géométrique de la poutre à l’about :

a) Poutre seule :



☞ Figure : IV.4.Poutre à l'about.

Désignation	Dimension		Caractéristiques				
	X (cm)	Y (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	s/Δ = B x z (cm ³)	I _o (cm ⁴)	I/Δ = I _o + B x z ² (cm ⁴)
1x1	140	10	1400	140	196000	11666,6667	27451666,7
2x2	42,5	5	212,5	133,3	28326,25	147,569444	3776036,69
3x1	55	135	7425	67,5	501187,5	11276718,8	45106875
B brut			9037,5				
B nette			8585,625				
S/Δbrut					725513,75		
S/Δ nette					689238,063		
I/Δ brut							76334578,4
I/Δ nette							68701120,5

☞ Tableau : IV.3. Caractéristique géométrique de la poutre à l'about.

$$V' = s/\Delta / B = 80.270 \text{ cm}$$

$$V = h - v' = 64.73 \text{ cm} \quad \text{avec } h = 145 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - s/\Delta \times v' = 18091679.22 \text{ cm}^4$$

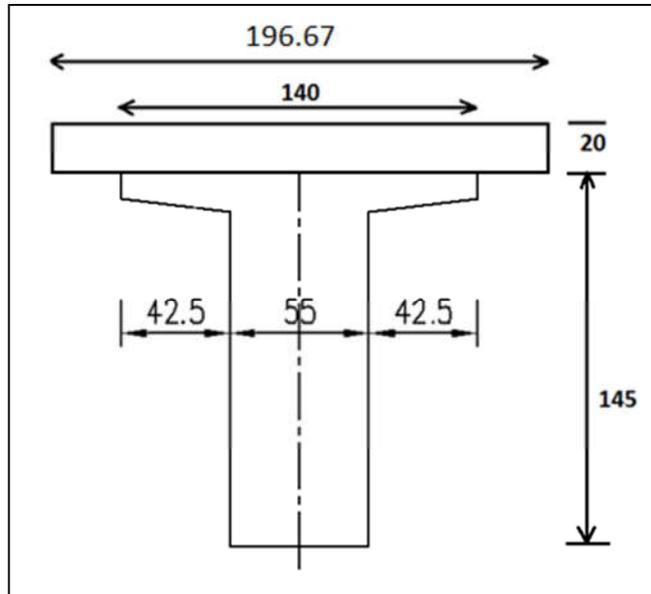
$$I_{GN} = 0,9 I_G = 16282511.3$$

$$\rho = I_{GN} / (v \times v' \times B_N) = 0.3650$$

$\rho = 36.50\%$ donc correspond à section légère.

Vérification avec logiciel autocad « section d'about sans hourdis »

b) poutre avec hourdis:



☞ Figure : IV.5.Poutre à l'about avec hourdis.

Désignation	Dimension		Caractéristiques				
	X (cm)	Y (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	s/Δ= B x z (cm ³)	I _o (cm ⁴)	I/Δ=I _o +B x z (cm ⁴)
Poutre			9037,5	80,27	725513,75		76334578,4
Dalle	196,67	20	3933,4	155	609677	131113,333	94631048,3
B brut			12970,9				
B nette			12322,355				
S/Δ brut					1335190,75		
S/Δ nette					1268431,21		
I/Δ brut							170965627
I/Δ nette							153869064

☞ Tableau : IV.4. Caractéristique géométrique de la poutre à l'about avec hourdis.

Vérification avec logiciel autocad « section d'about avec l'hourdis »

$$V' = s/\Delta / B = 102.93\text{cm}$$

$$V = h - v' = 62.06 \text{ cm} \quad \text{avec } h = 165 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - s/\Delta \times v' = 33524559.5 \text{ cm}^4$$

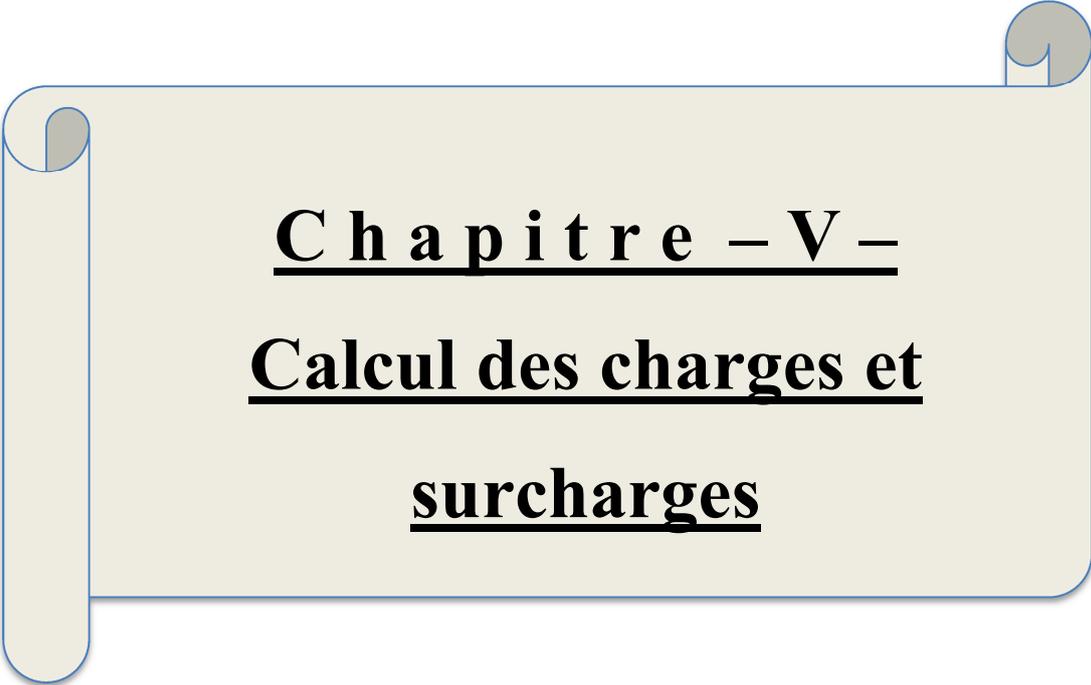
$$I_{GN} = 0,9 \times I_G = 30172103.6 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_{GN} / (v \times v' \times B_N) = 0,3832$$

$$\rho = 38.32\% \quad \text{donc correspond à une section légère.}$$

IV.3.Conclusion

La collection des données naturelles et fonctionnelles du projet est l'étape la plus importante de l'étude préliminaire. A partir de ces données, on va établir un prédimensionnement des éléments de l'ouvrage qui seront vérifiés lors de l'étude approfondie.



Chapitre – V –
Calcul des charges et
surcharges

V.1. Introduction :

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

Les actions permanentes comprennent :

Les éléments porteurs : Ces charges concernent le tablier seul (charges permanentes).

Les éléments non porteurs : Telle que : le revêtement, la chape, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité (compléments des charges permanentes).

V.2.- Charges permanentes et compléments des Charges permanentes :

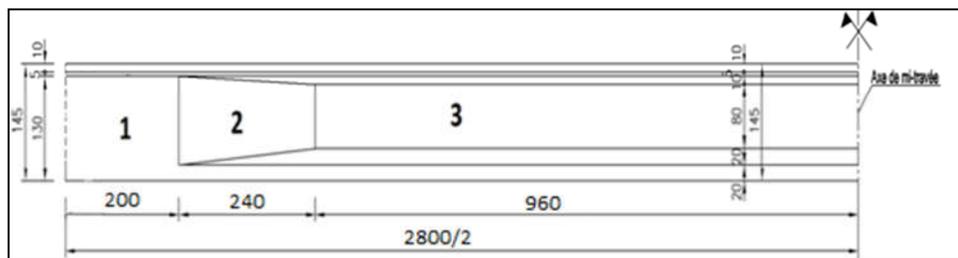
Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des charges permanentes sont des éléments non porteurs et des installations fixes; on les appelle accessoires.

- Les éléments porteurs : (Charges permanentes)

Ces charges sont appelées CP; et concernent :

V.2.1. Calcul des charges permanentes (CP):

V.2.1.1. Les poutres:



☞ *Figure : V.1. Détails de la poutre.*

(1) : Poutre d’about.

(2) : Poutre intermédiaire.

(3) : Poutre médiane.

On calcul d’abord les sections d’about et intermédiaire :

$$S \text{ médiane } t=(140 \times 10+55 \times 20+20 \times 17,5+42,5 \times 5+17,5 \times 10+5 \times 17,5 \times 2+20 \times 115)=0,57125 \text{ m}^2.$$

$$S \text{ about}=(140 \times 10+5 \times 42,5+55 \times 135)=0,903754 \text{ m}^2.$$

$$S \text{ intermédiaire}=(5712,5+9037,5) \times 10^{-4} / 2=0,7375 \text{ m}^2.$$

$$P \text{ about}=2,5 \times 2 \times 0.903754=4.518 \text{ t}$$

$$P \text{ intermédiaire}=2,5 \times 2.4 \times 0.7375=4.425 \text{ t}$$

$$P \text{ médiane}=2,5 \times 9.6 \times 0.57125=13.71 \text{ t}$$

$$P_p = 2x (P_1 + P_2 + P_3) = 45.30t$$

$$P_{\text{poutres}} = 45.30/28 = 1.618t/ml$$

On a 4 poutres donc : **Pt poutres=6.472**

V.2.1.2. La dalle :

$$P_d = \gamma_b \cdot L \cdot e \cdot l \text{ avec :}$$

e : l'épaisseur de la dalle est : 20cm.

$$L = 28 \text{ m.}$$

$$l = 7.30\text{m.}$$

Le poids de la dalle est :

$$P_d = 7.3 \times 0.2 \times 28 \times 2.5 = 102.2 \text{ t}$$

$$P_d = 3.65t/ml$$

☞ *Tableau : V.1. Poids de la poutre + dalle.*

	Poutre + dalle
Poutre (t/ml)	6.472
Dalle (t/ml)	3.65
La somme (t/ml)	10.122

V.2.2. Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :

Les éléments non porteurs :

Ces charges sont appelées CCP (compléments des Charges permanentes).

Elle contient le poids de la superstructure qui contient les éléments suivants :

Revêtement.

L'étanchéité.

La corniche.

Trottoirs.

Le garde-corps.

L'entretoise

Revêtement :

- Chape d'étanchéité :

$$P_{\text{chape}} = \gamma_{\text{chape}} \cdot L \cdot S_{\text{chape}}$$

$$\gamma_{\text{chape}} = 2.3 \text{ t/m}^3$$

$$L = 28 \text{ m}$$

$$S_{\text{chape}} = l_r \times e_{\text{chape}}$$

$$l_r = 5.6 \text{ m}$$

$$e_{\text{chape}} = 0.005 \text{ m}$$

Donc

$$P_{\text{chape}} = 2.3 \times 28 \times 5.6 \times 0.005 = 1.8032 \text{ t}$$

$$P_{\text{chape}} = 0.0644 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{rev}} = P_{\text{chape}} + P_{\text{couche}} = 0.0644 + 1.142 = 1.206 \text{ t/ml.}$$

$$P_{\text{rev}} = 1.206 \text{ t/ml}$$

- Couche de roulement en B.B :

$$P_{\text{couche}} = \gamma_{\text{couche}} \cdot L \cdot S_{\text{couche}}$$

$$\gamma_{\text{couche}} = 2.4 \text{ t/m}^3$$

$$S_{\text{couche}} = l_r \times e_{\text{couche}}$$

$$\text{avec } e_{\text{couche}} = 0.085 \text{ m.}$$

: Donc :

$$P_{\text{couche}} = 2.4 \times 28 \times 5.6 \times 0.085 = 448.896 \text{ t}$$

$$P_{\text{couche}} = 1.142 \text{ t/ml.}$$

Garde-corps

(2 gardes corps)

$$P = 0.1 \times 2$$

$$P = 0.2 \text{ t/ml}$$

Glissière de sécurité :

(2 Glissière de sécurité)

$$P = 2 \times 0.6 \text{ t/ml}$$

$$P = 1.2 \text{ t/ml.}$$

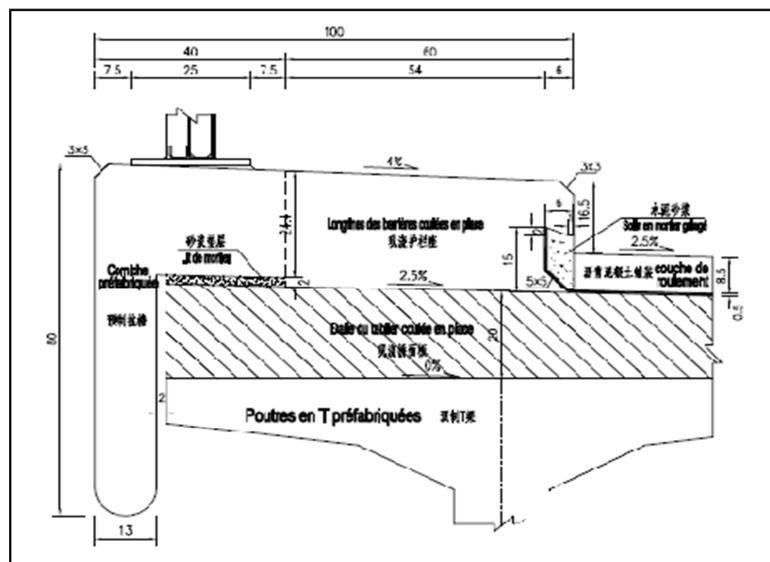


Figure V.2. : Corniche +bordure

$$P = S \times \gamma \times L \times 2$$

$$P = 0.325 \times 2.5 \times 2$$

$$P = 1.625 \text{ t/ml.}$$

L'entretoise : On a 3 sections différentes d'entretoise

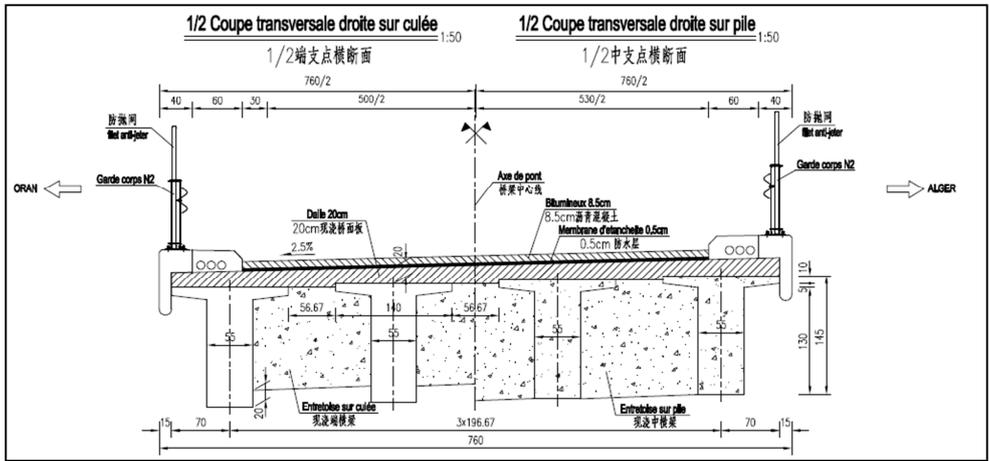


Figure V.3. : Section d'entretoise

Entretoise sur culeé

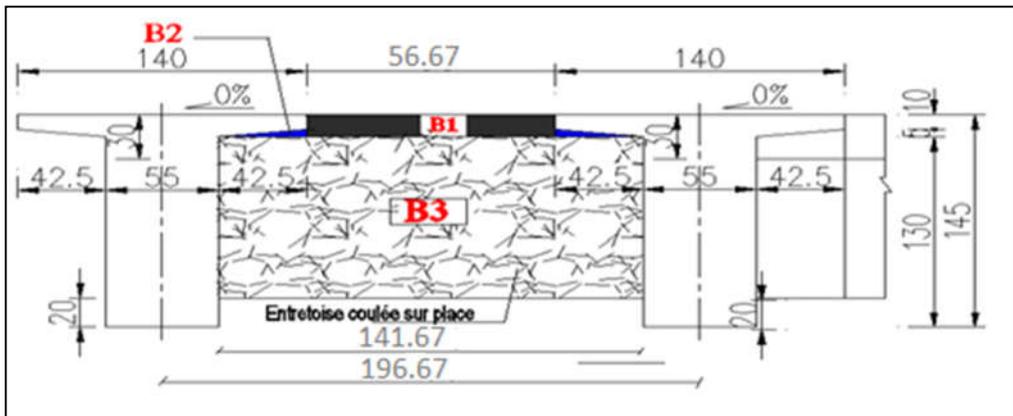


Figure V.4. : Section d'entretoise

La section de l'entretoise sur culeé

$$B1 = 0.55 \times 0.15 \dots\dots\dots 0.0825 \text{ m}^2$$

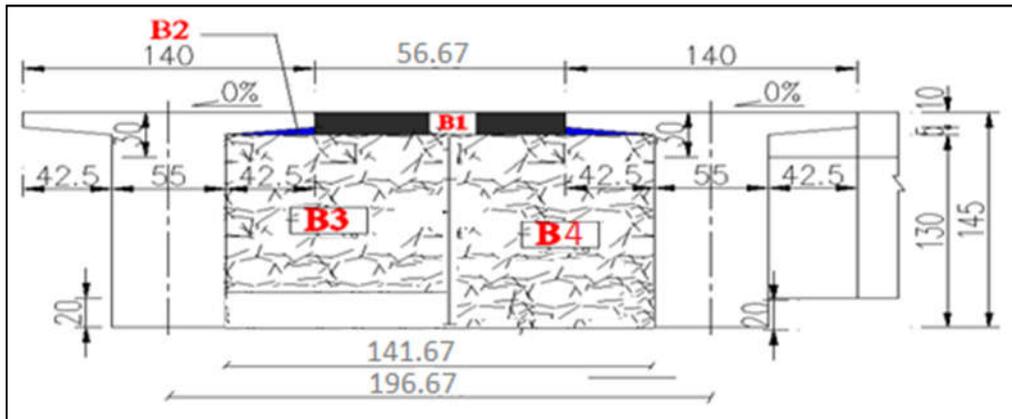
$$B2 = [(0.05 \times 0.425) / 2] \times 2 \dots\dots\dots 0.02125 \text{ m}^2$$

$$B3 = 1.1 \times 1.4167 \dots\dots\dots 1.5583 \text{ m}^2$$

La section totale de l'entretoise :

$$\Sigma Bi = B1 + 2 \times B2 + B3 = \dots\dots\dots 1.6620 \text{ m}^2$$

Entretoise sur center



☞ *Figure V.5. Section de l'entretoise sur center*

La section de l'entretoise sur center

$$B1 = 0.55 \times 0.15 \dots\dots\dots 0.0825 \text{ m}^2$$

$$B2 = [(0.05 \times 0.425)/2] \times 2 \dots\dots\dots 0.02125 \text{ m}^2$$

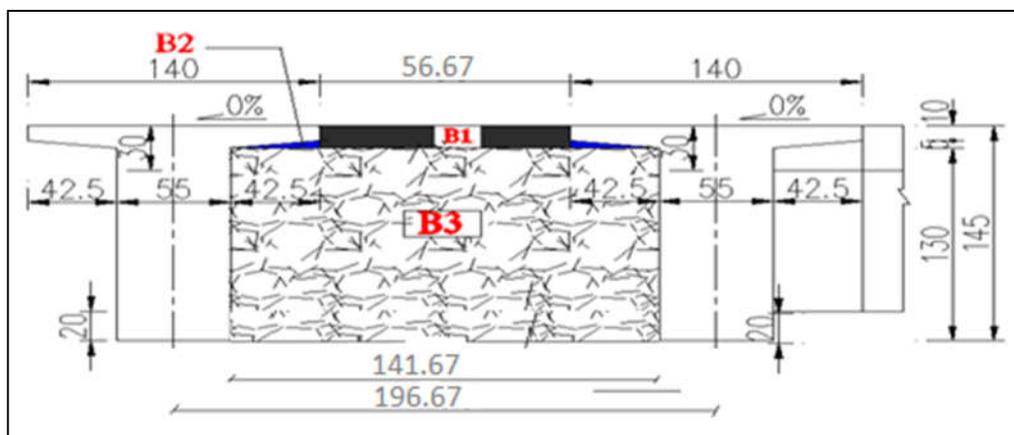
$$B3 = 1.1 \times 0.70835 \dots\dots\dots 0.7791 \text{ m}^2$$

$$B4 = 1.30 \times 0.70835 \dots\dots\dots 0.9208 \text{ m}^2$$

La section totale de l'entretoise :

$$\Sigma B_i = B1 + B2 + B3 + B4 = \dots\dots\dots 1.8037 \text{ m}^2$$

Entretoise sur pile :



☞ *Figure V.6. Section de l'entretoise sur pile*

La section de l'entretoise sur pile

$$B1 = 0.55 \times 0.15 \dots\dots\dots 0.0825 \text{ m}^2$$

$$B2 = [(0.05 \times 0.425)/2] \times 2 \dots\dots\dots 0.02125 \text{ m}^2$$

$$B3 = 1.3 \times 1.4167 \dots\dots\dots 1.8417 \text{ m}^2$$

La section totale de l'entretoise :

$$\Sigma B_i = B1 + B2 + B3 = \dots\dots\dots 1.9454 \text{ m}^2$$

Poids totale de l'entretoise :

$$Pt = St \times \gamma \times L$$

$$St = S1 + S2 + S3$$

$$St = 1.6620 + 1.8037 + 1.9454 = 5.411 \text{ m}^2$$

$$N = 3$$

$$e = 0.3 \text{ m}$$

$$Pt = 0.3 \times 5.411 \times 2.5 = 4.058 \text{ t/ml.}$$

La charge	(t/ml)
Poutre	6.472
Dalle	3.65
Revêtement+chape d'étanchéité	1.206
Corniche+ bordure	1.625
Garde-corps	0.2
Glissière de sécurité	0.12
Total	13.273

☞ *Tableau : V.2. Les charges permanentes et les compléments des charges permanentes*

Donc : $G = 13.273 \times 28 + P \text{ entretoise}$

$$G = 13.273 \times 28 + 4.058 = 375.702 \text{ t}$$

$$G = 375.702 \text{ t}$$

$Pt = G/4 = 93.92 \text{ t/ml}$ le poids revenant à chaque poutre.

V.3. Calcul des surcharges

-considération générales

a. Largeur chargeable (Lc) :

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de sécurité ou les bordures : on a $L_r = 5.6 \text{ m}$

$$L_c = L_r = 5.6 \text{ m}$$

b. Nombre de voies :

C'est la partie entière du quotient par 3 m de la largeur chargeable, Lc en mètre

$$n = \text{int} \left(\frac{L_c}{3} \right)$$

n : Nombre de voies.

int : Partie entière.

Dans notre cas on a :

$$n = \text{Int} \left(\frac{5.6}{3} \right) = 1.866$$

Donc notre chaussé comporte 2 voies.

c. Largeur d'une voie :

C'est la largeur chargeable divisée par le nombre de voies.

$$v = \frac{L_c}{n}$$

D'après notre cas on a : $v = \frac{5.6}{2} = 2.8 \text{ m}.$

d. Classification du pont :

On à la largeur rouable égale à 5.6 m d'après le tableau suivant on choisit la classe du pont .

Classe	Largeur rouable
1	$L_r \geq 7.00\text{m}$
2	$5.50\text{m} \leq L_r \leq 7.00\text{m}$
3	$L_r \leq 5.50\text{m}$

☞ *Tableau V.3. Classes d'un pont*

D'après ce tableau : $L_r \ 5.50\text{m} \leq L_r \leq 7.00\text{m}$ donc le pont est de **classe 2**

V.3.1. Les surcharges normales :

Deux systèmes des surcharges sont considérés, ils sont distincts et indépendants, l'un résulte d'un effet local d'où à la charge B (Bc, Br, Bt), et l'autre d'un effet générale d'où à la charge A.

a. Système A(l) :

La chaussée supporte une charge uniformément répartie dont L'intensité dépend de la longueur chargée :

$$A(L) = 0.23 + \frac{36}{L + 12}$$

L : La longueur chargée, exprimée en m. L= 28 m

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{28 + 12} = \mathbf{1.13 \text{ t/ml.}}$$

La charge de A(l) est multipliée par le coefficient a₁ de dégressivité transversale donné par le tableau 2.

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥5
I	1	1	0.9	0.75	0.7
II	1	0.9	-	-	-
III	0.9	0.8			

Tableau .V.4. valeurs de a₁

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pont de classe 2} \\ \text{Nombre de voies 2} \end{array} \right\} \rightarrow a_1 = 0.9$$

À partir de A(l) on calcule A1(l) selon la relation :

$$A1(l) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(l) = 0.9 \times 1.13 = 1.017 \text{ t/m}^2 \\ 0.4 - 0.0002 \times l = 0.4 - (0.0002 \times 28) = 0.394 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

Donc **A1(l) = 1.017 KN/m².**

Pour obtenir la charge final A2(l), le système A1(l) est multiplié par le coefficient a₂ décrit par :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

V : la largeur d'une voie = 2.8 m

$$V_0 = \begin{cases} 3.50 \text{ m pour le pont de classe I} \\ 3.0 \text{ m pour le pont de classe II} \\ 2.75 \text{ m pour le pont de classe III} \end{cases} \rightarrow \text{donc } V_0 = 3 \text{ m}$$

$$a_2 = \frac{3}{2.8} = 1.071$$

La charge finale A2(l) est obtenue par l'équation :

$$A2(l) = a_2 \times A1(l) = 1.071 \times 1.017 \times 2.8 \times 2 = 6.1 \text{ t/m}^2$$

b. Le système B :

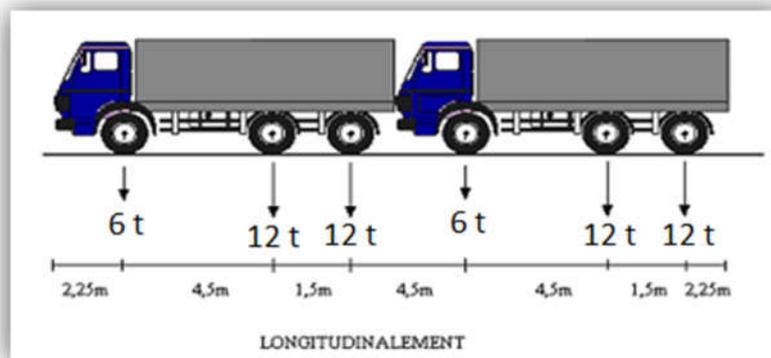
Il comprend 3 systèmes distincts indépendants l'un de l'autre :

- Le système Bc se compose de camions types
- Le système Br se compose d'une roue isolée
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

● **Le système Bc :**

Ce système se compose de camions types, le camion pèse 30 t , il est composé de trois essieux : celui d'avant pèse 6 t , les deux arrières pèsent 12 t chacun.

- Longitudinalement le nombre de camion par file est limité à deux. (Voir Fig II.10)
- transversalement, le nombre de camion par file est égale au nombre de voies de circulation disponible.



☞ *Figure V.7. Disposition des camions longitudinalement.*

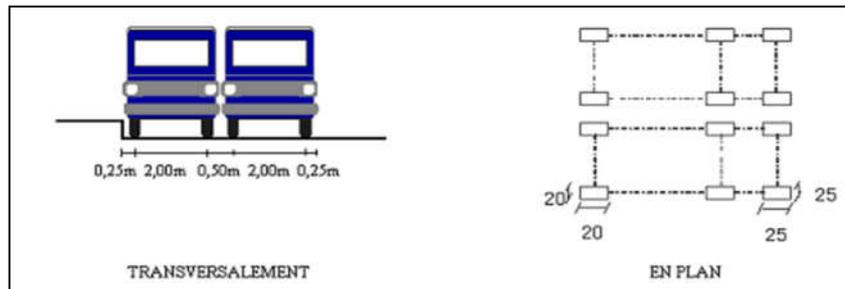


Figure. V.8. Disposition des camions Bc.

Les charges du système B_c sont multipliées par le coefficient b_c qui dépend de la classe du pont et du nombre de files de camion disposés transversalement (tab.3)

Classe du pont	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	≥ 5
1	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1,00	1,00	-----	-----	-----
3	1,00	0,80	-----	-----	-----

Tableau V.5. Valeurs de bc

La valeur de bc sera :

- Pont de classe 2
 - Nombre de voies 2
- } → bc = 1.00

Le coefficient de majoration dynamique δ_{BC} :

$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2.l} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad \text{avec } l = 28$$

l : La longueur chargée.

G : La charge permanente = 375.702 t

S : poids total des essieux du système, le plus défavorable

- La longueur de 28 m, nous permet de mettre 2 camions dans le sens longitudinal.
- Dans les 2 voies qui existent, on peut mettre 2 camions dans le sens transversal.

La totalité de camion qui existent sera 4 camion donc :

$$B_c = 4 \times 30 = 120 \text{ t}$$

$$S = b_c \times B_c = 1 \times 120 = 120 \text{ t}$$

En peut calculer le coefficient de majoration dynamique d'après l'équation :

$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \cdot 28} + \frac{0,6}{1+4 \frac{375.702}{120}} = 1.104.$$

voies chargées	b _c	charge par essieu (t)		
1 voie	1.0	E .AV	6 . 1 . 1,104	6.624
		E .AR	12 . 1 . 1,104	13.248
2 voies	1.0	E .AV	6 . 1 . 1,104	6.524
		E .AR	12 . 1 . 1,104	13.248

☞ *Tableau V.6. Valeurs de bc*

■ **Système B_t :**

Le tandem type pèse 32 t , il est composé de deux essieux identiques dont chacun pèse 16 t. L'essieu est constitué de 2 roues simples munies de pneumatique, la surface d'impact d'une roue est un rectangle dont le coté transversal mesure 0.6 m et de côté longitudinal 0.25 m.

– **Longitudinalement :**

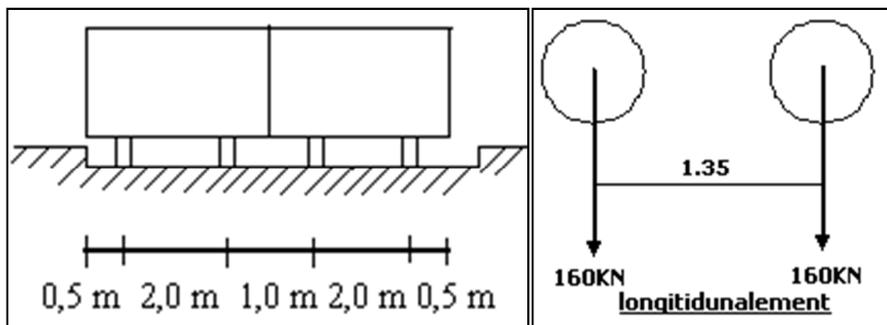


Figure. V.9. disposition Longitudinale de système Bt

– **Transversalement :**

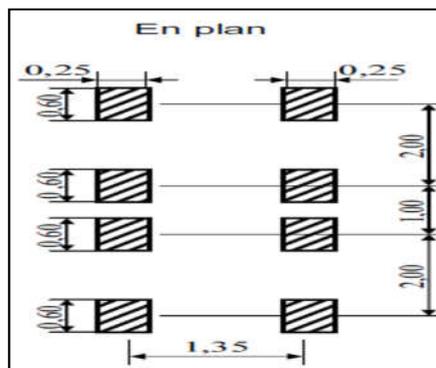


Figure.V.10. Disposition Transversale de système Bt

- Il ne s’applique qu’aux pond de première et deuxième classe ;
- Le nombre de tandem est limité a deux dans le sens transversal ;
- Il est affecté d’un coefficient de pondération bt qui en fonction de la classe de pont (**voir tab 4**) ;
- Longitudinalement, un seul tandem est disposé.
- Transversalement, si le pont ne comporte qu’une seule voie on disposera un seul tandem, si le pont comporte deux voies et plus, le nombre maximal de tandems n’est limités de deux.

Classe du pont	1	2
b_t	1,20	1

☞ **Tableau.V.7.Valeurs de bt**

$n = 2$ voies → Nombre maximal de tandem = 2.

$$B_t = 2 \times 32 = 64 \text{ t}$$

$$S_{B_t} = B_t \times b_t = 64 \times 1 = 64 \text{ t}$$

$$\delta_{B_t} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \cdot 28} + \frac{0,6}{1+4 \cdot \frac{375.702}{64}} = 1,085$$

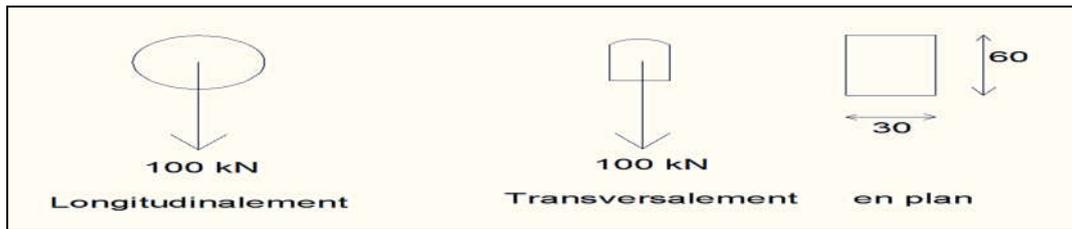
Nombre de tandems	b_t	δ_{bt}	Charge par essieux
1	1.20	1,085	$16 \cdot 1 \cdot 1,085 = 17,36$
2	1	1,085	$16 \cdot 2 \cdot 1,085 = 34,72$

☞ **Tableau.V.8.Valeurs de charge par essieux**

■ **Le system Br :**

Il se compose d’une roue isolée transmettant un effort de « 10 t », à travers une surface d’impact rectangulaire de 0,6 x 0,3 m.

La roue B_r peut être placée n’importe où sur la largeur rouable, pourvue que le sens de déplacement de la roue suit l’axe longitudinal du tablier.



☞ *Figure. V.11. Disposition du system Br.*

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 28} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{375.702}{10}} = 1.064.$$

V.3.2. Surcharge militaire :

Sur les itinéraires permettant la circulation des convois militaires, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules militaires du type « Mc80 » et « Mc120 » décrits dans le fascicule 61 du CPS.

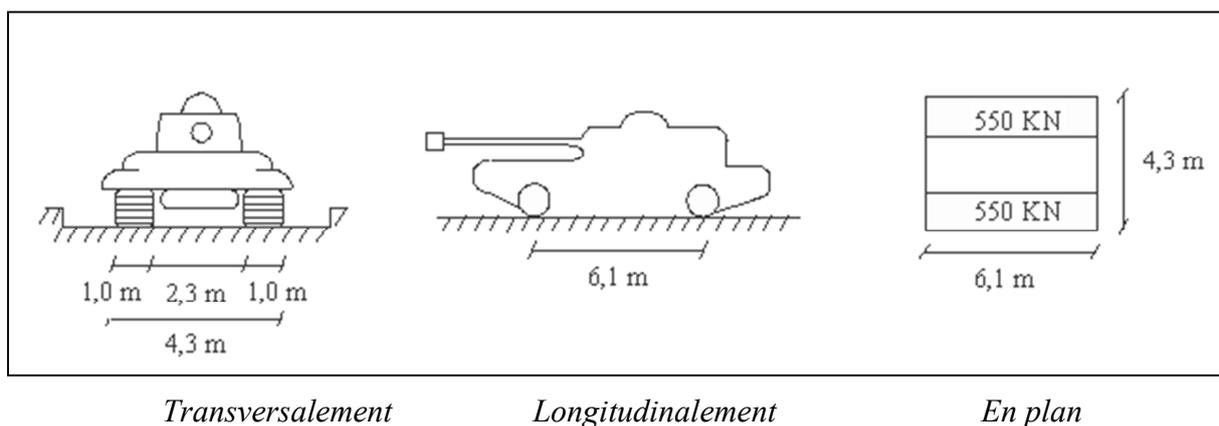
Chaque type comporte deux systèmes :

- Mc : véhicules militaires du type chenilles.
- Me : véhicules militaires du type essieux.

Parmi tous ces systèmes le M_{c120} représente le système le plus défavorable.

◆ **Les convois militaires « M_{c120} » :**

Il est constitué de deux chenilles, le poids total du véhicule est de 1100 KN.



☞ *Figure V.12. Disposition du Convoi militaire Mc120.*

- **Transversalement** : un seul convoi est supposé circuler sur la largeur chargeable L_c , quelque soit le nombre de voies disponible.
- **Longitudinalement** : le nombre de convois disposés parallèlement à l’axe du pont, n’est pas limité, la distance minimale de deux véhicules consécutifs est de 30,5 m.

☞ NB :

- Les véhicules sont disposés parallèlement à l'axe de la chaussée ;
- La majoration dynamique s'applique au convoi Mc_{120} ;
- Les surcharges militaires sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

$$S = 110$$

$$\delta Mc_{120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2.28} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{375.702}{110}} = 1.101$$

Donc : $P_{Mc_{120}} = \delta_{Mc_{120}}. S = 1.101 \times 110 = 121.11 \text{ t}$

Soit par mètre linéaire de chenille :

$$121.11 / 6,1 = 19.854 \text{ t}$$

V.3.3. Surcharge due aux convois exceptionnels :

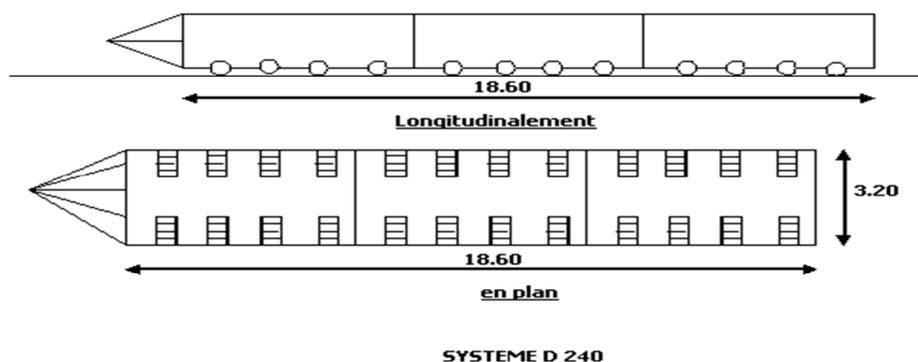
Certain itinéraires permettent la circulation des convois exceptionnels du type « D » et « E ». ce type charge est indiqué par le CPS du projet à réaliser.

■ Convoi type D_{240} :

C'est une remorque composée de trois éléments dont chacun comporte quatre lignes à deux essieux.

Le poids total égale à « 240 t » ce poids est supposé répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de largeur ,et de 18,60 m de longueur .

(Voir Fig II.2.10)



☞ Figure. V.13. Disposition de system D_{240}

- Les convois exceptionnels sont supposés rouler sur le pont à une vitesse au maximum de « 10KM/h », ce qui justifie en général l'absence d'efforts de freinage ainsi que la force centrifuge.
- Les charges exceptionnelles ne sont pas concernées par la majoration dynamique.
- Un seul convoi exceptionnel est placé sur le pont quelque soit la longueur.

V.3.4. La force de freinage

Elle est développée par l'un des deux systèmes « A(l) » ou « B_c ». cette force est supposée centrée sur l'axe longitudinal du tablier et dirigée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

La force F_r est maximum des deux effets A(l) et B_c.

a. Freinage du au système A(l) :

$$F_r = \frac{A_2(l) \times S}{20 + 0,0035 \times S} \quad [\text{KN}].$$

S : l'aire en plan de la partie du tablier chargée par le système A(l) tel que : $S = L \times L_c$.

$$F_r = \frac{6.1 \times (28 \times 5.6)}{20 + 0,0035 \times (28 \times 5.6)} = \mathbf{0.304 \text{ t}}$$

b. Freinage du au système B_c :

Parmi les camions disposés sur le pont ,un seul est supposé freiner en développant une force égale à son poids . $F_r (B_c) = bc \times B_c$

$$F_r (B_c) = 1 * 30 = \mathbf{30 \text{ t}}$$

donc : $F_r = \max [F_r (A_l); F_r (B_c)] = \max [0.326 ; 30] . \rightarrow \mathbf{F_r = 30 \text{ t}}$

V.3.5. Les charge hors trafic :

a. effet du vent :

Les efforts engendres sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut:

$$\text{Pression horizontale : } \begin{cases} P_H = 0.2 \text{ t/m}^2 & \text{en exploitation} \\ P_v = 0.125 \text{ t/m}^2 & \text{en construction} \end{cases}$$

Prendre en compte un vent oblique développant des pressions verticales. Leur intensité est

$$\text{Pression verticale : } \begin{cases} P_H = 0.1 \text{ t/m}^2 & \text{en exploitation} \\ P_v = 0.065 \text{ t/m}^2 & \text{en construction} \end{cases}$$

La surface frappée dans ce cas correspond a la projection horizontale du tablier.

b. Effet de température :

La variation linéaire du tablier de pont est calculée en utilisant l'écart entre la température extrême (minimale ou maximale) et la température de référence T_{ref} pour laquelle l'ouvrage a été construit. Le tableau II.5 donne les températures extrêmes observées en Algérie selon 3 zones :

Zone	Désignation	T_{min} (C°)	T_{max} (C°)
I	Algérie du Nord (climat tempéré)	-15	35
II	le proche et moyen Sud	-20	45
III	l'extrême Sud	-30	50

Tableau V.9 Températures extrêmes en Algérie

La température de référence est généralement comprise entre +10° et +25°.

c. action sismique :

Le séisme est traité comme une action accidentelle.

1. Zone de sismicité :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable

Zone I : faible

Zone IIa : moyenne

Zone IIb : élevée

Zone III : très élevée

D'après l'Annexe B du RPOA la wilaya de Relizane se trouve dans la zone IIa

2. Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, est indiqué dans le tableau 3.1 ci-dessous :

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau. V.10. Coefficient d'accélération de zone A

Donc $A = 0.20 g$

3. Classification des sites :

D’après l’étude du sol, La catégorie du site sismique est de S3 au vu de la portance du sol

4. Détermination des actions sismiques :

L’action sismique résulte des mouvements du sol :

Pour le mouvement sismique de calcul, la translation d’ensemble est définie par le coefficient d’accélération de zone IIA, un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse verticale valable pour la composante verticale du mouvement.

Les spectres de réponses, élastiques ou de dimensionnement, qui dépendent de la catégorie du site de l’ouvrage, du coefficient d’accélération de zone (IIA) et du taux d’amortissement critique (ξ)

-spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

- Composante horizontale

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donnée en fonction de la période élastique (T) et du taux d’amortissement (ξ) de l’ouvrage par

$$S_{ae}(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g: Accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie de site

S : Coefficient de site (S3)

A : Est donnée dans le tableau III.6 (A =0.4 g)

η : Facteur de correction de l’amortissement ($\eta = 7 / (2 + \xi)$)

Avec $\xi=5\%$ (béton armé)

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

Tableau. V.11 valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale



Figure.v.14 Spectre de réponse élastique- composante horizontal- 5% d'amortissement

Composante verticale

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donne en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$Sae^v(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité

α = 0,7 pour les zones sismiques I, IIa et IIb et 1 pour la zone sismique III.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données dans le tableau ci après.

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁	0,15	0,15	0,20	0,20
T ₂	0,30	0,40	0,40	0,40

Tableau. V.12. Valeurs de T1, T2 pour la composante verticale

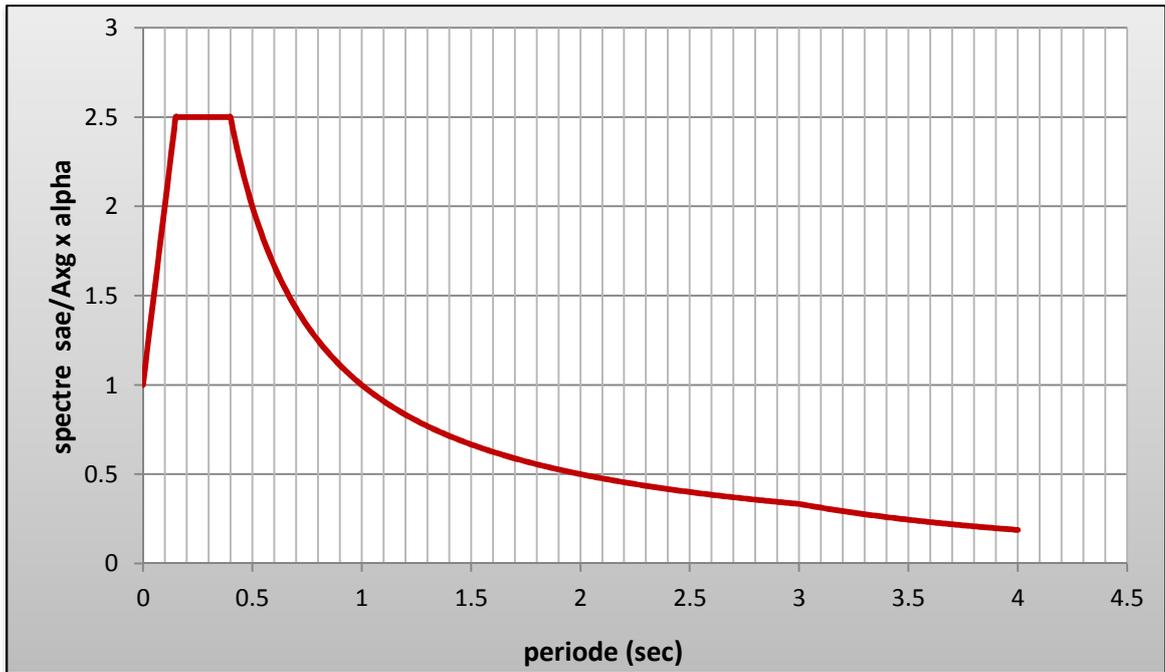


Figure.V.15. Spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement

- Spectre de dimensionnement

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales a utilise , pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique par un calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement (q) est donne par :

$$S_{ad}(T, \xi) = \begin{cases} 2.5\eta Ag S & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta Ag S \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta Ag S \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Figure.V.16. Spectre de dimensionnement- 5% d'amortissement

V.4. Combinaisons des charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

Action	ELU	ELS
Poids propre(G)	1,35	1
Surcharge A(L)	1,6	1,2
Système Bc	1,6	1,2
Mc120	1,35	1
D240	1,35	1
Température (ΔT)	0.9	0.6
Vent(W)	0.9	0

☞ *Tableau : V.13. Les coefficients des majorations.*

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives, les notations utilisées sont définies comme suit :

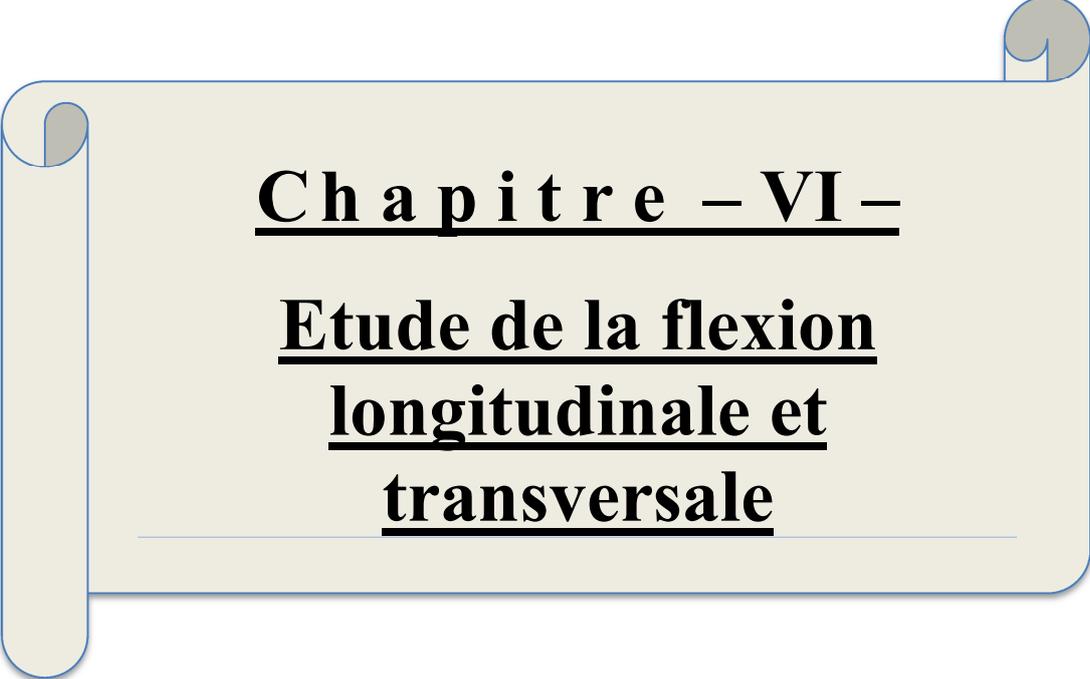
G : Les charges permanentes.

Qr : Charges d'exploitations des ponts routes sans caractère particulier.

W : Action du vent.

ΔT : Gradient thermique.

Action prépondérante des P_e et $P_{e,0}$



Chapitre – VI –

Etude de la flexion
longitudinale et
transversale

VI.1. Introduction

L'étude de la flexion longitudinale consiste à déterminer les sections dangereuses dans les poutres sous les différents chargements répartis ou concentrés.

A cet effet on assimilera le tablier à une dalle orthotrope dont la rigidité varie dans les deux directions ; longitudinale et transversale. Longitudinalement, afin de calculer les efforts maximaux dans le tablier, on utilisera les lignes d'influences. Transversalement, afin de répartir ces efforts, on appliquera la méthode de GUYON-MASSONNET.

VI.2. méthode de calcul

Utilisation pratique de la méthode de GUYON MASSONNET :

La méthode de **GUYON MASSONNET**, telle qu'elle vient d'être exposée, considère une structure comprenant des poutres principales et des entretoises, mais les entretoises ne sont pas supposées infiniment rigides.

A la limite, il est possible d'appliquer la méthode à un tablier de pont à poutres sans entretoise c'est alors l'hourdis qui joue le rôle des entretoises.

☞ *NB :*

- Pour connaître le moment dans le sens longitudinal, on doit connaître la distribution dans le sens transversal.
- Le but est de répartir les charges concentrées sur les poutres principales et d'obtenir une répartition transversale efficace.
- La répartition des charges transversales dans la construction plane dépend de l'efficacité de la liaison transversale des éléments porteurs principaux, c'est dans ce but qu'on a recours à la méthode des grillages des poutres.
- Dans les dalles orthotropes, la résolution se fait en utilisant l'équation différentielle de Lagrange.

$$\rho_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x,y)$$

La détermination de la déformée $w(x, y)$ permet de connaître les moments longitudinaux et transversaux.

☞ *Remarque :* La méthode de « **GUYON MASSONNET** » conduit à des résultats valables pour les ponts biais à condition que ce biais soit supérieur à " 65 grades ".

VI.3. Calcul des efforts

Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes

excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

VI.3.1. Etude des moments fléchissant pour les différents Chargements (pour $x = \frac{L}{2}$)

Moment dû à la charge permanente

– Poids propre de la poutre :

$g_p = 1.618 \text{ t/ml}$

– Poids de l'hourdis

$g_h = 0.20 \times 1.9667 \times 2.5 = 0.983 \text{ t/ml}$

– Poids de la superstructure :

$G_{st} = g_{rev} + g_{gs} + g_{gc} + g_{trot+corn} = g_{st}$

g_{rev} = poids de revêtement (couche de roulement +chape d'étanchéité) = 1.206 t/m

$g_{gs} = 0.12 \text{ t/ml}$

$g_{gc} = 0.2 \text{ t/ml}$

$g_{trot+corn} = 1.625 \text{ t/ml}$

$g_{st} = 3.151 \text{ t/ml}$ (pour les 4 poutres)

$G_t = g_p + g_h + g_s = 3.388 \text{ t/ml}$

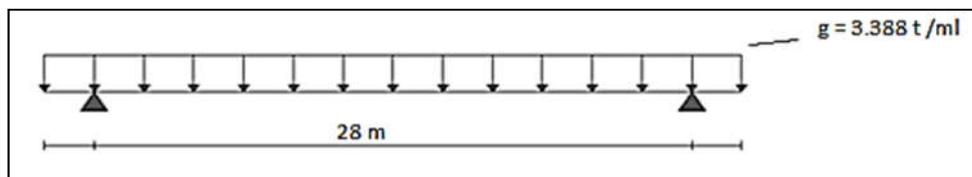
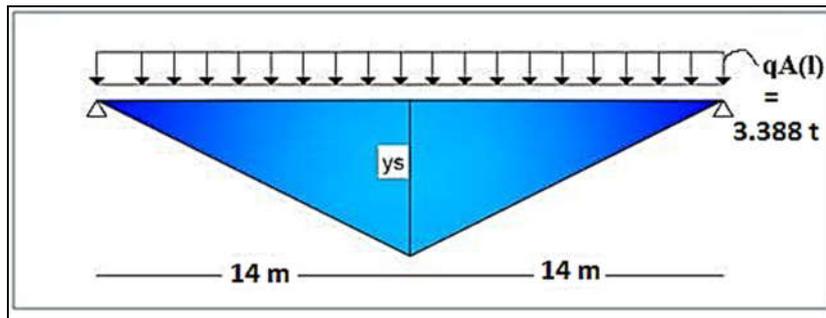


Figure : VI.1: Disposition de la charge parmanent

$Mg(x = \frac{L}{2}) = (g \cdot \frac{L}{2} \cdot x) - (g \cdot \frac{x^2}{2}) = (3.388 \times \frac{28}{2} \times 14) - (3.388 \times \frac{14^2}{2})$

→ $Mg(x = \frac{L}{2}) = 332.024 \text{ t.m}$

Surcharge A (L):



☞ Figure :VI.2: Disposition de la charge A(L)

$$Y_0 = \frac{\frac{L}{2} \times \frac{L}{2}}{L} = \frac{196}{28} = 7 \text{ m}$$

$$A_2(L) = 1.089 \text{ t/m}^2$$

La charge par ml :

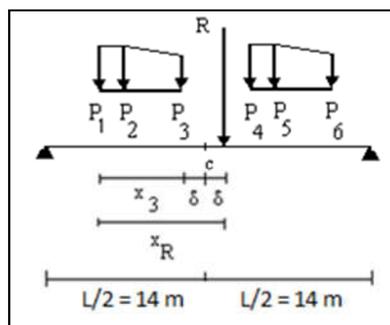
$$q(L) = A_2(L) \times Lc = 6.1 \text{ t/ml}$$

$$M_{A(L)} = \frac{y_0 \cdot L}{2} q(L) = \frac{7 \times 28}{2} \times 6.1$$

$$\longrightarrow M_{A(L)} = 597.8 \text{ t.m} .$$

Système Bc :

a) Cas 1 : Le convoi circule de la gauche vers la droite :



☞ Figure : VI.3. Disposition du système Bc en circulant de la gauche vers la droite

$$P = P_1 = P_2 = P_4 = P_5 = 12 \text{ t}$$

$$P/2 = P_3 = P_6 = 6 \text{ t}$$

$$R = 5 P = 60 \text{ t}$$

$$x_R = \frac{\sum_{i=1}^6 P_i x_i}{\sum_{i=1}^6 P_i} = \frac{P(0+1,5 + \frac{6}{2} + 10,5 + 12 + \frac{16,5}{2})}{60} = 7,05 \text{ m}$$

La distance entre la résultante R et l'essieu P₃ : $d_i = x_R - x_3 = 7,05 - 6 = 1,05 \text{ m}$

$$\delta = \frac{d_i}{2} = 0,525 \text{ m}$$

$$x_s = \frac{L}{2} - \delta = 14 - 0,525 = 13,475 \text{ m}$$

$$M_s^{(1)} = \frac{R.L}{4} \left[1 - \frac{d_i}{L} \right]^2 - \sum P_g d_g = \frac{60.28}{4} \left[1 - \frac{1,05}{28} \right]^2 - 12(6 + 4,5)$$

$$\Rightarrow M_s^{(1)} = 263.09 \text{ t.m}$$

b) Cas 2 : Le convoi circule de la droite vers la gauche :

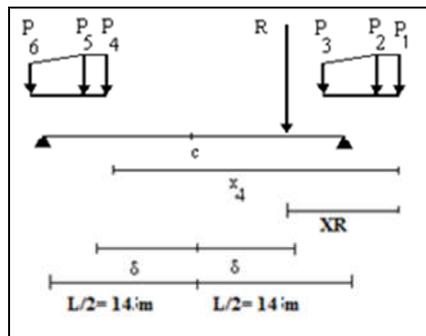


Figure VI.4 : Disposition du système Bc en circulant de la droite vers la gauche

La distance entre la résultante R et l'essieu P₄ : $d_i = x_4 - x_R = 10,5 - 7,05 = 3,45 \text{ m}$

$$\delta = \frac{d_i}{2} = 1,725 \text{ m}$$

$$M_s^{(2)} = \frac{R.L}{4} \left[1 - \frac{d_i}{L} \right]^2 - \sum P_g d_g = \frac{60.28}{4} \left[1 - \frac{3,45}{28} \right]^2 - 12.(1,5 + 6/2)$$

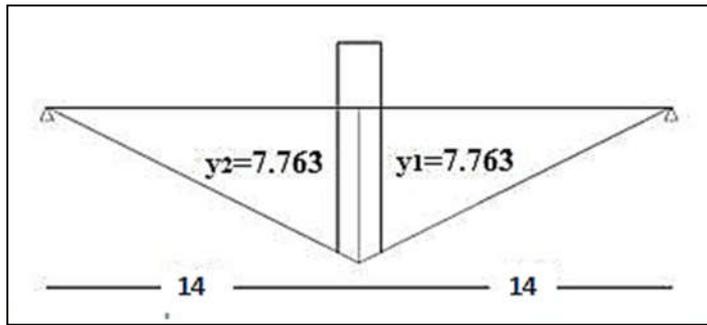
$$\Rightarrow M_s^{(2)} = 268.87 \text{ t.m}$$

$$M_s = \max \{ M_s^{(1)}, M_s^{(2)} \} = 268.87 \text{ t.m}$$

Puisqu'on dispose de 2 voies : $M_s^{\max} = M_s^{(2)} n b_c \delta_{Bc}$

$$\left. \begin{array}{l} n = 2 \\ b_c = 1 \\ \delta_{Bc} = 1,104 \end{array} \right\} \Rightarrow M_s^{\max} = 593.66 \text{ t.m}$$

Système Bt :



☞ Figure :VI.5: Disposition du système Bt

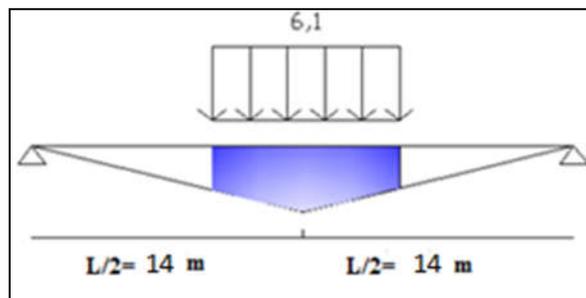
$$M_s = (\sum P_i Y_i) \cdot n \cdot bt \cdot \delta_{Bt}$$

$$y_1 = y_2 = 7.763$$

$$M_s = 16 (2 \times 7.763) \times 2 \times 1 \times 1.085$$

$$M_s = 539.06 \text{ t.m}$$

Surcharge militaire M_{c120} :



☞ Figur : VI.5: Disposition du système D240

$$\alpha = \frac{xs}{l} = \frac{14}{28} = 0,5$$

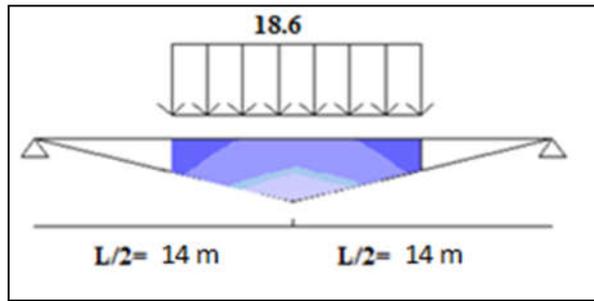
$$\alpha D = \frac{1}{2} \times 6.1 = 3.05 \text{ Et } (1-\alpha) D = 3.05$$

$$\Omega^+ = \frac{(7+5.475)}{2} \times 6.1 = 38.04 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = q \times \Omega^+ \times \delta_{MC 120} = \frac{110}{6.1} \times 38.04 \times 1.101$$

$$\longrightarrow M_{\max} = 755.24 \text{ t.m}$$

Convoi exceptionnel D₂₄₀



☞ Figure : VI.6 : Disposition du système D₂₄₀

$$\Omega^+ = \frac{(7 + 2.35)}{2} \times 18.6 = 86.95 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = q \times \Omega^+ = \frac{240}{18.6} \times 86.95$$

—————> $M_{\max} = 1121.93 \text{ t.m}$

	M_t (KN.m)	$M_t / 4$ (KN.m)
Charge permanente	332.024	83.006
A(L)	597.8	149.45
B_c : 2 voies chargées	593.66	148.415
B_t : 2 voies chargées	539.06	134.765
M_{c120}	755.24	188.81
D₂₄₀	1121.93	280.4825

☞ Tableau : VI.1 Récapitulatif des moments fléchissant pour $x = l/2$

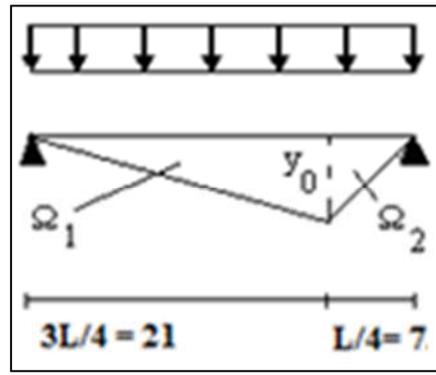
VI.3.2. Etude des moments fléchissant pour les différents chargements (pour $x = L/4$)

Moment dû à la charge permanente

$$Mg(x = 3 \frac{L}{2}) = (g \cdot \frac{L}{2} \cdot x) - (g \cdot \frac{x^2}{2}) = (3.388 \times \frac{28}{2} \times 21) - (3.388 \times \frac{21^2}{2})$$

—————> $Mg(x = \frac{L}{4}) = 249.018 \text{ KN.m}$

Surcharge A(L)



☞ Figure : VI.7: Disposition de la charge a(l)

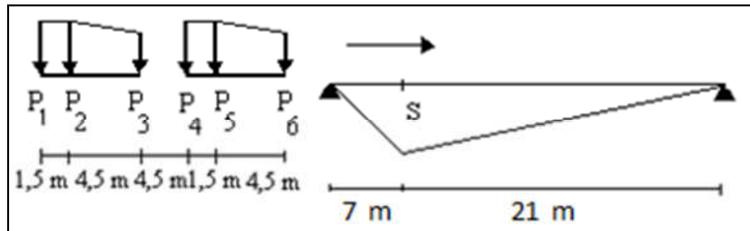
$$y_0 = \frac{21.7}{28} = 5.25 \text{ m}$$

$$q_{A(L)} = 6.1 \text{ t/ml}$$

$$M_{A(L)} = \frac{y_0 \cdot L}{2} q(L) = \frac{5.25 \times 28}{2} \times 6.1$$

$$\longrightarrow M_{A(L)} = 448.35 \text{ t.m}$$

Surcharge B_c :



☞ Figure : VI.8 : Disposition de système Bc

On cherche la position la plus défavorable des camions où la réaction est maximale.

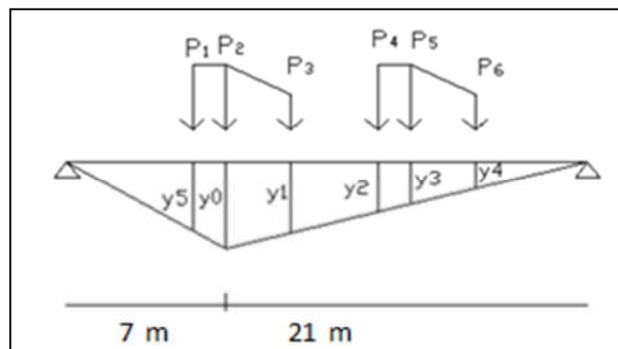
☞NB :

La Condition à vérifier si $\longrightarrow Rg1 \geq \frac{R \cdot X_s}{L}$ ET $Rg2 < \frac{R \cdot X_s}{L}$

Forces	R (KN)	$\frac{R.X_s}{L}$	Rg1	Rg2	Condition
P ₆	300	75	300	240	Non vérifiée
P ₅	360	90	300	180	Non vérifiée
P ₄	360	90	180	60	vérifiée
P ₃	600	150	300	240	Non vérifiée
P ₂	600	150	240	120	vérifiée
P ₁	600	150	120	0	Non vérifiée

☞ Remarque :

C'est évidant que le 5^{eme} cas qui va donner le moment max, donc on va étudier ce cas seulement.



☞ Figure : VI.9 : Disposition de système Bc dans le 2^{eme} cas.

$$P = P_4 = P_5 = P_1 = P_2 = 12 \text{ t}$$

$$P/2 = P_3 = P_6 = 6 \text{ t}$$

$$y_0 = 5.25 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{7} = \frac{y_5}{5.5} \Rightarrow y_5 = 4.125 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{21} = \frac{y_1}{16.5} = \frac{y_2}{12} = \frac{y_3}{10.5} = \frac{y_4}{6}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_0 = 5.25 \text{ m} \\ y_1 = 4.125 \text{ m} \\ y_2 = 3 \text{ m} \\ y_3 = 2.625 \text{ m} \\ y_4 = 1.5 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_s = \sum P_i \times Y_i = 12 \times (y_5 + y_0 + \frac{y_1}{2} + y_2 + y_3 + \frac{y_4}{2}).$$

$$M_s = 12 \times (4.125 + 5.25 + \frac{4.125}{2} + 3 + 2.625 + \frac{1.5}{2}) = 213.75 \text{ t.m/ml}$$

Puisqu'on dispose de trois voies : $M_s^{\max} = M_s \cdot n \cdot b_c \cdot \delta_{Bc}$

$$\left. \begin{array}{l} n = 2 \\ b_c = 1 \\ \delta_{Bc} = 1,104 \end{array} \right\} \Rightarrow M_s^{\max} = 471.96 \text{ t.m}$$

Surcharge B_t :

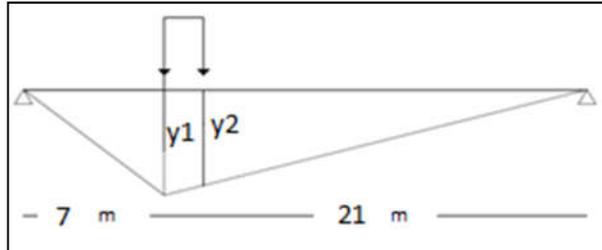


Figure : VI.10 . Disposition du système B_t

$$M_s = (\sum P_i Y_i) \cdot n \cdot b_t \cdot \delta_{Bt}$$

$$y_1 = 5.25 \text{ m}$$

$$\frac{y_1}{21} = \frac{y_2}{21 - 1.35} \Rightarrow y_2 = 4.9125 \text{ m}$$

$$M_s = 16 (5.25 + 4.9125) \times 2 \times 1 \times 1.085$$

$$M_s = 352.842 \text{ t.m}$$

Surcharge militaire M_{c120} :

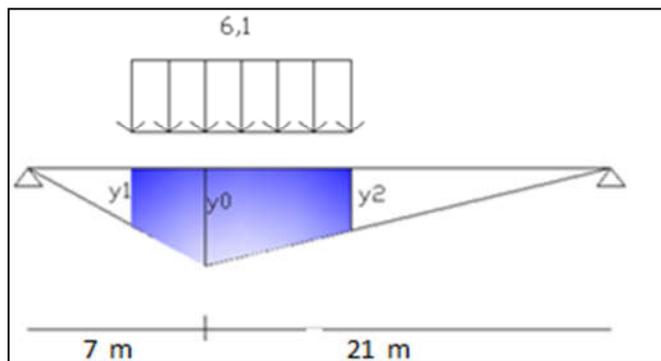


Figure : VI.11 Disposition du système D240

$$x_s = 7 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{x_s}{L} = \frac{7}{28} = 0,25$$

$$\alpha d = 0,25 \times 6,1 = 1,525 \text{ m}$$

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

$$y_0 = 5.25 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{7} = \frac{y_1}{7-1.525} \quad \Rightarrow y_1 = 4.1062 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{21} = \frac{y_2}{21-4.575} \quad \Rightarrow y_2 = 4.1062 \text{ m}$$

$$\Omega = \frac{y_0 + y_1}{2} \alpha d + \frac{y_0 + y_2}{2} (1-\alpha)d = 28.53641 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = q \times \Omega \times \delta_{MC 120} = \frac{110}{6,1} \times 28.53641 \times 1.101 = \mathbf{566.564691 \text{ t.m}}$$

Convoi exceptionnel D₂₄₀

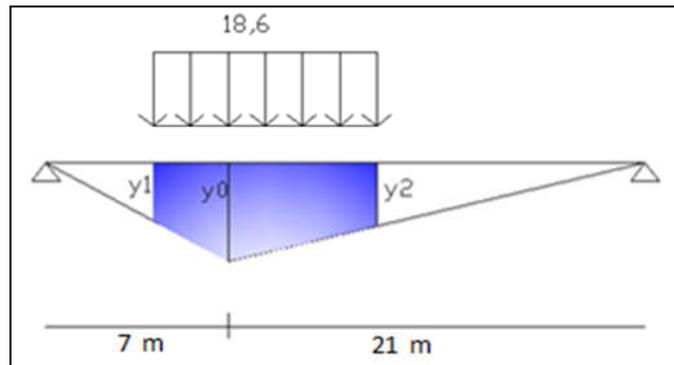


Figure : VI.12 Disposition du système D₂₄₀

$$\alpha = \frac{x_s}{L} = \frac{7}{28} = 0,25$$

$$\alpha d = 0,25 \times 18,6 = 4.65 \text{ m}$$

$$(1-\alpha)d = 13.95 \text{ m.}$$

$$y_0 = 5.25 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{7} = \frac{y_1}{(7-4.65)} \quad \Rightarrow y_1=1.7625 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{21} = \frac{y_2}{(21-13.95)} \quad \Rightarrow y_2=1.7625 \text{ m}$$

$$\Omega = \frac{y_0 + y_1}{2} \times \alpha D + \frac{y_0 + y_2}{2} \times (1-\alpha) D = 65.21625 \text{ m}^2$$

$$M_{D240} = q \times \Omega = \frac{240}{18.6} \times 65.21625 = \mathbf{841.5 \text{ t.m.}}$$

	M_t (t.m)	$M_t / 4$ (t.m)
Charge permanente	249.018	62.2545
A(L)	448.35	112.0875
B_c : 2 voies chargées	471.96	117.99
B_t : 2 voies chargées	352.842	88.2105
M_{c120}	568.108464	142.027116
D₂₄₀	841.5	210.375

☞ *Tableau : VI.2* Récapitulatif des moments fléchissant pour $x = l/4$

VI.3.3. Etude des moments fléchissant pour les différents chargements (pour $x=L/8$) :

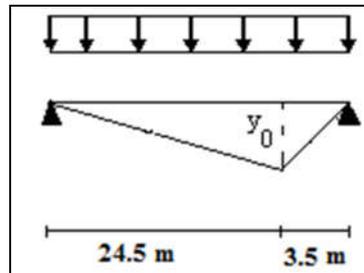
Moment dû à la charge permanente

$$y_0 = \frac{24.5 \times 3.5}{28} = 3.0625 \text{ m}$$

$$Mg (x=7L/8) = (g \cdot \frac{L}{2} \cdot x) - (g \cdot \frac{x^2}{2}) = (3.388 \times \frac{28}{2} \times 24.5) - (3.388 \times \frac{24.5^2}{2})$$

—————> **Mg = 145.6205 t.m**

Surcharge A(L) :



☞ *Figure. : VI.13: Disposition de la charge A(L)*

$$y_0 = 3,0625 \text{ m}$$

$$\Omega = \frac{(L \times y_0)}{2} = \frac{(28 \times 3.0625)}{2} = 42.875 \text{ m}^2$$

$$q(L) = 6.1 \text{ t/ml}$$

$$M_{A(L)} = \Omega \times q(L) = 42.875 \times 6.1$$

—————> **M_{A(L)} = 261.5375 t.m.**

Surcharge B_c:

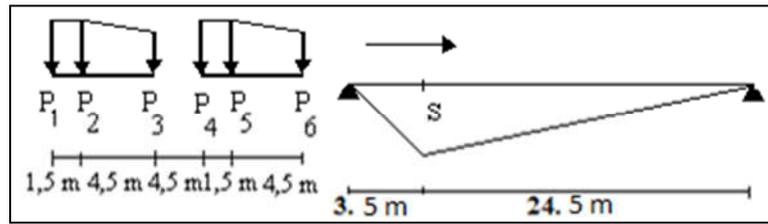


Figure: VI.14 : Disposition de système Bc

On cherche la position la plus défavorable des camions où la réaction est maximale.

NB :

La Condition à vérifier si $\longrightarrow R_{g1} \geq \frac{R.X_s}{L}$ ET $R_{g2} < \frac{R.X_s}{L}$

Forces	R [KN]	$\frac{R.X_s}{L}$	Rg1 [KN]	Rg2 [KN]	Condition
P ₆	60	7,5	60	0	vérifiée
P ₅	300	37,5	240	120	Non vérifiée
P ₄	300	37,5	120	0	vérifiée
P ₃	360	45	60	0	vérifiée
P ₂	600	75	240	120	Non vérifiée
P ₁	600	75	120	0	vérifiée

C'est évidant que le dernier cas qui va donner le moment max, donc on va étudier ce cas seulement.

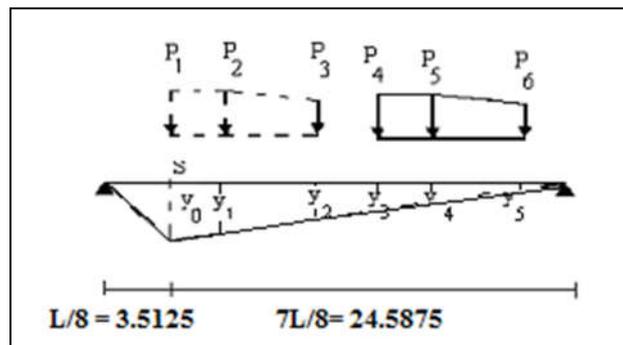


Figure: VI.15: Disposition du système Bc dans le 4^{eme} cas.

$$P = P_4 = P_5 = P_1 = P_2 = 12 \text{ t}$$

$$P/2 = P_3 = P_6 = 6 \text{ t}$$

$$y_0 = 3,073 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{24.5} = \frac{y_1}{23} = \frac{y_2}{18.5} = \frac{y_3}{14} = \frac{y_4}{12.5} = \frac{y_5}{8}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_0 = 3.073 \text{ m} \\ y_1 = 2.875 \text{ m} \\ y_2 = 2.3125 \text{ m} \\ y_3 = 1.75 \text{ m} \\ y_4 = 1.5625 \text{ m} \\ y_5 = 1 \text{ m} \end{cases}$$

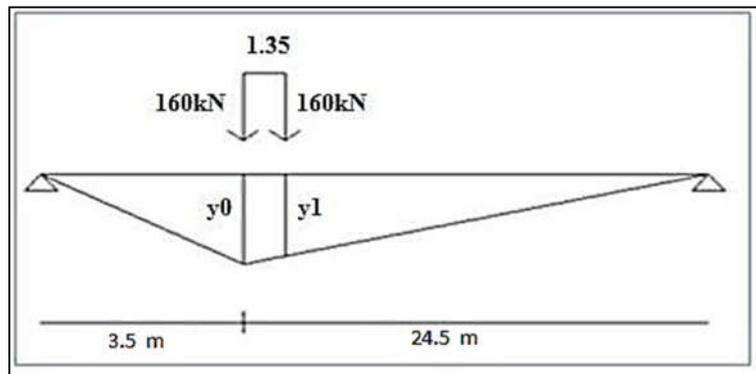
$$M_s = \sum P_i \times Y_i = 120 \times (y_0 + y_1 + \frac{y_2}{2} + y_3 + y_4 + \frac{y_5}{2}).$$

$$M_s = 12 \times (3.0625 + 2.875 + \frac{2.3125}{2} + 1.75 + 1.5625 + \frac{1}{2}) = 130.875 \text{ t.m/ml}$$

Puisqu'on dispose de trois voies : $M_s^{\max} = M_s \times n \times b_c \times \delta_{Bc}$

$$\left. \begin{array}{l} n = 2 \\ b_c = 1 \\ \delta_{Bc} = 1,104 \end{array} \right\} \Rightarrow M_s^{\max} = 288.972 \text{ .m}$$

Surcharge B_t :



☞ Figure: VI.116 : Disposition du système Bc dans le 4^{eme} cas.

$P = 16 \text{ t}$

$Y_0 = 3.0625 \text{ m}$

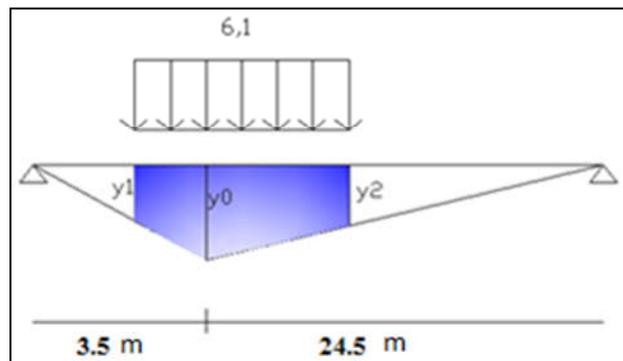
$$\frac{y_0}{24.5} = \frac{y_1}{24.5 - 1.35} \Rightarrow y_1 = 2.89375 \text{ m}$$

$M_s = 16 (5.25 + 4.9125) = 162.6$

Puisqu'on dispose de trois voies : $M_s^{\max} = M_s \cdot n \cdot b_t \cdot \delta_{Bt}$

$$\left. \begin{array}{l} n = 2 \\ b_t = 1 \\ \delta_{Bt} = 1,085 \end{array} \right\} \Rightarrow M_s^{\max} = 352.842 \text{ t.m}$$

Surcharge militaire M_{c120}



☞ *Figure: VI.17. Disposition du convoie M_{c120}*

$x_s = 3.5 \text{ m}$

$$\alpha = \frac{x_s}{L} = \frac{3.5}{28} = 0,125.$$

$\alpha D = 0,125 \cdot 6,1 = 0,7625 \text{ m}$

$(1-\alpha) D = 5,3375 \text{ m}$

$y_0 = 3.0625 \text{ m}$

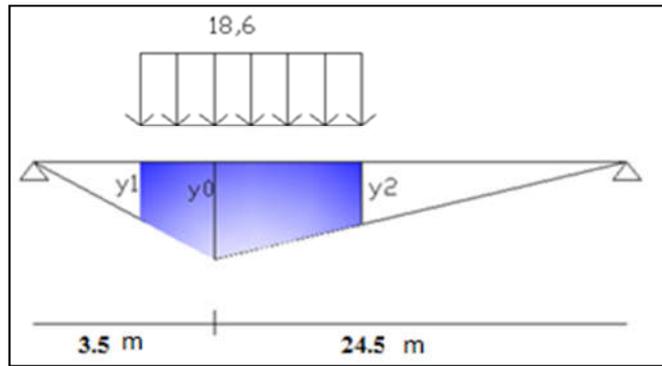
$$\frac{y_0}{3.5} = \frac{y_1}{3.5 - 0,7625} \Rightarrow y_1 = 2.3953125 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{24.5} = \frac{y_2}{24.5 - 5,3375} \Rightarrow y_2 = 2,3953125 \text{ m}$$

$$\Omega = \frac{y_0 + y_1}{2} \times \alpha D + \frac{y_0 + y_2}{2} \times (1-\alpha) D = 16.64632813 \text{ m}^2$$

$$M_{Mc120} = q \times \Omega \times \delta_{MC120} = \frac{110.}{6,1} \times 16.64632813 \times 1.101 = 330.5 \text{ m}$$

Convoi exceptionnel D₂₄₀



☞ Figure: VI.18. Disposition du convoie D240

$$\alpha = \frac{x_s}{L} = \frac{3.5}{28} = 0,125$$

$$\alpha d = 0,125 \times 18,6 = 2,325 \text{ m}$$

$$(1-\alpha)d = 16,275 \text{ m.}$$

$$y_0 = 3.0625 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{3.5} = \frac{y_1}{(3.5 - 2,325)} \Rightarrow y_1 = 1.028125 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{24,5} = \frac{y_2}{(24,5 - 16,275)} \Rightarrow y_2 = 1.028125 \text{ m}$$

$$\Omega = \frac{y_0 + y_1}{2} \times \alpha D + \frac{y_0 + y_2}{2} \times (1-\alpha) D = 38.0428125 \text{ m}^2$$

$$M_{D240} = q \times \Omega = \frac{2400.}{18.6} \times 38.0428125 = 490.875 \text{ t.m.}$$

	M_t (t.m)	M_t / 4 (t.m)
Charge permanente	145.6205	36.405125
A(L)	261.5375	65.384375
B_c : 2 voies chargées	288.972	72.243
B_t : 2 voies chargées	352.842	88.2105
M_{c120}	330.5	82.625
D₂₄₀	490.875	122.71875

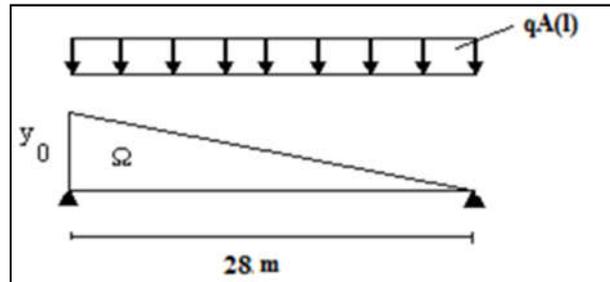
☞ Tableau : VI.3 Récapitulatif des moments fléchissant pour $x = l/8$

VI.3.4. Etude des efforts tranchants pour les différents chargements (pour x = 0)

Effort tranchant dû à la charge permanente

$$T = \frac{g.L}{2} = \frac{3.388 \times 28}{2} = 47.432 \text{ t}$$

Surcharge A(L) :



☞ Figure: VI.19 : Disposition de la charge A(L)

$$y_0 = 1$$

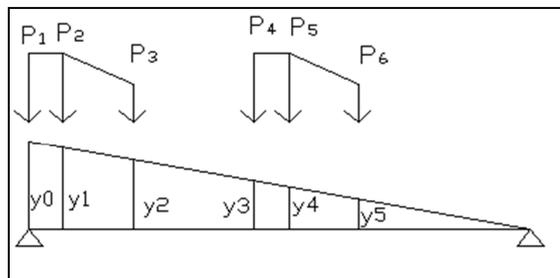
$$qA(L) = 6.1 \text{ t/ml}$$

$$T = qA(L) \times \Omega = 6.1 \times \frac{(1 \times 28)}{2} = 85.4 \text{ t}$$

Surcharge B_c :

$$P = P_1 = P_2 = P_4 = P_5 = 12 \text{ t}$$

$$P/2 = P_3 = P_6 = 6 \text{ t}$$



☞ Figure : VI.20 : Disposition du système Bc

$$\frac{y_0}{28} = \frac{y_1}{26.5} = \frac{y_2}{22} = \frac{y_3}{17.5} = \frac{y_4}{16} = \frac{y_5}{11.5}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_0 = 1 \text{ m} \\ y_1 = 0.928571428 \text{ m} \\ y_2 = 0.785714285 \text{ m} \\ y_3 = 0.625 \text{ m} \\ y_4 = 0.571428571 \text{ m} \\ y_5 = 0.410714285 \text{ m} \end{cases}$$

$$T^{\max} = 12 \times (y_0 + y_1 + \frac{y_2}{2} + y_3 + y_4 + \frac{y_5}{2}).$$

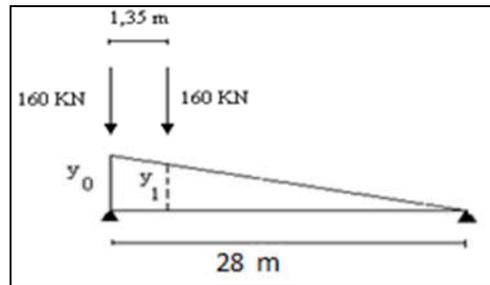
$$T^{\max} = 12 \times (1 + 0.928571428 + \frac{0.785714285}{2} + 0.625 + 0.571428571 + \frac{0.410714285}{2}) =$$

$$44.67857t$$

$$T_s^{\max} = M_s \cdot n \cdot b_c \cdot \delta_{Bc}$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 2 \\ b_c = 1 \\ \delta_{Bc} = 1,104 \end{array} \right\} \Rightarrow T_s^{\max} = 98.65028567 t$$

Surcharge B_t:



☞ Figure: VI.21 : Disposition du système Bc

$$T_s = (\sum P_i Y_i) \cdot n \cdot b_t \cdot \delta_{Bt}$$

$$Y_0 = 1 \text{ m}$$

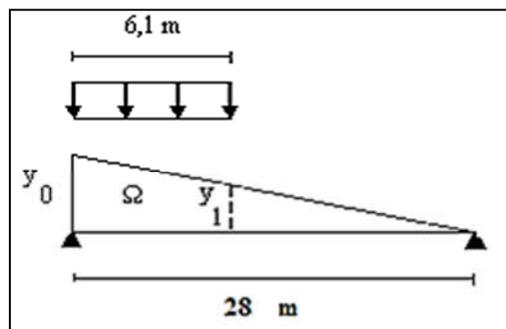
$$\frac{y_0}{28} = \frac{y_1}{28 - 1.35} \Rightarrow y_2 = 0.95178 \text{ m}$$

$$T_s = 16 (1 + 4.9125) = 31.2285 t$$

$$\text{Puisqu'on dispose de trois voies : } T_s^{\max} = T_s \cdot n \cdot b_t \cdot \delta_{Bt}$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 2 \\ b_t = 1 \\ \delta_{Bt} = 1,085 \end{array} \right\} \Rightarrow T_s^{\max} = 67.766 t \cdot m$$

Surcharge militaire M_{c120}



☞ Figure: VI.22 : Disposition du convoi militaire Mc₁₂₀

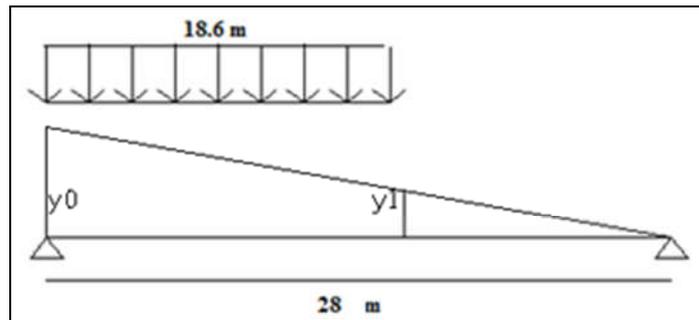
$$y_0 = 1 \text{ m}$$

$$\frac{1}{28} = \frac{y_1}{21.9} \Rightarrow y_1 = 0,7821 \text{ m}$$

$$\Omega = \frac{y_0 + y_1}{2} \cdot 6,1 = 5.435535714 \text{ m}^2$$

$$T_s = q \cdot \Omega \cdot \delta_{MC120} = \frac{110}{6.1} \times 5.435535714 \times 1.101 = \mathbf{107.9176607 \text{ t.}}$$

Convoi exceptionnel D₂₄₀:



☞ *Figure: VI.23 .Disposition du convoi exceptionnel D₂₄₀*

$$y_0 = 1 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{28} = \frac{y_1}{9.4} \Rightarrow y_1 = 0.335714 \text{ m}$$

$$\Omega = \frac{y_0 + y_1}{2} \cdot 18,6 = 12.4221428 \text{ m}^2$$

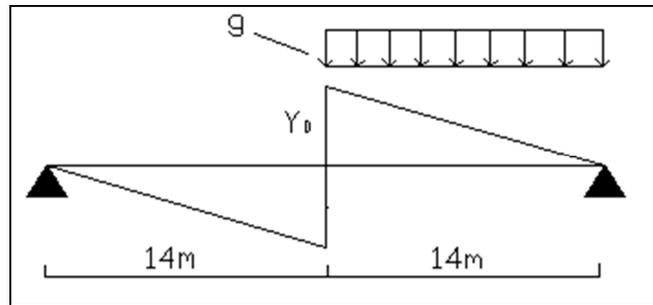
$$T_s = q \cdot \Omega = \frac{2400}{18.6} \times 12.44433 = \mathbf{160.2857143 \text{ t}}$$

	T (t.m)	T/ 4 (t.m)
Charge permanente	47.432	11.858
A(L)	85.4	21.35
B_c : 2 voies chargées	98.65028567	24.66257142
B_t : 2 voies chargées	67.766	16.9415
M_{c120}	107.9176607	26.97941518
D₂₄₀	160.2857143	40.07142858

☞ *Tableau : VI.4 . Récapitulatif des efforts tranchants pour x =0*

VI.3.5. Calcul des efforts tranchants pour les différents chargements (pour $x=L/2$)

Effort tranchant dû à la charge permanente

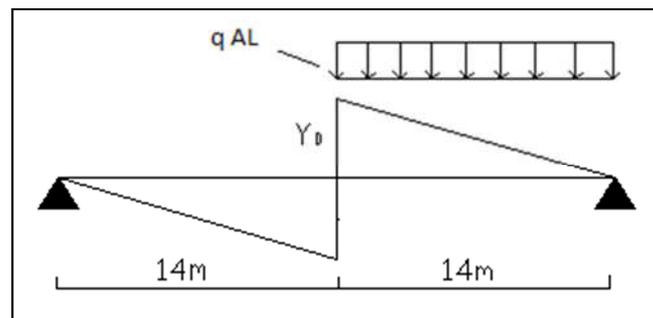


☞ Figure: VI.24 Disposition de la charge permanente

$$y_0 = 1 - \frac{x_s}{L} = 1 - \frac{14}{28} = 0.5 \text{ m}$$

$$T = g \cdot \Omega^+ = 3.388 \times \frac{0.5 \times 14}{2} = \mathbf{11.858 \text{ t}}$$

Surcharge A(L) :



☞ Figure: VI.25 Disposition de la charge A(L)

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{12+L} \quad \text{Avec : } L = 14 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A(l) = 0.23 + \frac{36}{12+14} \Rightarrow A(l) = 1.61/\text{m}^2$$

$$a_1 = 0.9$$

$$A_1(L) = \max \{ a_1 A(L) ; 0.4 - 0,0002 L \} = \{ 1.61 ; 0.3958 \}$$

$$\Rightarrow A_1(L) = 1.61 \text{ t/m}^2$$

$$a_2 = 1.071$$

$$A_2(L) = a_2 \times A_1(L) = 1.071 \times 1.61 = 1.41 \text{ t/m}^2$$

La charge par ml :

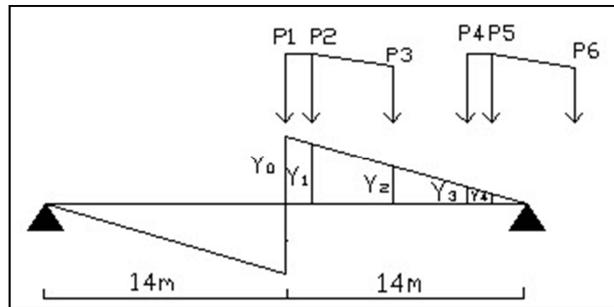
$$q_{A(L)} = A_2(L) \times L_c = 1.41 \times 5.6 = 7.9222 \text{ t/ml}$$

$$T = q_{A(L)} \times \Omega^+ = 7.9222 \times \frac{0.5 \times 14}{2} = \mathbf{27.727 \text{ t}}$$

Surcharge B_c :

$$P = P_1 = P_2 = P_4 = P_5 = 12 \text{ t}$$

$$P/2 = P_3 = P_6 = 6 \text{ t}$$



☞ *Figure: VI.26 Disposition de la surcharge B_c.*

$$y_0 = 0.5 \text{ m}$$

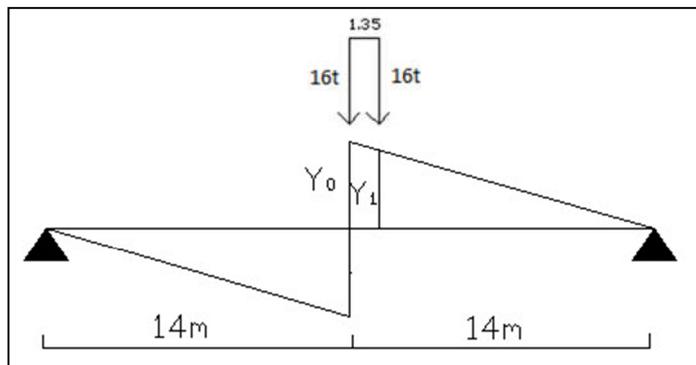
$$\frac{y_0}{14} = \frac{y_1}{12.5} = \frac{y_2}{8} = \frac{y_3}{3.5} = \frac{y_4}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.4464 \text{ m.} \\ y_2 = 0.2857 \text{ m} \\ y_3 = 0.125 \text{ m} \\ y_4 = 0.071 \text{ m} \end{cases}$$

$$T_s^{\max} = P \times \left(y_0 + y_1 + \frac{y_2}{2} + y_3 + y_4 + \frac{y_5}{2} \right) \times b_c \times \delta_{Bc} \times n$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 2 \\ b_c = 1 \\ \delta_{Bc} = 1,104 \end{array} \right\} \Rightarrow T_s^{\max} = 2.837 \text{ t}$$

Surcharge B_t :



☞ *Figure: VI.27 Disposition de la surcharge B_t.*

$P = 16 \text{ t}$

$Y_0 = 0.5 \text{ m}$

$$\frac{y_0}{14} = \frac{y_1}{14 - 1.35} \Rightarrow y_1 = 1.58 \text{ m}$$

$T_S = 16 (0.5 + 1.58) = 16 \text{ t}$

Puisqu'on dispose de trois voies : $T_S^{\max} = T_S \cdot n \cdot b_t \cdot \delta_{Bt}$

$$\left. \begin{array}{l} n = 2 \\ b_t = 1 \\ \delta_{Bt} = 1,085 \end{array} \right\} \Rightarrow T_S^{\max} = 34.72 \text{ t.m}$$

Surcharge militaire M_{c120} :

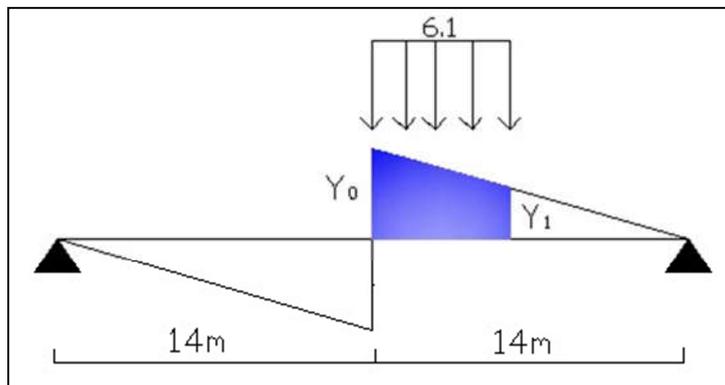


Figure: VI : 28 Disposition du convoi M_{c120} .

$y_0 = 0.5 \text{ m}$

$$\frac{y_0}{14} = \frac{y_1}{7.9} \Rightarrow y_1 = 0.28 \text{ m}$$

$$\Omega = \frac{y_0 + y_1}{2} \cdot 6.1 = \frac{0.5 + 0.28}{2} \times 6.1 = 2.3855 \text{ m}^2$$

$$T_S^{\max} = q \times \Omega \times \delta_{MC120} = \frac{110}{6.1} \times 3.910535 \times 1.101 = 47.3626 \text{ t}$$

Convoi exceptionnel D_{240} :

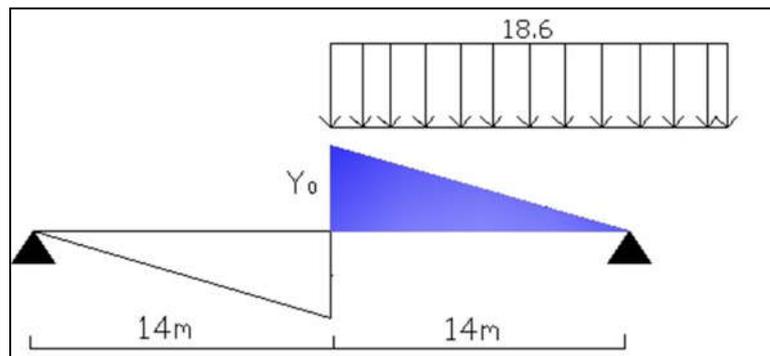


Figure: VI.29 Disposition du convoi exceptionnel D_{240}

$$y_0 = 0,5 \text{ m}$$

$$\Omega = \frac{0,5 \cdot 18,6}{2} = 4,65 \text{ m}^2$$

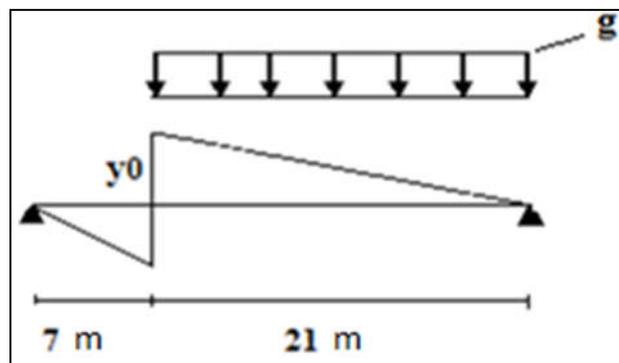
$$T_s^{\max} = q \times \Omega = \frac{240}{18,6} \times 7,79433 = 60 \text{ t}$$

	T (t.m)	T/ 4 (t.m)
Charge permanente	11.858	2.9645
A(L)	27.727	6.931
B_c : 2 voies chargées	2.837	0.709
B_t : 2 voies chargées	34.72	8.68
M_{c120}	47.36	11.84
D₂₄₀	60	15

☞ *Tableau : VI.5 Récapitulatif des efforts tranchants pour x =L/2*

VI.3.6. Calcul des efforts tranchants pour les différents chargements (pour x=L/4)

1. Effort tranchant dû à la charge permanente

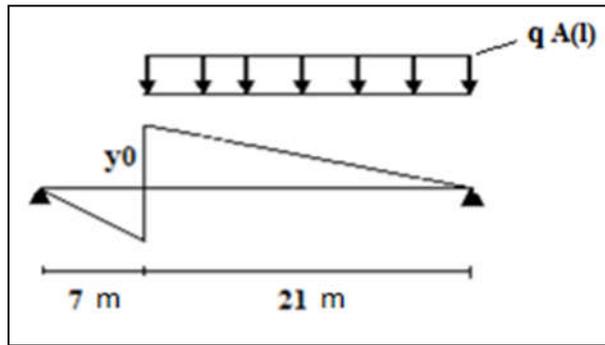


☞ *Figure: VI.30 Disposition de la charge permanente*

$$y_0 = 1 - \frac{x_s}{L} = 1 - \frac{7}{28} = 0,75 \text{ m}$$

$$T = g \cdot \Omega^+ = 3,388 \times \frac{0,75 \times 21}{2} = 26,6805$$

Surcharge A(L) :



☞ Figure: VI.31 : Disposition de la charge A(L)

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{12+L} \quad \text{Avec : } L = 21 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A(l) = 0.23 + \frac{36}{12+21} \Rightarrow A(l) = 1.321 \text{ /m}^2$$

$$a_1 = 0.9$$

$$A_1(L) = \max \{ a_1 A(L) ; 0.4 - 0,0002 L \} = \{ 1.188 \ ; \ 0.3958 \}$$

$$\Rightarrow A_1(L) = 1.188 \text{ t/m}^2$$

$$a_2 = 1.071$$

$$A_2(L) = a_2 \times A_1(L) = 1.071 \times 1.188 = 1.272 \text{ t/m}^2$$

La charge par ml :

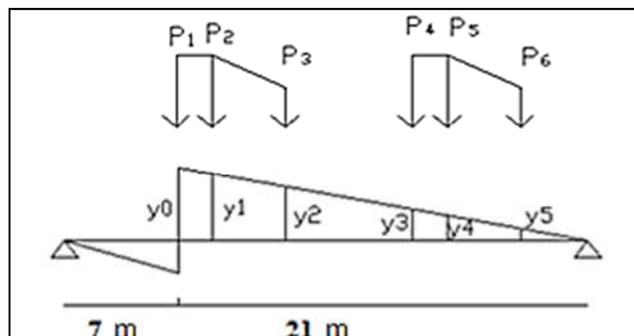
$$q A_{(L)} = A_2(L) \times L_c = 1.272 \times 5.6 = 7.1251488 \text{ t/ml}$$

$$T = q A_{(L)} \times \Omega^+ = 7.1251488 \times \frac{0.75 \times 21}{2} = 56.1105 \text{ t}$$

Surcharge B_c :

$$P = P_1 = P_2 = P_4 = P_5 = 12 \text{ t}$$

$$P/2 = P_3 = P_6 = 6 \text{ t}$$



☞ Figure: VI.32 Disposition de la surcharge Bc.

$$y_0 = 0.75 \text{ m}$$

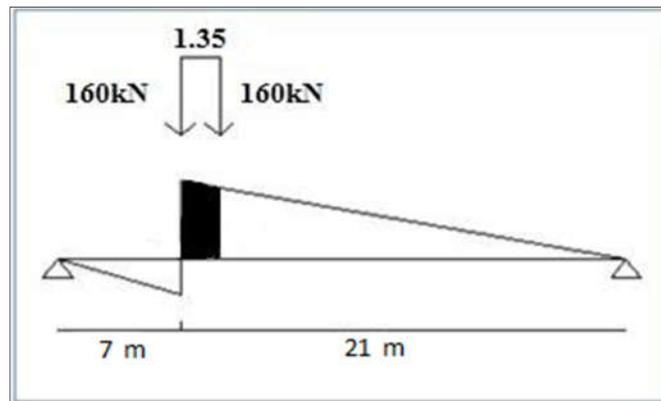
$$\frac{y_0}{21} = \frac{y_1}{19.5} = \frac{y_2}{15} = \frac{y_3}{10.5} = \frac{y_4}{9} = \frac{y_5}{4.5}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.6964 \text{ m.} \\ y_2 = 0.5357 \text{ m} \\ y_3 = 0.375 \text{ m} \\ y_4 = 0.3214 \text{ m} \\ y_5 = 0.1607 \text{ m} \end{cases}$$

$$T_s^{\max} = P \times \left(y_0 + y_1 + \frac{y_2}{2} + y_3 + y_4 + \frac{y_5}{2} \right) \times b_c \times \delta_{Bc} \times n$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 2 \\ b_c = 1 \\ \delta_{Bc} = 1,104 \end{array} \right\} \Rightarrow T_s^{\max} = 66.0849 \text{ t}$$

Surcharge B_t :



☞ **Figure: VI.33** Disposition de la surcharge B_t .

$$P = 16 \text{ t}$$

$$Y_0 = 0.75 \text{ m}$$

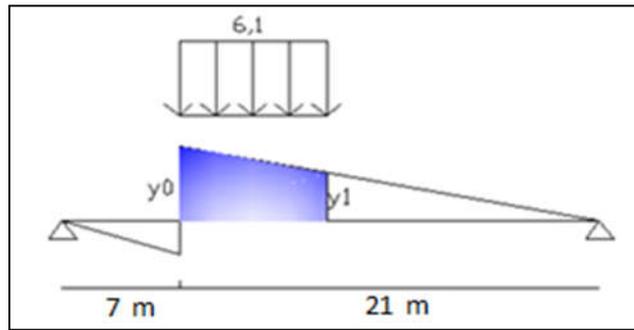
$$\frac{y_0}{21} = \frac{y_1}{21-1.35} \Rightarrow y_1 = 0.7017 \text{ m}$$

$$T_s = 16 (0.75 + 0.7017) = 23.2272 \text{ t}$$

Puisqu'on dispose de trois voies : $T_s^{\max} = T_s \times n \times b_t \times \delta_{Bt}$

$$\left. \begin{array}{l} n = 2 \\ b_t = 1 \\ \delta_{Bt} = 1,085 \end{array} \right\} \Rightarrow T_s^{\max} = 50.403024 \text{ t.m}$$

Surcharge militaire M_{c120} :



☞ Figure: VI.34 Disposition du convoi M_{c120} .

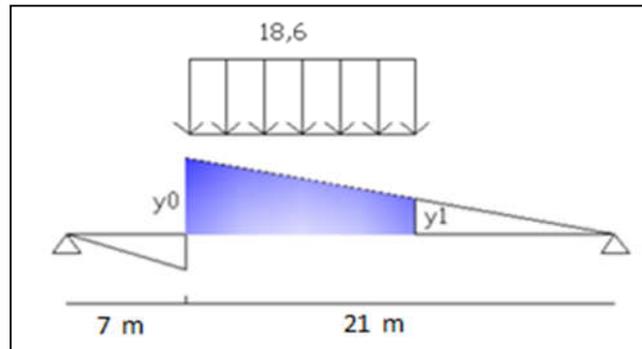
$$y_0 = 0,75 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{21} = \frac{y_1}{14,9} \Rightarrow y_1 = 0.53214 \text{ m}.$$

$$\Omega = \frac{y_0 + y_1}{2} \cdot 6,1 = \frac{0,75 + 0,5329}{2} \times 6,1 = 3.910535 \text{ m}^2$$

$$T_s^{\max} = q \times \Omega \times \delta_{MC120} = \frac{110}{6,1} \times 3.910535 \times 1.101 = 77.64016 \text{ t}.$$

Convoi exceptionnel D_{240} :



☞ Figure: VI.35 Disposition du convoi exceptionnel D_{240}

$$y_0 = 0,75 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{21} = \frac{y_1}{2,4} \Rightarrow y_1 = 0.08571 \text{ m}$$

$$\Omega = \frac{0,75 + 0,08571}{2} \cdot 18,6 = 7.77214 \text{ m}^2$$

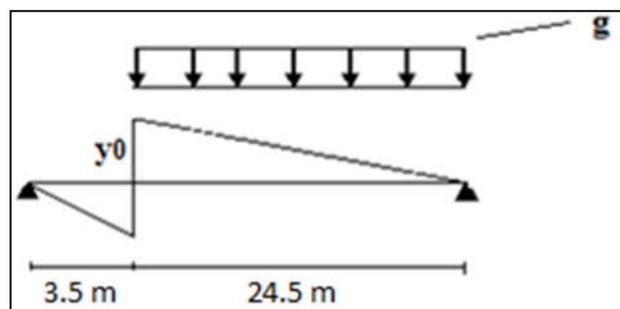
$$T_s^{\max} = q \times \Omega = \frac{240}{18,6} \times 7.79433 = 100.2857 \text{ t}$$

	T (t.m)	T/ 4 (t.m)
Charge permanente	26.6805	6.6745125
A(L)	56.1150	14.027625
B_c : 2 voies chargées	66.0849	16.521225
B_t : 2 voies chargées	50.403024	12.600756
M_{c120}	77.64016	19.41004
D₂₄₀	100.2857	25.071425

☞ *Tableau : VI.6 Récapitulatif des efforts tranchants pour x =L/4*

VI.3.7. Calcul des efforts tranchants pour les différents chargements (pour x=L/8)

Effort tranchant dû à la charge permanente : .1

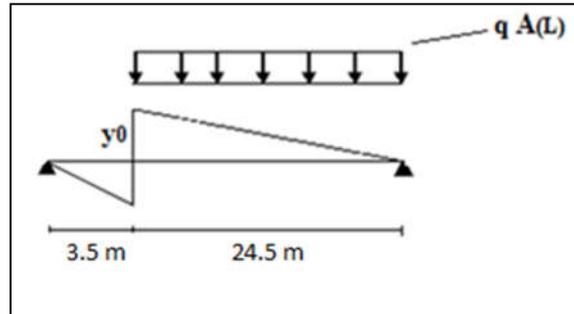


☞ *Figure: VI.36 : Disposition de la charge permanente*

$$y_0 = 1 - \frac{X_s}{L} = 1 - \frac{3.5}{28} = 0.875 \text{ m}$$

$$T = g \cdot \Omega^+ = 3.388 \times \frac{0.875 \times 24.5}{2} = 36.3151 \text{ t}$$

Surcharge A(L) :



☞ **Figure: VI.37** Disposition de la charge A(L)

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{12 + L} \quad \text{Avec : } L = 24.5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A(l) = 0.23 + \frac{36}{12 + 24.5} \Rightarrow A(l) = 1.21630 \text{ t/m}^2$$

$$a_1 = 0.9$$

$$A_1(L) = \max \{ a_1 A(L) ; 4 - 0,002 L \} = \{ 1.0946 ; 0.3951 \}$$

$$\Rightarrow A_1(L) = 1.0946 \text{ t/m}^2$$

$$a_2 = 1.071$$

$$A_2(L) = a_2 \times A_1(L) = 1.071 \times 1.0946 = 1.17231 \text{ t/m}^2$$

La charge par ml :

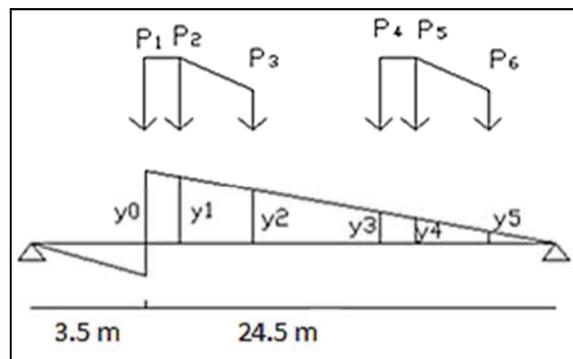
$$q A_{(L)} = A_2(L) \times L_c = 1.17231 \times 5.6 = 6.5654 \text{ t/ml}$$

$$T_s^{\max} = q A_{(L)} \times \Omega^+ = 6.5654 \times \frac{0.875 \times 24.5}{2} = 70.37288 \text{ t}$$

Surcharge Bc :

$$P = P_1 = P_2 = P_4 = P_5 = 120 \text{ KN}$$

$$P/2 = P_3 = P_6 = 60 \text{ KN}$$



☞ **Figure: VI.38** Disposition de la surcharge Bc.

$$y_0 = 0.875 \text{ m}$$

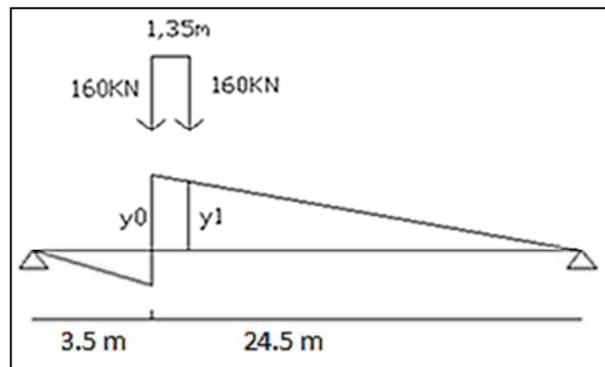
$$\frac{y_0}{24.5} = \frac{y_1}{23} = \frac{y_2}{18.5} = \frac{y_3}{14} = \frac{y_4}{12} = \frac{y_5}{8}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.8214 \text{ m.} \\ y_2 = 0.6607 \text{ m} \\ y_3 = 0.5 \text{ m} \\ y_4 = 0.4285 \text{ m} \\ y_5 = 0.2857 \text{ m} \end{cases}$$

$$T_s^{\max} = P \times (y_0 + y_1 + \frac{y_2}{2} + y_3 + y_4 + \frac{y_5}{2}) \times b_c \times \delta_{Bc} \times n$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 2 \\ b_c = 1 \\ \delta_{Bc} = 1,104 \end{array} \right\} \Rightarrow T_s^{\max} = 82.08725 \text{ t}$$

Surcharge B:



☞ *Figure: VI.39 Disposition de la surcharge Bt.*

$$P = 16 \text{ t}$$

$$Y_0 = 0.875 \text{ m}$$

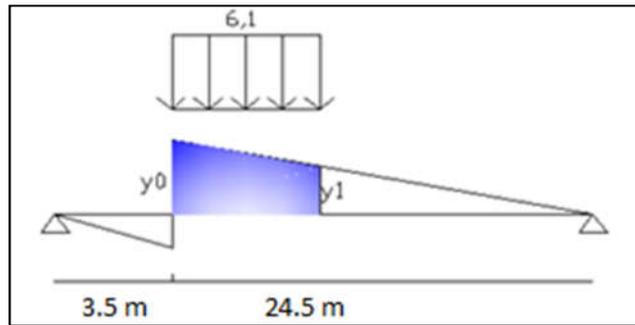
$$\frac{y_0}{24.5} = \frac{y_1}{24.5 - 1.35} \Rightarrow y_1 = 0.8267 \text{ m}$$

$$T_s = 16 (0.75 + 0.7017) = 27.22857 \text{ t}$$

Puisqu'on dispose de trois voies : $T_s^{\max} = T_s \times n \times b_t \times \delta_{Bt}$

$$\left. \begin{array}{l} n = 2 \\ b_t = 1 \\ \delta_{Bt} = 1,085 \end{array} \right\} \Rightarrow T_s^{\max} = 59.086 \text{ t.m}$$

Surcharge militaire M_{c120} :



☞ **Figure: VI.40** Disposition du convoi M_{c120} .

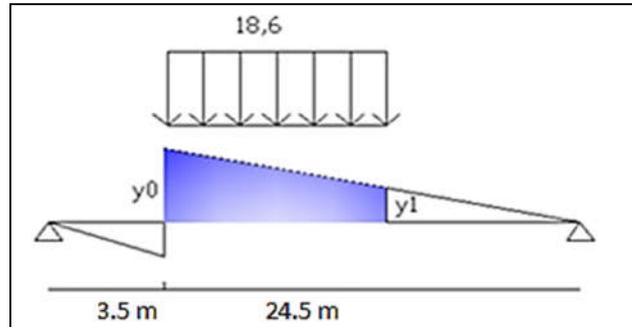
$$y_0 = 0,875 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{24.5} = \frac{y_1}{18.4} \Rightarrow y_1 = 0.65714 \text{ m} .$$

$$\Omega = \frac{y_0 + y_1}{2} \cdot 6,1 = \frac{0.875 + 0.65714}{2} \times 6.1 = 4.67303 \text{ m}^2$$

$$T_s^{\max} = q \times \Omega \times \delta_{MC 120} = \frac{110}{6.1} \times 4.67303 \times 1.101 = \mathbf{92.7789 \text{ KN}} .$$

Convoi exceptionnel D_{240} :



☞ **Figure: VI.41** Disposition du convoi exceptionnel D_{240}

$$y_0 = 0.875 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{24.5} = \frac{y_1}{5.9} \Rightarrow y_1 = 0.2107 \text{ m}$$

$$\Omega = \frac{0,875 + 0.2107}{2} \cdot 18,6 = 10.0971 \text{ m}^2$$

$$T_s^{\max} = q \times \Omega = \frac{240}{18.6} \times 10.11933 = \mathbf{130.2857 \text{ t}}$$

	T (t.m)	T/ 4 (t.m)
Charge permanente	36.3151	9.078775
A(L)	70.37288	17.59322
B_c : 2 voies chargées	82.08725	20.5218125
B_t : 2 voies chargées	59.086	14.7715
M_{c120}	92.7789	23.194725
D₂₄₀	130.2857	32.571425

☞ *Tableau: VI.7 récapitulatif des efforts tranchants pour x =L/8*

VI.4.méthode de grillage des poutres et la dalle orthotrope

Cette méthode de calcul repose sur la théorie des plaques orthotropes. Elle fut développée par GUYON dans le cas d’une dalle orthotrope à rigidité torsionnelle négligeable. MASSONNET en 1950 généralisa les relations trouvées par Guyon en introduisant l’effet de la torsion dans les calculs. En 1966, Massonnet et Barres publièrent un recueil de ces méthodes illustré par un certain nombre d’exemples.

VI.4. 1. Principe de la méthode

Cette méthode vise à déterminer les efforts tranchants dans un grillage de poutres soumis à un chargement quelconque, ponctuel ou réparti. Le système dalle-poutre discret est remplacé par un système uniforme composé d’une dalle anisotrope ou orthotrope ayant des caractéristiques constantes suivant chacun de ses axes transversal et longitudinal.

Cette méthode a pour but de déterminer la répartition des efforts dans les différentes parties de la structure et où les variations de ces efforts ne sont pas très importantes, l’erreur qui en résulte peut être considérée comme négligeable.

La méthode s’appuie sur la résolution approchée de l’équation différentielle d’un grillage simple constitué, dans le sens des y, de n poutres espacées de b₀, et de n entretoises, dans le sens des x, espacées de l₀. Cette équation est équivalente à celle d’une plaque orthotrope :

$$P(x,y) = \rho_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_e) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \rho_e \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}$$

Dont :

ρ_p : Rigidité flexionnelle des poutres, répartie par unité de longueur.

ρ_e : Rigidité flexionnelle des entretoises, répartie par unité de longueur.

γ_p : Rigidité torsionnelle des poutres, répartie par unité de longueur.

γ_e : Rigidité torsionnelle des entretoises, répartie par unité de longueur.

w : Déformée de la dalle.

P (x,y) : chargement de la dalle.

VI.4. 2. Paramètres fondamentaux

Deux paramètres fondamentaux caractérisent l'ouvrage calculé.

Le premier : θ , est le paramètre d'entretoisement. Il détermine la souplesse de l'entretoisement. Plus θ est grand, plus souple est l'entretoisement.

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}} ;$$

b : demi largeur active de l'ouvrage ;

$$2b = n b_0$$

L : portée du pont.

Le deuxième : α , est le paramètre de torsion. Il caractérise la résistance à la torsion de l'ouvrage.

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\rho_p \rho_e}}$$

Ces deux paramètres sans dimension sont très importants car ils conditionnent la détermination de tous les coefficients de répartitions transversales.

$$\rho_p = \frac{E.I_p}{b_0} ; \rho_e = \frac{E.e^3}{12}$$

E : Module de Young.

e : La hauteur de la dalle en béton.

I_p : Moment d'inertie

b_0 : Entre axe de deux poutres intermédiaires.

$$\gamma_p = \frac{G.I_p^t}{b_0} ; \gamma_e = \frac{G.I_e^t}{b_1}$$

G : Module de cisaillement ; $G = \frac{E}{2,3}$.

I_p^t : Moment d'inertie torsionnel d'une poutre.

I_e^t : moment d'inertie torsionnel de l'hourdis.

VI.4. 2. 1. Calculs

a/ Moment d'inertie équivalent a prendre pour les calculs :

$$2b = n b_0 = 3 \times 1.9667 + 2 \cdot 0.85 \Rightarrow b = 7.6 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{b = 3.8 \text{ m}}$$

$$L = 28 \text{ m}$$

$$I_0 = 1.336391235 \text{ m}^4 \text{ (Moment d'inertie de la section d'about avec hourdis)}$$

$$I_m = 1.53869064 \text{ m}^4 \text{ (Moment d'inertie de la section d'about avec hourdis)}$$

$$I_{p \text{ equivalent}} = I_0 + 8 \cdot (I_m - I_0) / 3\pi$$

$$= 1.710407132 \text{ m}^4$$

B. Rigidité flexionnelle de la poutre

$$\rho_p = \frac{E \cdot I_p}{b_0} = \frac{E \cdot 1.710407132}{1.9667} = 0.869683801 E$$

C. Rigidité flexionnelle de l'entretoise :

e = 0,20 m (épaisseur de la dalle)

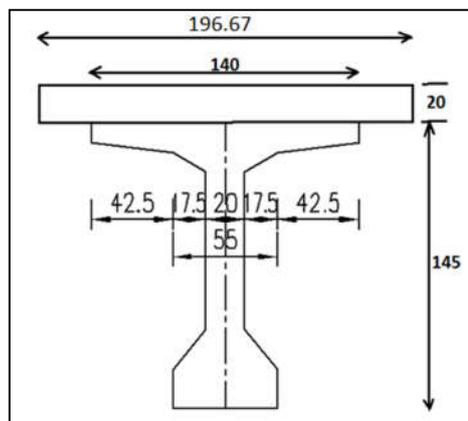
$$\rho_e = \frac{E \cdot e^3}{12} = \frac{E \cdot 0,20^3}{12} = 0.000666 E$$

▀ **Le paramètre d'entretoisement θ :**

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}} = \frac{3.9334}{28} \sqrt[4]{\frac{0.869683801 E}{0.000666 E}} \Rightarrow \mathbf{\theta = 0,85012653}$$

▀ **Rigidité torrentielle de la poutre C_p :**

Avant le calcul, on procède à la transformation suVIante : Calcul des $\gamma_0, \gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ et γ_4 :



☞ **Figure : VI.42 Section réelle.**

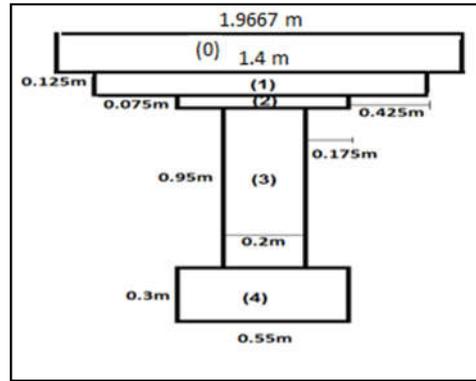


Figure: VI.43 Section homogénéisée.

$$K_p = \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3 + \gamma_4$$

$$\gamma_0 = k(a/b) \cdot b \cdot a^3 = k(1,9667/0,20) \cdot 1,9667 \cdot (0,20)^3 = 4,94620565 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\gamma_1 = k(a/b) \cdot b \cdot a^3 = k(1,4/0,125) \cdot 1,4 \cdot (0,125)^3 = 9,1054687 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\gamma_2 = k(a/b) \cdot b \cdot a^3 = k(0,55/0,075) \cdot 0,55 \cdot (0,075)^3 = 6,9841406 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\gamma_3 = k(a/b) \cdot b \cdot a^3 = k(0,95/0,2) \cdot 0,95 \cdot (0,2)^3 = 2,1964 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\gamma_4 = k(a/b) \cdot b \cdot a^3 = k(0,55/0,3) \cdot 0,55 \cdot (0,3)^3 = 3,2373 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$K_p = 0,011360293 \text{ m}^4$$

e. Rigidité torsionnel de la poutre :

$$\gamma_p = \frac{G \cdot I'_p}{b_0} = \frac{E}{2,3} \cdot \frac{0,011360293}{1,9667} \Rightarrow \gamma_p = 2511,444 \cdot 10^{-6} E$$

F. Rigidité torsionnel de l'entretoise :

$$\gamma_e = \frac{E \cdot e^3}{12} \quad \text{avec } e = 20 \text{ cm}$$

$$\gamma_e = \frac{E \cdot 0,20^3}{12} \Rightarrow \gamma_e = 666,666 \cdot 10^{-6} \cdot E$$

Le paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\rho_p \rho_e}} = \frac{2511,444 \cdot 10^{-6} E + 666,666 \cdot 10^{-6} E}{2\sqrt{0,869683801 \cdot E \times 0,000666 E}}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,066026933$$

VI.4 2. 2. Les coefficients de répartition transversale

L'étude analytique d'un grand nombre de cas a permis à Massonnet de déterminer des coefficients de répartition transversale K en fonction des deux paramètres fondamentaux. Ces coefficients sont définis dans des tableaux pour les deux valeurs extrêmes $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$.

Des formules d'interpolation permettent de déterminer K pour la valeur de α réelle.

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

Chaque type d'effort (moments, efforts tranchants, etc) fait intervenir un coefficient de répartition transversale des charges différent. Ce dernier est alors multiplié par le moment moyen pour obtenir le moment fléchissant existant dans une poutre déterminée. Le moment moyen correspond au moment de flexion de la poutre seule sous la charge et appuyée à ses extrémités. La répartition transversale des charges étant connue, l'étude du pont se poursuit par les méthodes ordinaires de la stabilité des constructions.

VI.5 – Calcul du coefficient de répartition : K_{α}

La valeur de α dans notre cas et comprise entre 0 et 1 celle de Θ également ; les valeurs de K_{α} telles que $\alpha=0$ et $\alpha=1$ sont consignés dans le tableau de GUTON – MASSONNET

Pour le calcul de K_{α} ($\Theta = 0,84$) on fait rappel aux formules d'interpolation de SATTLER

avec ($0,1 < \Theta < 1$).

$$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha (1 - e^{(0,065 - \Theta)/0,063})$$

▀ Valeurs de K_0 pour $\theta = 0,85$

Y	b	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		-0,375	0,335	1,053	1,716	2,049	1,716	1,053	0,335	-0,375
b/4		-0,528	-0,029	0,507	1,112	1,716	2,025	1,683	1,011	0,270
b/2		-0,441	-0,185	0,108	0,507	1,053	1,683	2,121	2,027	1,718
3b/4		-0,266	-0,240	-0,185	-0,029	0,335	1,011	2,027	3,197	4,196
b		-0,073	-0,266	-0,441	-0,528	-0,375	0,270	1,718	4,196	7,558

☞ *Tableau : VI.8 Valeur de K_0 pour $\theta = 0,85$*

▀ Valeurs de K_1 pour $\theta = 0,85$

Y	b	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,585	0,743	0,972	1,260	1,442	1,260	0,972	0,743	0,585
b/4		0,352	0,470	0,651	0,924	1,260	1,494	1,371	1,147	0,967
b/2		0,217	0,300	0,434	0,651	0,972	1,371	1,689	1,675	1,566
3b/4		0,140	0,201	0,300	0,470	0,743	1,147	1,675	2,185	2,438
b		0,094	0,140	0,217	0,352	0,585	0,967	1,566	2,438	3,562

☞ *Tableau : VI. 9 Valeur de K_1 pour $\theta = 0,85$*

▀ Valeurs de K_a pour $\theta = 0,85$

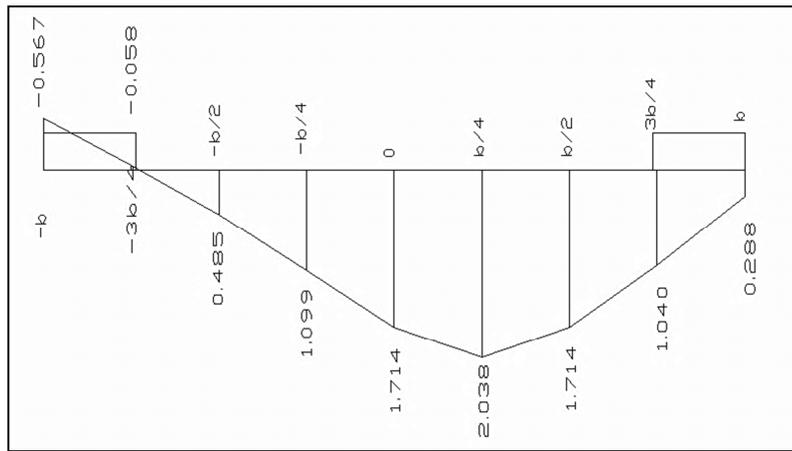
Y	b	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		-0,422	0,315	1,057	1,738	2,078	1,738	1,057	0,315	-0,422
b/4=0.95		-0,571	-0,053	0,500	1,121	1,738	2,051	1,699	1,004	0,236
$P_{1=0.98335}$		-0,567	-0,058	0,485	1,099	1,714	2,038	1,714	1,040	0,288
b/2=1.9		-0,473	-0,209	0,092	0,500	1,057	1,699	2,142	2,044	1,725
3b/4=2.85		-0,286	-0,262	-0,209	-0,053	0,315	1,004	2,044	3,247	4,281
$P_{2=2.95005}$		-0,264	-0,324	-0,236	-0,107	0,237	0,923	2,010	3,355	4,646
b=3.8		-0,081	-0,286	-0,473	-0,571	-0,422	0,236	1,725	4,281	7,753

☞ *Tableau : VI.10 Valeur de K_a pour $\theta = 0,85$*

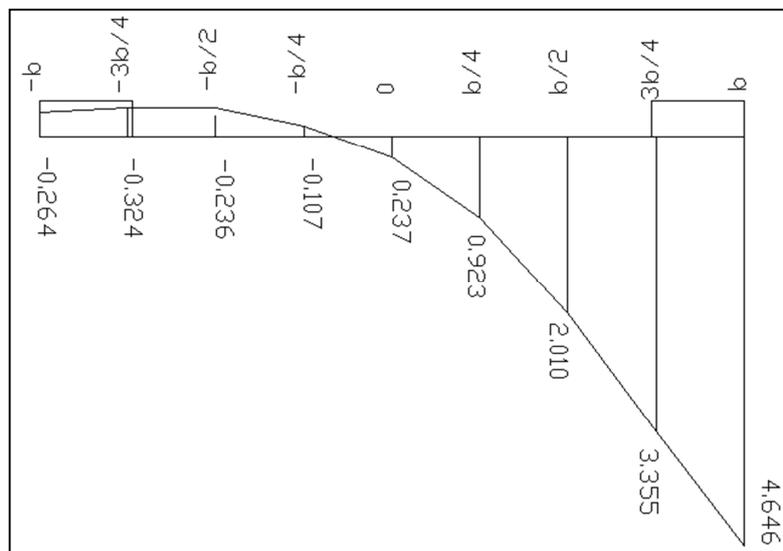
▀ Valeurs de K_α correspondants aux positions actives des poutres

POUTRES	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$P_1=0.98335$	-0.567	-0.058	0.485	1.099	1.714	2.038	1.714	1.040	0.288
$P_2=2.95005$	-0.264	-0.324	-0.236	-0.107	0.237	0.923	2.010	3.355	4.646

☞ **Tableau : VI.11** Valeur de K_α pour $\theta = 0,85$



☞ **Figure : VI.44** Ligne d'influence de k_α de la poutre centrale ($y=0.98$)



☞ **Figure : VI.45** Ligne d'influence de k_α de la poutre centrale ($y=2.95$)

VI.5.1. Calcul des K_α moyens

a) Cas d'une charge uniformément répartie

$$k_\alpha \text{ moy} = Sk/L$$

Avec Sk : l'aire engendrée par la courbe k_α ; (les surface sont calculer avec logicielle AUTO-CAD)

L : longueur chargée.

☞ *Remarque* : Pour charge permanente $k_{\alpha m} = 1$

b) cas d'une charge concentrée

$$k_\alpha \text{ moy} = \frac{\sum k_i}{n}$$

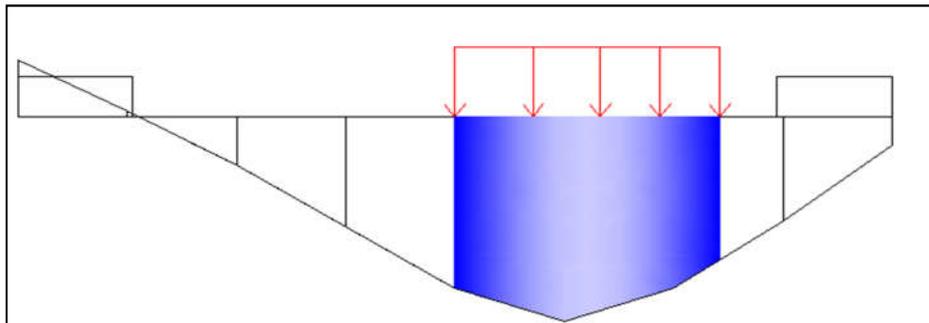
n : nombre de charges concentrées.

1. Poutre centrale : (y=0)

a. Surcharge A(L) :

1^{er} cas : 1 voie chargée, de largeur, $L_{Al} = 1.V = 2.8m$

Pont de la 2^{ème} classe et 1 voie chargée $a_1 = 1$



☞ *Figure: VI.46* Ligne d'influence K_α : poutre centrale (y = 98)

$$Sk = 4,1932$$

$$L = 2,8 \Rightarrow k_\alpha \text{ moy} = 1.49$$

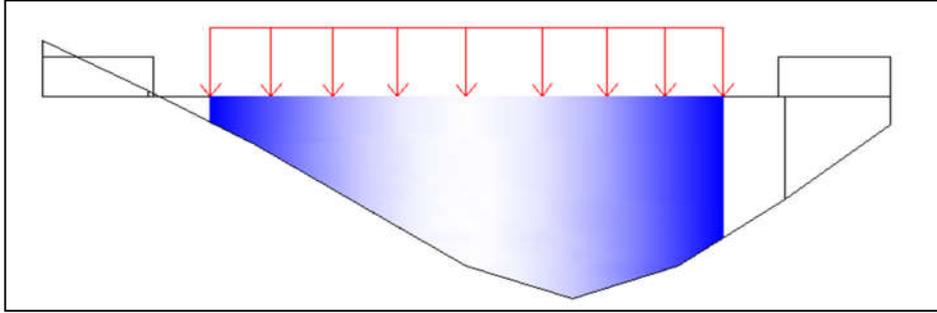
Le CRT η_{Al} est:

$$\eta_{AL} = \frac{Kal}{n} = \frac{1.49}{4} = \mathbf{0.37}$$

$$a_1. \eta_{Al}.L_{Al} = 1 . 0,37. 2.8 = 1,04$$

2^{ème} cas : 2 voies chargées, de largeur, $L_{Al} = 2.V = 5.6m$

Pont de la 2^{ème} classe et 2 voies chargées $a_1 = 0,9$



☞ **Figure: VI.47.** Ligne d'influence $K\alpha$: poutre centrale ($y = 0.98$)

$$Sk = 6,4301$$

$$L = 5.6 \Rightarrow k_{\alpha} \text{ moy} = 1.14$$

Le CRT η Al est:

$$\eta_{AL} = \frac{K\alpha l}{n} = \frac{1.14}{4} = \mathbf{0.28}$$

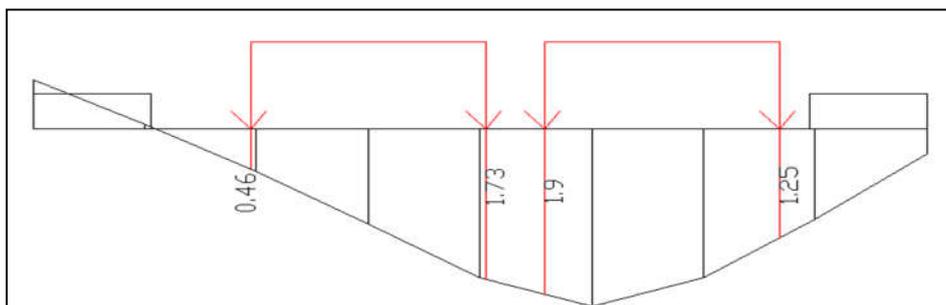
$$a1. \eta_{AL} \cdot L \cdot |A| = 0.9 \cdot 0,28 \cdot 5,6 = 1,44$$

Donc le 2ème cas est le plus défavorable.

b. Surcharge B_c

Les camions sont disposés transversalement sur la largeur chargeable (L_c) de telle façon à ce que l'axe de la file de roues la plus excentrée soit à une distance minimale de 0.25 m par rapport à la bordure

Le nombre de camions est toujours inférieur ou égal au nombre de voies disponibles. Les camions peuvent être contigus ou séparés pour produire la situation la plus défavorable recherchée.



☞ **Figure : VI.48.** Ligne d'influence $K\alpha$: poutre centrale ($y = 0.98$)

$$\sum K_i = 0,46 + 1,73 + 1,9 + 1,25 = 5,34$$

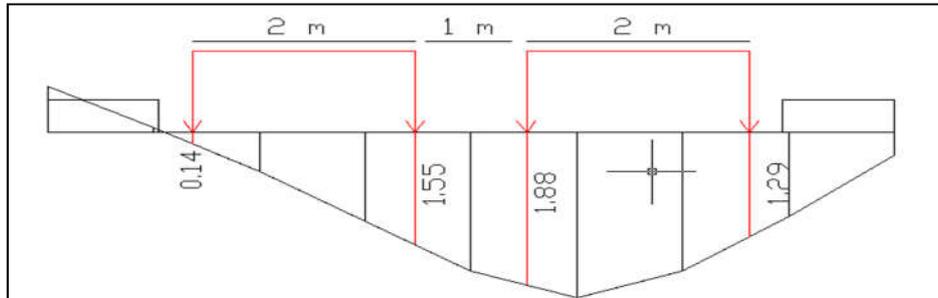
$$n = 4 \Rightarrow k_{\alpha} \text{ moy} = 1.335$$

$$\eta_{BC} = k_{\alpha} \text{ moy} / N = 1,275 / 4 = 0,33$$

$$bc. \eta_{BC} = 1 \cdot 0.33 = 0.33$$

Surcharge B_t

Les tandems sont disposés transversalement sur la largeur chargeable (Lc). L'axe de la file de roues la plus excentrée doit se situer au minimum à une distance de 0.25 m par rapport à la bordure



☞ **Figure: VI.49.** Ligne d'influence K_α : poutre centrale ($y = 0.98$)

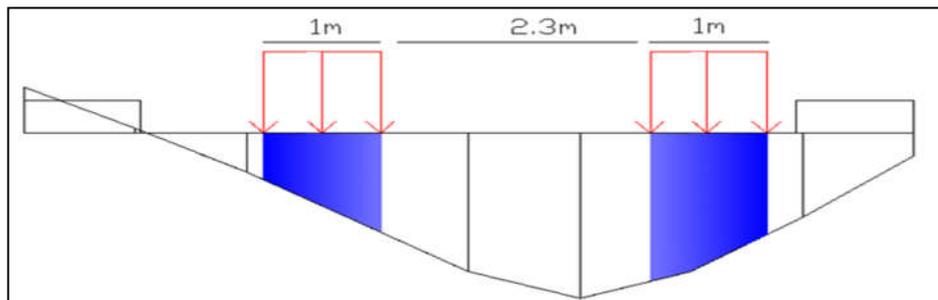
$$\sum K_i = 0,14 + 1,39 + 1,88 + 1,29 = 4,7$$

$$n=4 \Rightarrow k_\alpha \text{ moy} = 1.175$$

$$\eta_{Bt} = k_\alpha \text{ moy} / N = 1,175 / 4 = 0,29$$

$$bt. \eta_{Bt} = 1 \cdot 0.29 = 0.29$$

c. Surcharge M_{c120}



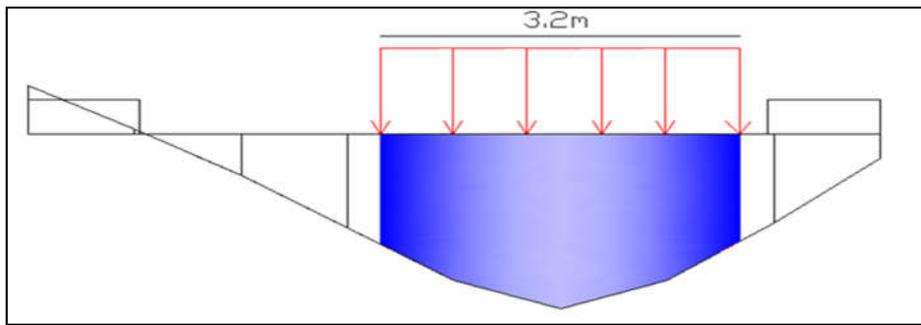
☞ **Figure: VI.50.** Ligne d'influence K_α : poutre centrale ($y = 0.98$)

$$Sk = 0,9051 + 1,5850 = 2,49$$

$$L = 2 \Rightarrow k_\alpha \text{ moy} = 1,245$$

$$\eta_{mc120} = k_\alpha \text{ moy} / N = 1,245 / 4 = 0,31$$

d. Surcharge D₂₄₀ :



☞ *Figure: VI.51 Ligne d'influence K_α : poutre centrale (y = 0.98 m)*

$$Sk = 5.5060$$

$$L = 3,2 \Rightarrow k_{\alpha} \text{ moy} = 1.72$$

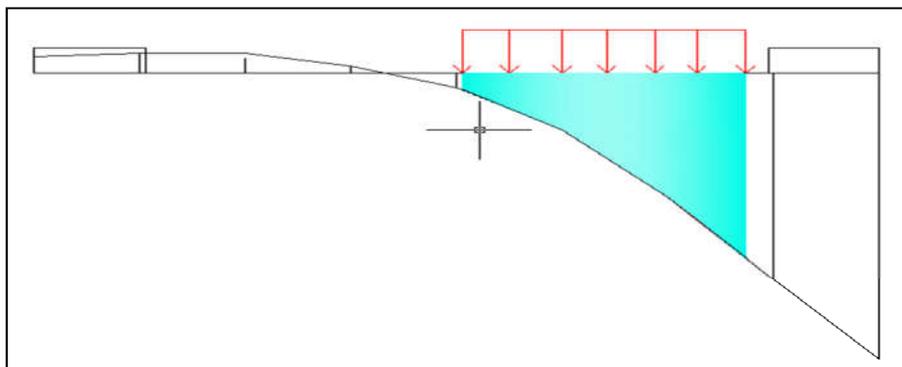
$$\eta_{D240} = k_{\alpha} \text{ moy} / N = 1,72 / 4 = 0,43$$

2. Poutre intermédiaire 1 : (y=2.95m)

a. Surcharge A(L) :

1^{er} cas : 1 voie chargée, de largeur, LAI = 1.V = 2.8m

Pont de la 2^{ème} classe et 1 voie chargée a1= 1



☞ *Figure: VI.52 Ligne d'influence K_α : poutre intermédiaire 1 (y = 2.95 m)*

$$Sk = 3.6853$$

$$L = 2,8 \Rightarrow k_{\alpha} \text{ moy} = 1.31$$

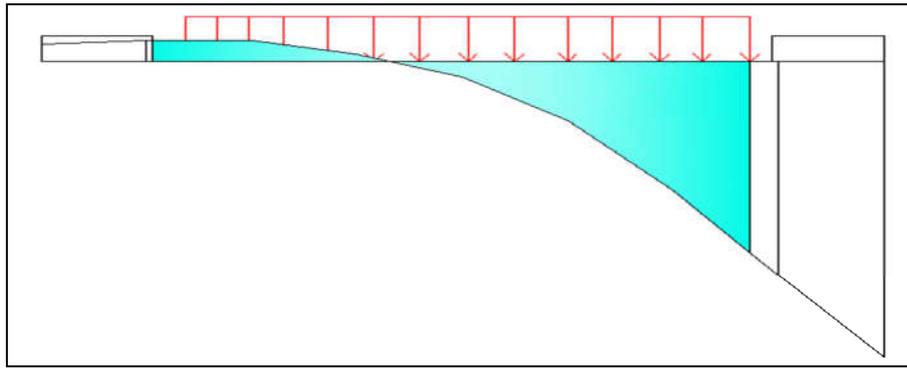
Le CRT η_{Al} est:

$$\eta_{AL} = \frac{Kal}{n} = \frac{1.31}{4} = \mathbf{0.32}$$

$$a1. \eta_{Al}.LAI = 1 . 0,32 . 2.8 = 0,92$$

2^{er} cas : 2 voie chargée, de largeur, LAI = 2.V = 5.6m

Pont de la 2^{ème} classe et 2 voie chargée a1=0,9



☞ **Figure: VI.53** Ligne d'influence K_a : poutre intermédiaire 1 ($y = 2.95 \text{ m}$)

$$S_k = 3,7751 + 0.5124 = 4,2875$$

$$L = 5.6 \Rightarrow k_a \text{ moy} = 0.7656$$

Le CRT η_{AL} est:

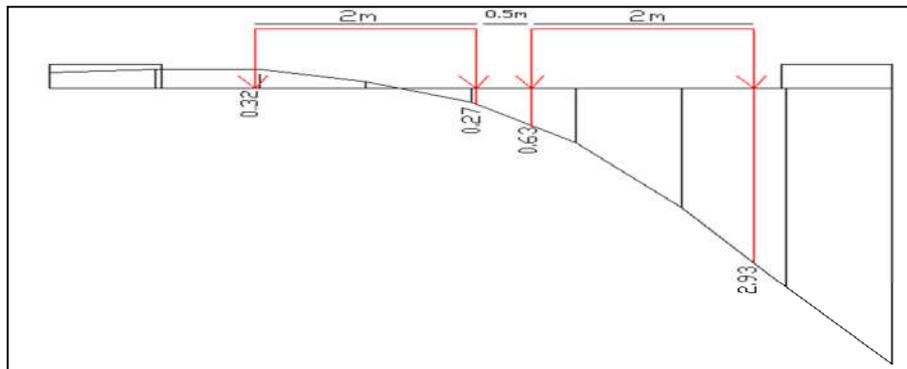
$$\eta_{AL} = \frac{K_a l}{n} = \frac{0.58}{4} = \mathbf{0.19}$$

$$a1. \eta_{AL}.L|A1 = 0.9 \cdot 0,19 \cdot 5.6 = 0,96$$

b. Surcharge B_c

Les camions sont disposés transversalement sur la largeur chargeable (L_c) de telle façon à ce que l'axe de la file de roues la plus excentrée soit à une distance minimale de 0.25 m par rapport à la bordure

Le nombre de camions est toujours inférieur ou égal au nombre de voies disponibles. Les camions peuvent être contigus ou séparés pour produire la situation la plus défavorable recherchée.



☞ **Figure: VI.54** Ligne d'influence K_a : poutre intermédiaire 1 ($y = 2.95 \text{ m}$)

$$\sum K_i = 2,93 + 0,63 + 0,27 + 0,32 = 4,15$$

$$n = 4 \Rightarrow k_{\alpha} \text{ moy} = 1.03$$

$$\eta_{Bc} = k_{\alpha} \text{ moy} / N = 1,03 / 4 = 0,25$$

$$\text{bt. } \eta_{Bc} = 1 \cdot 0.25 = 0.25$$

Surcharge B_t

Les tandems sont disposés transversalement sur la largeur chargeable (Lc). L'axe de la file de roues la plus excentrée doit se situer au minimum à une distance de 0.25 m par rapport à la bordure

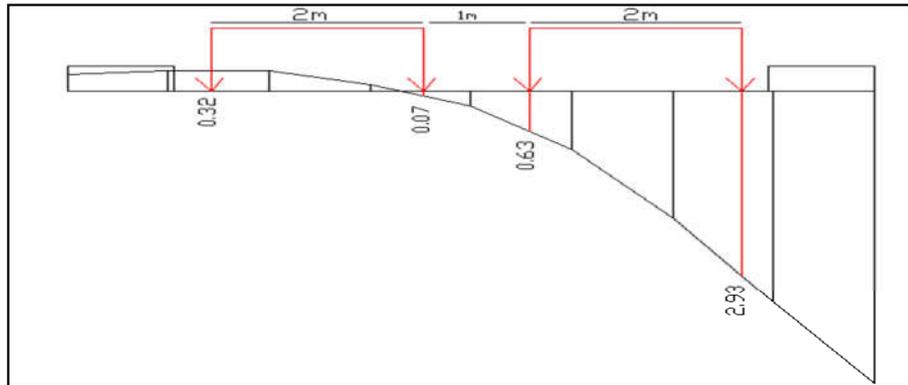


Figure: VI.55 .Ligne d'influence K_{α} : poutre centrale ($y = 2.95$)

$$\sum K_i = 2.93 + 0,63 + 0,07 + 0,32 = 3,95$$

$$n = 4 \Rightarrow k_{\alpha} \text{ moy} = 0,98$$

$$\eta_{Bt} = k_{\alpha} \text{ moy} / N = 0,98 / 4 = 0,24$$

$$\text{bt. } \eta_{Bt} = 1 \cdot 0.24 = 0.24$$

c. Surcharge M_{c120} :

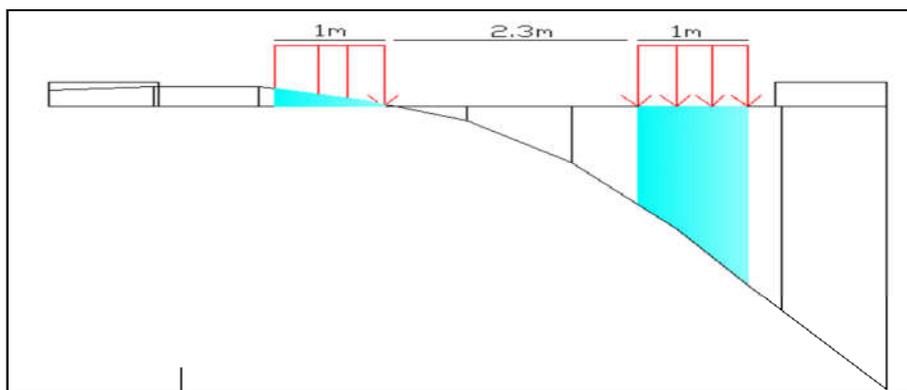


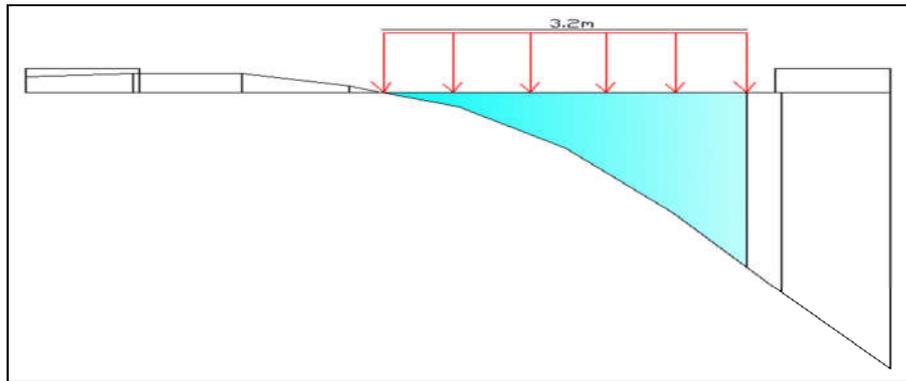
Figure: VI.56 Ligne d'influence K_{α} : poutre intermédiaire 1 ($y = 2.95$ m).

$$Sk = 2,2390 + 0,1730 = 2,412$$

$$L = 2 \Rightarrow k_{\alpha} \text{ moy} = 1,206$$

$$\eta_{mc120} = k_{\alpha} \text{ moy} / N = 1,206 / 4 = 0,30$$

d. Surcharge D₂₄₀ :



☞ *Figure: VI.57 : Ligne d'influence K_α : poutre intermédiaire 1 (y = 2.95 m)*

$$S_k = 3,6249 \text{ m}^2$$

$$L = 3,2 \Rightarrow k_{\alpha} \text{ moy} = 1,13$$

$$\eta_{D240} = k_{\alpha} \text{ moy} / N = 1,13 / 4 = 0,28$$

Valeur de k_α moy :

Surcharges	P1	P2
G	1	1
A(L)	1,49	1,31
B _c	1,335	1,03
B _t	1,175	0,98
M _{C120}	1,245	1,206
D ₂₄₀	1,72	1,13

☞ *Tableau: VI.12 Récapitulatif k_α moy*

VI.6. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :

$$M_{\text{réel}} = k_{\alpha \text{ moy}} \cdot M_{\text{xm}}$$

M_{xm} : Moment fléchissant moyen de chaque poutre

surcharges	Poutres M_{xm} (kn.m/ml)	P1 (y=0.98)	P2 (y=2.95)
G	830,06	830,06	830,06
A(L)	1494,5	2226,805	1957,795
Bc	1484,15	1981,34	1528,675
B_t	1347,65	1583,489	1320,697
Mc₁₂₀	1888,1	2350,685	2277,049
D₂₄₀	2804,825	4824,299	3169,452

☞ *Tableaux: VI.13 Récapitulatifs des moments fléchissant pour X =L/2*

Surcharges	Poutres M_{xm} (KN.m/ml)	P1 (y=0.98)	P2 (y=2.95)
G	622,545	622,545	622,545
A(L)	1120,875	1670,104	1468,346
Bc	1179,9	1575,167	1215,297
B_t	882,105	1036,473	864,4629
Mc₁₂₀	1420,27	1768,236	1712,846
D₂₄₀	2103,75	3618,45	2377,238

☞ *Tableaux : VI.14. Récapitulatifs des moments fléchissant pour X =L/4*

Surcharges	Poutres M_{xm} (KN.m/ml)	P1 (y=0,98)	P2 (y=2,95)
G	364,05	364,05	364,05
A(L)	653,84	974,2216	856,5304
Bc	722,43	964,4441	744,1029
B _t	882,10	1036,468	864,458
Mc ₁₂₀	826,25	1028,681	996,4575
D ₂₄₀	1227,18	2110,75	1386,713

☞ *Tableau : VI.15 Récapitulatifs des moments fléchissant pour X =L/8*

Combinaison d'action

$$ELU : 1.35G + \max \begin{cases} 1.605 \max[(A(L); B)] + T \\ 1.35M_{c120} \\ 1.35D_{240} \end{cases}$$

$$ELS : G + \max \begin{cases} 1.2[\max(A(L); B)] + T \\ M_{c120} \\ D_{240} \end{cases}$$

combinaison		P1	P2
X=L/2	ELU	7633,38465	5399,3412
	ELS	5654,359	3999,512
X=L/4	ELU	5725,34325	4049,70705
	ELS	4240,995	2999,783
X=L/8	ELU	3340,98	2363,53005
	ELS	2474,8	1750,763

☞ *Tableau : VI.16 .Récapitulatif des moments fléchissent dus à différente poutres*

☞ Remarque :

La poutre centrale est la plus sollicitée à l'ELS l'abscisse $X=L/2$ et à la combinaison G+D240

Surcharges	Poutres T_{xm} (KN)	P1 ($y=0,98$)	P2 ($y=2,95$)
G	118,58	118,58	118,58
A(L)	213,5	318,115	279,685
Bc	246,625	329,2444	254,0238
Bt	169,415	199,0626	166,0267
Mc ₁₂₀	269,79	335,8886	325,3667
D ₂₄₀	400,714	689,2281	452,8068

☞ *Tableau : VI.17 Récapitulatifs des efforts tranchant pour $X = 0$*

Surcharges	Poutres T_{xm} (KN)	P1 ($y=0,98$)	P2 ($y=2,95$)
G	29,645	29,645	29,645
A(L)	69,31	103,2719	90,7961
Bc	7,09	9,46515	7,3027
Bt	86,8	101,99	85,064
Mc ₁₂₀	118,4	147,408	142,7904
D ₂₄₀	150	258	169,5

☞ *Tableau : VI. 18 Récapitulatifs des efforts tranchant pour $X = L/2$*

Surcharges	Poutres T_{xm} (KN)	P1 (y=0,98)	P2 (y=2,95)
G	66,745	66,745	66,745
A(L)	140,276	209,0112	183,7616
Bc	165,212	220,558	170,1684
B _t	126,007	148,0582	123,4869
Mc ₁₂₀	194,1	241,6545	234,0846
D ₂₄₀	250,714	431,2281	283,3068

☞ **Tableau : VI.19** Récapitulatifs des efforts tranchant pour X = L/4

surcharges	Poutres T_{xm} (KN)	P1 (y=0,98)	P2 (y=2,95)
G	90,787	90,787	90,787
A(L)	175,932	262,1387	230,4709
Bc	205,218	273,966	211,3745
B _t	147,715	173,5651	144,7607
Mc ₁₂₀	231,947	288,774	279,7281
D ₂₄₀	325,714	560,2281	368,0568

☞ **Tableau : VI.20** Récapitulatifs des efforts tranchant pour X = L/8

Combinaison d'action

$$\text{ELU : } 1.35G + \max \begin{cases} 1.605 \max[(A(L); B)] + T \\ 1.35M_{c120} \\ 1.35D_{240} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } G + \max \begin{cases} 1.2[\max(A(L); B)] + T \\ M_{c120} \\ D_{240} \end{cases}$$

Combinaison		P1	P2
X=0	ELU	1090,54094	771,37218
	ELS	807,8081	571,3868
X=L/2 .	ELU	388,32075	268,84575
	ELS	287,645	199,145
X=L/4	ELU	672,263685	472,56993
	ELS	497,9731	350,0518
X=L/8	ELU	878,870385	619,43913
	ELS	651,0151	458,8438

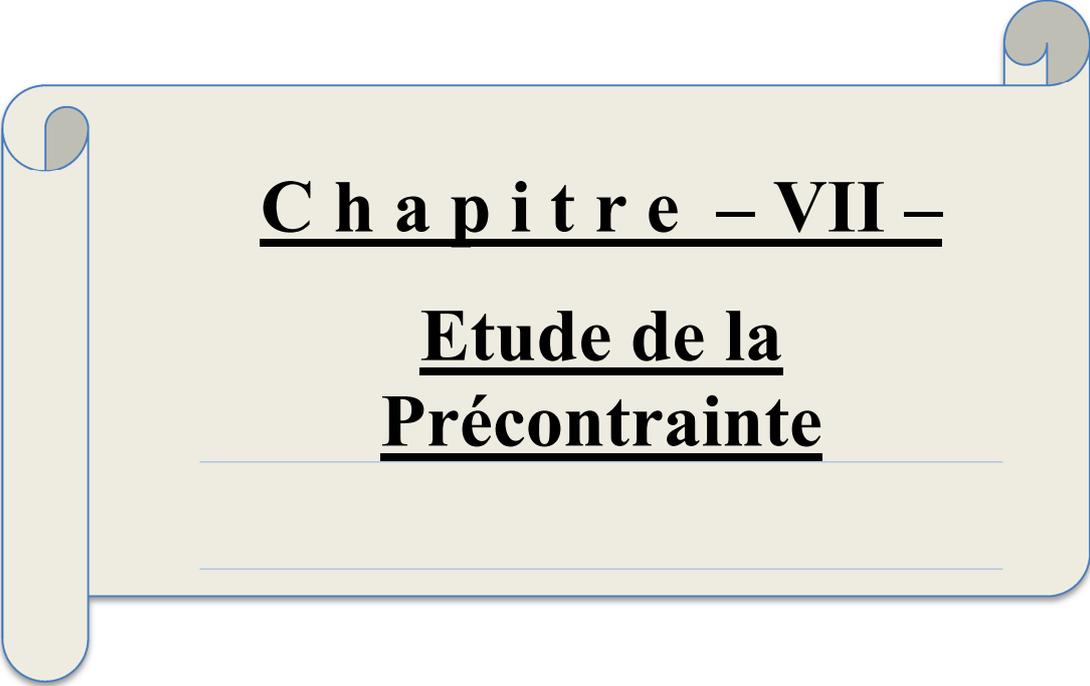
☞ **Tableau : VI.21** Des combinaisons d'action des efforts tranchants

☞ *Remarque :*

On remarque que la poutre P1 est la plus sollicitée a l'ELS l'abscisse X=0 et a la combinaison G+D240

VI.7. Conclusion

Dans notre projet, l'entretoisement assuré par l'hourdis a une rigidité finie, c'est pour cela qu'ont utilisé la méthode de GUYON-MASSONNET.



Chapitre – VII –

Etude de la
Précontrainte

VII.1 Introduction

Le béton présente une résistance à la traction très faible par rapport à la compression (de l'ordre de 1/10) d'où l'introduction de l'acier (béton armé). D'autre part, le B.A est un matériau lourd, il est donc mal adapté aux grandes portées. La solution logique est d'éliminer la zone tendue du béton en le comprimant à l'avance par des barres ou des câbles, d'où le mot précontrainte.

La précontrainte permet la réalisation d'ouvrages soumis à des contraintes importantes (pont ou réservoirs de grande capacité) aussi bien que d'éléments qui, tout en étant de faible épaisseur, doivent assurer des portées relativement longues (dalles-planchers, poutres).

VII.2 définition de la précontrainte

La précontrainte est un procédé mécanique qui consiste à produire dans un matériau avant sa mise en service, des contraintes égales à celles produites par des charges qui solliciteront mais de signe opposé, c'est le béton qui est précontraint et ce sont des aciers à hautes résistances mises en tension qui produisent la précontrainte. Cette mise en tension peut se faire après le coulage de béton (post - tension) ou avant le coulage de béton (pré-tension).

VII.2.1 Principe de la précontrainte

Le principe de la précontrainte, ancien en lui-même, a été principalement développé dans son application aux constructions en béton, à tel point qu'il reste souvent méconnu dans d'autres systèmes constructifs. Certains développements récents montrent toutefois que le principe peut être judicieusement appliqué à des matériaux nouveaux. Nous nous intéressons aux systèmes constructifs architecturaux nécessitant une utilisation de la précontrainte implicite ou explicite. Nous avons pour objectif :

- De mieux cerner le concept de précontrainte dans sa généralité par une approche faisant une large part à l'utilisation faite par E. Freyssinet,
- D'étudier le processus de conception utilisant la précontrainte à travers l'outil de conception en structures.

VII.2.2. Avantages et inconvénients du béton précontraint

a. Avantages

- Une meilleure utilisation de la matière puisque contrairement au béton armé, il n'y a pas de béton tendu inutile (tout au moins en classe I et II).
- Le béton situé autour des armatures de précontrainte est toujours comprimé, on limite ainsi sérieusement les risques de corrosion.

- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères, à force égale, que les aciers de béton armé.
- L'effort de précontrainte, agissant en sens inverse des charges extérieures, limite les déformées. On obtient ainsi une diminution des flèches des poutres et donc une diminution de leur hauteur.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé.

b. Inconvénients

- Nécessité de fabriquer des bétons plus résistants, principalement avant 28jours.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- Des calculs en général plus complexes que pour les ouvrages en béton armé.

VII.2.3. Modes de la précontrainte

Depuis la découverte du béton précontraint, son utilisation dans le domaine du génie civil s'est développée rapidement surtout à partir des années 30 et 40 du 20e siècle. Depuis lors, plusieurs techniques de réalisation ont connu le jour. Les plus connues d'entre elles sont la pré-tension et la post-tension (notre cas)

VII.2.3.1 Précontrainte par pré- tension

C'est la mise en tension des armatures avant le coulage du béton .cela suppose que l'on doive tendre les aciers en s'appuyant soit le coffrage lui- même soit sur des culées ancrées dans le sol ou tous autres dispositifs qui permettent de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre.

VII.2.3.2 Précontrainte par post-tension

A l'opposé, la précontrainte par post – tension suppose le coulage Du béton avant la mise en tension des armatures de précontraintes.

Sous l'action du vérin auquel il est attaché, le câble, logé dans un conduit, s'allonge et se tend à l'effort P (**Fig.VII.1**). Le vérin, s'appuyant sur le béton, exerce sur lui un effort de compression, égal à P en vertu de la loi d'action et réaction : P est donc l'effort de précontrainte. Le principe de fonctionnement du vérin est indiqué dans la (**Fig.VII.2**).

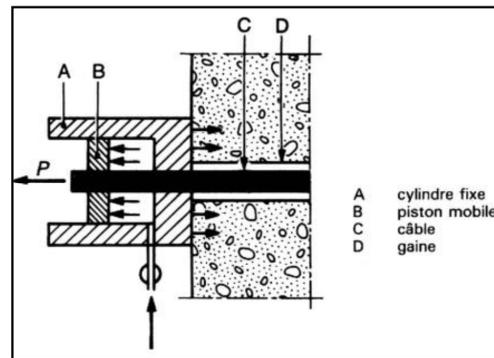
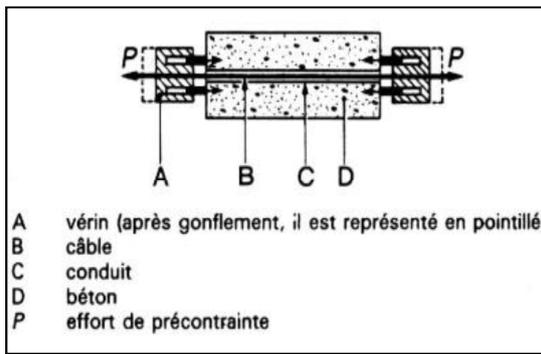


Figure. VIII.1 Mise en tension d'un câble

Figure.. VIII.2 Schéma de principe d'un vérin

a. Domaines d'utilisation de la post-tension

Bien qu'elle ne représente qu'une faible part d'utilisation dans le monde si on la compare à la pré-tension. Cependant, la post tension est indispensable pour la réalisation des grandes structures industrielles (85 % des ponts, enceintes de confinement de centrales nucléaires, plates-formes offshore, grands barrages, stades, grands bâtiments, etc.).

b. Opérations de la post-tension

- Mise en place des armatures passives : cadres, épingles, étriers, aciers longitudinaux, chaises de support des gaines ;
- Mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.
- Mise en place des plaques d'appui et des frettages adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement futur des ancrages;
- Coulage du béton;
- Pendant le durcissement du béton, enfilage des câbles:
 - o fil par fil ou toron par toron pour les câbles réalisés sur le chantier. On procède alors par poussage à l'intérieur de la gaine;
- Le câble en entier, par traction au moyen d'un fil pré-enfilé dans la gaine est attaché à une « chaussette » en tête de câble pour en faciliter le glissement. Ceci suppose que les câbles sont pré-assemblés en atelier. Cette méthode permet d'avoir des câbles réguliers et évite les enchevêtrements et croisements de fils.
- Mise en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons (ou fils) dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.
- Mise en tension des deux côtés pour les câbles longs (un ancrage actif à chaque extrémité).

On mesure la longueur de câble sortant derrière le vérin à chaque étape de mise en tension (5 ou 6 étapes) pour les comparer aux valeurs calculées par le bureau d'études et s'assurer que la mise en tension du câble tout au long de son tracé est correcte.



☞ *Figure.VIII.3* Mise en place des gaines

c. Les classes de vérification

Pour les sections courantes, les vérifications se répartissent en trois classes auxquelles correspondent des contraintes limites des matériaux.

- Classe I : pas de traction dans le béton (précontrainte totale) usage : ouvrages spéciaux qui nécessitent une étanchéité particulière (réservoirs, centrales nucléaires, ...).
- Classe II : traction admise sans fissuration du béton (précontrainte courante), usage : ouvrages courants exposés aux intempéries.
- Classe III : fissuration admise mais limitée par la présence d'armatures passives (précontrainte partielle), usage : planchers de bâtiments, ouvrages non exposés.

☞ *NB* : Dans notre étude, on utilise la précontrainte par post- tension

VII.3. Détermination de la précontrainte

Module de déformation longitudinale des armatures de précontraintes : $E_p = 1,95 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$.

- Résistance caractéristique du béton à 28 jours d'âge $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.
- Armatures passives : HA Fe 500 ; $F_e = 500 \text{ MPA}$
- ρ_{1000} : valeur de la perte de tension par relaxation à 1000 heure $\rho_{1000} = \leq 2,5\%$
- Partie constructive : -coulage en une seule phase
- Mise en tension une seule famille : à 21 jours

VII.3.1 Classes de vérification

- Justification à réaliser en classe II de précontrainte : traction admise sans fissuration du béton (précontrainte courante), usage : ouvrage courant exposer aux intempéries.

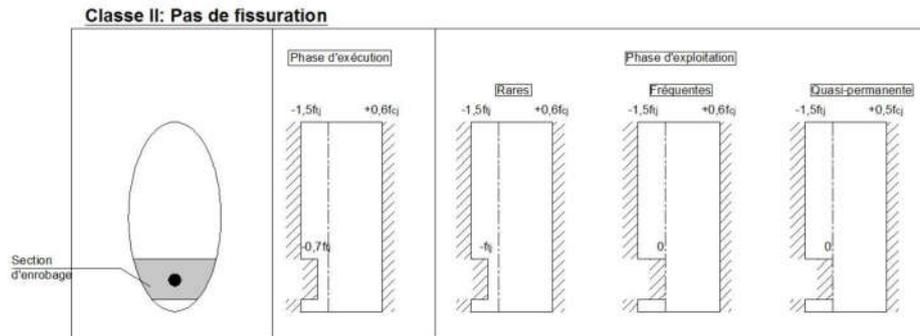


Figure VIII.4 Contraintes limites du béton en classe II

Contrainte limites du béton:

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28}$$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à (j) jours.

la résistance à la compression est conventionnellement maintenue constante à partir de 28^{ème} jour.

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

Pour 21 jours (date de mise en tension)

$$f_{c21} = \frac{21}{4,76 + 0,83 \times 21} \times 35 = 33,12 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

f_{tj} : résistances caractéristiques à la traction du béton à (j) jours.

La résistance à la traction du béton à :

- 28 jour : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7 \text{ Mpa}$

- 21 jour : $f_{t21} = 0,6 + 0,06 f_{c21} = 0,6 + 0,06 \times 33,12 = 2,58 \text{ Mpa}$

D'après le tab (1) les contraintes limites du béton sont suivantes :

Pour 28 jours : phase d'exploitation combinaison rares

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

$$\sigma_{ms} = -1,5 f_{tj} = -1,5 f_{t28} = -1,5 \times 2,7 = -4,05 \text{ MPa}$$

Zone hors section d'enrobage

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

$$\sigma_{mi} = -0,7 f_{tj} = -0,7 f_{t28} = -0,7 \times 2,7 = -1,9 \text{ MPa}$$

Zone d'enrobage

Pour 21 jours (date de mise en tension) : phase d'exécution

$$\sigma_{Ms} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c21} = 0,6 \times 33,12 = 19,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ms} = -1,5 f_{tj} = -1,5 f_{t21} = -1,5 \times 2,58 = -3,87 \text{ MPa}$$

Zone hors section d'enrobage

$$\sigma_{Mi} = 0.6f_{cj} = 0.6f_{c21} = 0.6 \times 33.12 = 19.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{mi} = -0.7f_{tj} = -0.7f_{t21} = -0.7 \times 2.58 = -1.806 \text{ MPa}$$

Zone d'enrobage

VII.3.2 Caractéristiques géométriques de la section médiane de poutre avec hourdis

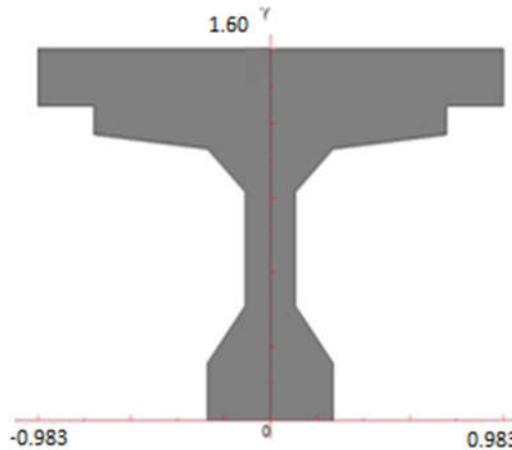


Figure VIII.5 La section médiane de poutre avec hourdis

B(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	H(m)	ρ (%)
0.9645	0.2829	0,5325	1.1175	1,65	49,29

Tableau VIII.1 Caractéristiques géométriques de la section médiane

B : aire de la section brute de la poutre.

V' : distance entre le centre de gravité de la section totale et sa fibre inférieure.

V : distance entre le centre de gravité de la section totale et sa fibre supérieure.

I : moment d'inertie par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section totale.

ρ : Rendement géométrique de la section.

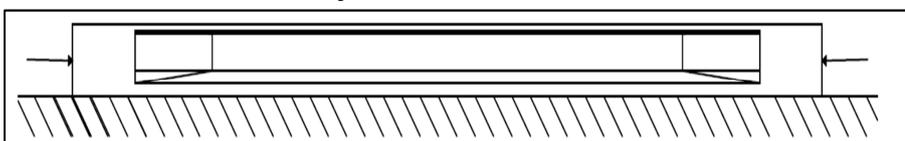
a. Les moments fléchissant :

M_M : moment fléchissant maximal du aux charges permanentes et surcharges d'après la combinaison

$$\text{à L'E LS } G+\text{max} \begin{cases} 1.2[\max(A(l); B)] + T \\ M_{c120} \\ D_{240} \end{cases} \Rightarrow 5654,359 \text{ KN.m}$$

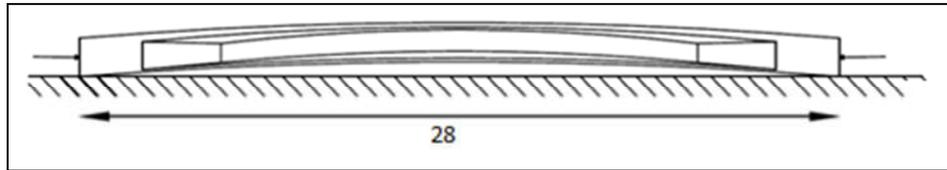
M_m : Moment fléchissant du aux charges minimales (poids propre de la poutre)

La mise en tension se fait à 21^{ème} jour



☞ **Figure VIII.6. Mise en tension de la poutre**

D'après la mise en tension la poutre appuyée sur ses extrémités. Donc sa longueur est : 28 m



☞ **Figure VIII.7. Poutre après mis en tension**

$$M_m = \frac{gL^2}{8} = \frac{16.18 \times 28^2}{8} \Rightarrow M_m = 1586.326 \text{ K N . m} \Rightarrow \boxed{1.5863} \text{ MN}$$

b. **Moment fléchissant fictifs :**

$$M_m^f = \frac{M_m}{1+\lambda} = \frac{1.5863}{1.1} = 1.442 \text{ M N.m}$$

$$M_M^f = \frac{M_M}{1-\lambda} = \frac{5.654}{0.9} = 6.282 \text{ M N.m}$$

c. **Contrainte limites fictives:**

$$\bar{\sigma}_{ms}^f = \frac{\bar{\sigma}_{ms}}{1+\lambda} = \frac{-4.05}{1.1} = -3.68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{MS}^f = \frac{\bar{\sigma}_{MS}}{1-\lambda} = \frac{21}{0.9} = 23.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{mi}^f = \frac{\bar{\sigma}_{mi}}{1-\lambda} = \frac{-1.9}{0.9} = -1.7 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{Mi}^f = \frac{\bar{\sigma}_{Mi}}{1+\lambda} = \frac{21}{1.1} = 23.33 \text{ Mpa}$$

VII.3.3. Calcul de la force précontrainte

$$P_I = \frac{M_M^f - M_m^f}{\rho \cdot h} + \frac{B(v \cdot \bar{\sigma}_{mi}^f + v' \cdot \bar{\sigma}_{ms}^f)}{h}$$

$$P_I = \frac{6.282 - 1.442}{0.4929 \cdot 1.65} + \frac{0.9645 \cdot (0.5325 \cdot (-1.73) + 1.1175 \cdot (-3.68))}{1.65}$$

$$P_I = 3 \text{ MN}$$

$$P_{II} = \frac{M_M^f + \rho B v \bar{\sigma}_{mi}^f}{v' + \rho v - t'}$$

t' = la distance minimale à la fibre inférieure qui doit être respecté par le câble moyen on pose

$$t' = H - 0.9 H = 0.165$$

$$P_{II} = \frac{(6.282 + 0.4929 \cdot 0.9645 \cdot 0.5325 \cdot (-1.73))}{(1.1175 + 0.4929 \cdot 0.5325 - 0.165)} = 4.80 \text{ MN}$$

- **Caractère de la section :**

$$P_{II} > P_I \Rightarrow |e_{II}| < |e_I| \quad (\text{Section sur critique})$$

$$\text{Donc } P = P_{II} = 4.80 \text{ MN}$$

- **Excentricité de la précontrainte :**

$$e_p = -v + t_i = -1.1175 + 0.165 = -0.9525 \text{ m}$$

- Vérification de la section du béton :

$$\frac{I}{v'} \geq \frac{M_M^f - M_m^f}{\sigma_{Mi}^f - \sigma_{mi}^f}$$

$$\frac{0,2829}{1,1175} = 0,253 > \frac{6.282 - 1,442}{21,818 - (-1,442)} = 0,21 \text{ m}^3 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{I}{v} \geq \frac{\rho.p.h}{\sigma_{Ms}^f + \frac{v}{v'} \sigma_{mi}^f}$$

$$\frac{0,2829}{0,5325} = 0,5314 > \frac{0,4929 \times 4,80 \times 1,65}{21 + \frac{0,5325}{1,1175} (-1,73)} = 0,19 \text{ m}^3 \quad \text{C.V}$$

VII.3.4 Calcul des armatures de précontrainte

La précontrainte P_0 à l'origine est :

$$P = 0,75.P_0 \rightarrow P_0 = \frac{P}{0,75} = \frac{4,80}{0,75}$$

$$P_0 = 6,4 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{p_0} = \min(0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg})$$

- f_{prg} : La contrainte de rupture garantie,

- f_{peg} : La limite élastique garantie.

On tire les caractéristique des armatures active :

Le tableau (3) : donne les caractéristiques des armatures de précontrainte usuelles en post-tension.

Le tableau (4) présente les dimensions des conduits utilisés selon le procédé Freyssinet.

a. Caractéristique des armatures active :

Nature	Φ (mm)	A p (mm ²)	Poids (Kg/ml)	Limites Garanties (M Pa)	Classes		
					t.f cl 1570	t.f cl 1670	t.r cl 1570
Fils	7	38.5	0.302	fpeg = fprg =	1403 1570	1481 1670	1377 1570
	8	50.3	0.395	fpeg = fprg =	1412 1570	1491 1670	1392 1570
Torons à 7 fils (T13)	12.5 (T13)	93	0.730	fpeg = fprg =	--	cl 1770 1570 1770	cl 1860 1656 1860
	12.9 (T13S)	100	0.785	fpeg = fprg =	--	--	cl 1860 1660 1860
Torons à 7 fils (T15)	15.2 (T15)	139	1.091	fpeg = fprg =	cl 1670 1489 1670	cl 1770 1583 1770	cl 1860 1660 1860
	15.7 (T15S)	150	1.178	fpeg = fprg =	--	cl 1770 1573 1770	cl 1860 1660 1860

☞ **Tableau VIII.2..** Armatures actives usuelles en post-tension

t.f : tréfilé à froid,

t.r : trempé et revenu,

cl : classe de résistance.

On utilise les torons T15 cl 1860

- La contrainte de rupture garantie : $f_{prg}=1860\text{MPa}$
- La limite élastique garantie : $f_{peg}=1660\text{MPa}$
- LA section d'un toron $A_{P1}= 139\text{mm}^2$) \Rightarrow T15

La tension à l'origine :

$$\sigma_{p_0} = \min (0.8 \times 1860 ; 0.9 \times 1660)$$

$$\sigma_{p_0} = \min (1488; 1494)$$

$$\sigma_{p_0} = 1488 \text{ MPa}$$

b. La section d'armatures du précontraint est : $A_p = \frac{P_0}{\sigma_{p_0}}$

$$A_p = \frac{6,4}{1488} \times 10^6 = 4301.07 \text{ mm}^2$$

Le nombre de torons est :

$$n = \frac{A_p}{A_{p1}} = \frac{4301.07}{139} = 30,94 \quad \Rightarrow 31$$

VII.3.5 conduits

Utilisés pour isoler, guider et protéger les armatures de précontrainte. Ils peuvent être constitués en feuillard d'acier nervuré ou en plastique ou bien en tube lisse en acier ou plastique.

Le procédé de précontrainte Freyssinet peut s'utiliser avec différents types de conduit, en Fonction du projet et de l'usage des câbles de précontrainte.

Câbles	Gaines en feuillard		Tubes en acier	
	Φ_i (mm)	Ep (mm)	Φ_e (mm)	ep (mm)
4 T15 ou 7 T13	55	0.4	60	1.5 ou 2
7 T15 ou 12 T13	65	0.4	76	2
12 T15 ou 19 T13	80	0.5	80	2
19 T15 ou 27 T13	100	0.6	101.6	2
27 T15 ou 37 T13	120	0.6	139.7	2 ou 2.6
37 T15 ou 55 T13	130	0.6	139.7	2 ou 2.6

☞ **Tableau VIII.3.** Conduits usuels, ‘‘Procédé Freyssinet’’

Φ_i : Diamètre intérieur,

Φ_e : Diamètre extérieur,

e_p : Epaisseur de la gaine.

On choisit 4 câble 12 T15 protégé par une gaine (Tableau 4 Gaine en feuillard $\Phi_i = 55$ mm) ;
et un ancrage 5 T15 Tab 5.

$$\Phi_e = \Phi_i + 2 e_p = 80 + 2 \times 0.5$$

$$\Phi_e = 81 \text{ mm}$$

Procédé	Toron	Nombre de torons par ancrage
CIPEC	T13	4-7-12-19
	T15	4-7-12-19-27
FREYSSINET	T13	1-7-12-19-27-37-55
	T15	1-4-7-12-19-27-37
PAC	T13	1-4-7-8-12-19-27-37
	T15	1-4-7-8-12-19-27-37
VSL	T13	1-3-4-7-12-19-22-31-37-42-55
	T15	1-2-3-4-7-12-19-31-37

☞ **Tableau VIII.4** Ancrages usuels en post-tension

VII.3.6 produits d’injection utilisables

- Coulis de ciment

Le coulis de ciment est un mélange stable et homogène de ciment Portland, d’adjuvants et d’eau, obtenu par malaxage mécanique. Il est tamisé, puis maintenu en mouvement dans un réservoir de stockage jusqu’à l’injection dans le conduit.

Les unités de précontrainte Freyssinet peuvent être injectées avec :

☞ Soit un coulis courant conformes aux prescriptions des normes européennes EN 447 (prescriptions pour les coulis courants) et EN 445 (méthodes d’essai). Ce coulis peut être retardé de façon à obtenir un délai d’injection plus long.

soit un coulis spécial, conforme aux prescriptions de l’article C.4.3 de l’ETAG 013.

VII.6 Les dispositions constructives :

L'enrobage minimale c d'un conduite (gaine) ou un paquet de conduit (figure) doit satisfaire à la relation (6) déduite de l'article (10.2, 23) du BPEL91.

$$C \geq \begin{cases} 3/4 a \\ \varphi, \text{ limité à } 55 \text{ mm} \\ d \end{cases}$$

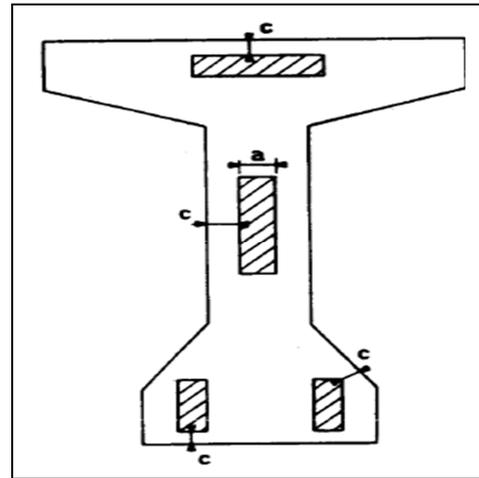


Figure VIII.8. L'enrobage minimale c

- a désignant la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.

- Pour les ouvrages courants d est égal à 4 cm.

- Dans le cas d'ouvrages exposés à une atmosphère agressive, d est supérieur ou égal à 5 cm

- Dans le cas d'ouvrages à l'abri des intempéries, d est égal à 3 cm

Dans notre cas on a 04 câbles isolés, le diamètre de leurs gaine $\Phi = \Phi_e = 56 \text{ mm}$

$$C \geq \begin{cases} \Phi = 56 \text{ mm} \\ 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow c = 56 \text{ mm}$$

$$t' = \frac{2 \times \left(c + \frac{\Phi}{2}\right) + (c + 2,5\Phi)}{3}$$

$$t' = \frac{2 \times \left(81 + \frac{81}{2}\right) + (81 + 2,5 \times 81)}{3}$$

gaines

$$t' = 0.1755 \text{ m}$$

$$e_p = -v + t' = -1,1175 + 0.1755 = -0.942 \text{ m}$$

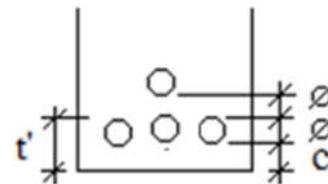


Figure VIII.9. La disposition des $t' = 175.5 \text{ mm} \Rightarrow$

VII.3.7 La Précontrainte finale

$$P_0 = A_{p0} \cdot \sigma_{p0}$$

$$P_0 = 31 \times 139 \times 10^{-6} \cdot 1488 \rightarrow P_0 = 6,411 \text{ MN.}$$

– Précontrainte à l'origine d'un câble :

$$P'_0 = A \cdot \sigma_{p0}$$

$$P'_0 = 12.139 \cdot 10^{-6} \cdot 1488$$

$$P'_0 = 2,481 \text{ MN.}$$

VII.3.8 Vérification rapide des contraintes dans le béton

– A la mise en tension (j=21 jours) :

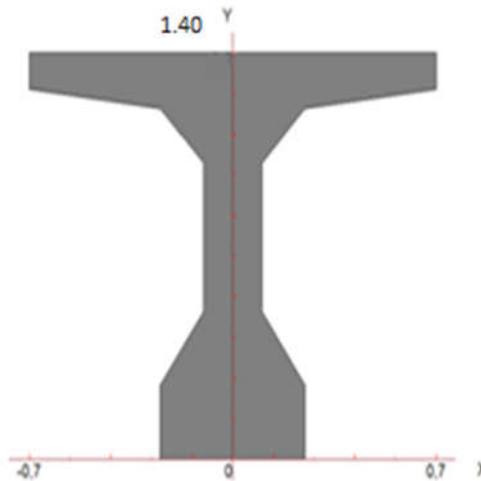


Figure VIII.10 la section médiane de poutre sans hourdis

$$P_i^{\max} = 0,90 \cdot P_0$$

$$P_i^{\max} = 0,9 \times 6,411 = 5,769 \text{ MN}$$

B(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	H(m)	ρ (%)
0,57125	0,1548	0,6303	0,8197	1,45	49,66

Tableau VII.5 Caractéristiques géométriques de la section médiane

$$\hookrightarrow e_p = -v' + t' = -0,8197 + 0,1755 = -0,6442 \text{ m}$$

Dans la fibre supérieure (y = +v) :

$$\sigma(v) = \frac{Mm}{I} \cdot v + p_{\alpha} \max\left(\frac{1}{B} + \frac{e_p \cdot v}{I}\right) \geq \bar{\sigma}_{m_s}$$

$$\sigma(v) = \frac{1,442}{0,1548} \times 0,6303 + 5,769 \left(\frac{1}{0,57125} + \frac{0,6442 \times 0,6303}{0,1548} \right) = 25,23 \text{ MPa} \geq \sigma_{m_s} = -3,87 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

- Dans la fibre inférieure (y = - v') :

$$\sigma(-v') = \frac{Mm}{I} \cdot (-v') + p_i \max\left[\frac{1}{B} + \frac{e_p \cdot (-v')}{I}\right] \leq \bar{\sigma}_{M_i}$$

$$\sigma(-v') = \frac{1,442}{0,1548} \cdot (-0,8197) + 5,769 \left(\frac{1}{0,57125} + \frac{0,6442 \times (-0,8197)}{0,1548} \right) = -17,155 \leq \bar{\sigma}_{Mi} = 19,87 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

A long terme (t = ∞) :

$$P_{\infty}^{\min} = 0,68 \cdot P_0 = 0,68 \times 6,411 = 4,359 \text{ MN}$$

$$\hookrightarrow e_p = -v' + t' = -1,1175 + 0,1755 = -0,942 \text{ m}$$

Dans la fibre supérieure (y = +v) :

$$\sigma(v) = \frac{M_M}{I} v + P_{\infty}^{\min} \left(\frac{1}{B} + \frac{e_p}{I} v \right) \leq \sigma_{Ms}$$

$$\sigma(v) = \frac{5,654}{0,2829} \cdot 0,5325 + 4,359 \left(\frac{1}{0,9645} + \frac{0,942}{0,2829} \cdot 0,5325 \right) = 22,89 \leq \sigma_{Ms} = 21 \text{ M Pa}$$

Condition vérifiée

Dans la fibre inférieure (y = -v')

$$\sigma(-v') = \frac{M_M}{I} (-v') + P_{\infty}^{\min} \left(\frac{1}{B} + \frac{e_p}{I} (-v') \right) \leq \sigma_{Mi}$$

$$\sigma(v) = \frac{5,654}{0,2829} (-1,1175) + 4,359 \left(\frac{1}{0,9645} + \frac{0,942}{0,2829} (-1,1175) \right) = -34,56 \leq \sigma_{mi} = -1,9 \text{ M Pa}$$

Condition vérifiée

VII.3.9 Fuseau de passage

a. Calcul des coefficients a et a' :

$$a' = \sup \begin{cases} -\rho \cdot v' \left(1 - B \frac{\sigma_{Ms}}{P} \right) = -0,4929 \cdot 1,1175 \cdot \left(1 - 0,9645 \frac{(-4,05)}{4,359} \right) = -1,044 \text{ m} \\ -\rho \cdot v \left(B \frac{\sigma_{Mi}}{P} - 1 \right) = -0,4929 \cdot 0,5325 \left(0,9645 \cdot \frac{21}{4,359} - 1 \right) = -0,957 \text{ m} \end{cases}$$

$$a' = -0,957 \text{ m}$$

$$a = \inf \begin{cases} \rho \cdot v' \left(B \frac{\sigma_{Ms}}{P} - 1 \right) = 0,4929 \cdot 1,1175 \cdot \left(0,9645 \frac{21}{4,359} - 1 \right) = 2,008 \text{ m} \\ \rho \cdot v \left(1 - B \frac{\sigma_{mi}}{P} \right) = 0,4929 \cdot 0,5325 \left(1 - 0,9645 \frac{(-1,9)}{4,359} \right) = 0,372 \text{ m} \end{cases}$$

$$a = 0,372 \text{ m}$$

On obtient les deux frontières du fuseau de passage.

En retranchant M_M/P à partir de a et M_m/P à partir de a'. Ceci conduit à deux courbes paraboliques à tangente horizontale au milieu de la poutre et passant par les points $y=a$; $y=a'$, au droit de l'appui où M est nul.

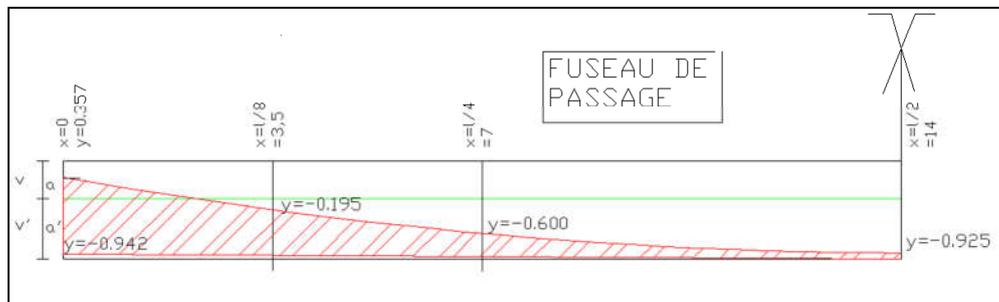
Calcul des coordonnées du fuseau de passage :

La limitation de l'excentricité du câble moyen s'écrit :

$$a' - \frac{M_m}{P} \quad ; \quad a - \frac{M_M}{P}$$

	0	L/8	L/4	L/2
x	0	3,5	7	14
Mm KN	0	693,71	1189,23	1585,64
M max KN	0	2474,8	4240,995	5654,359
Mm/P	0	0,1591443	0,27282175	0,36376233
M max/P	0	0,5677449	0,97292842	1,29716885
a' -Mm/P	-0,957	-1,1161443	-1,22982175	-1,32076233
a-MM/P	0,372	-0,1957449	-0,60092842	-0,92516885

☞ **Tableau VIII.6** Cordonnées du fuseau de passage



☞ **Figure VIII.11.** Fuseau de passage le long de la poutre

b. Limites pratiques imposées à l'excentricité de la précontrainte :

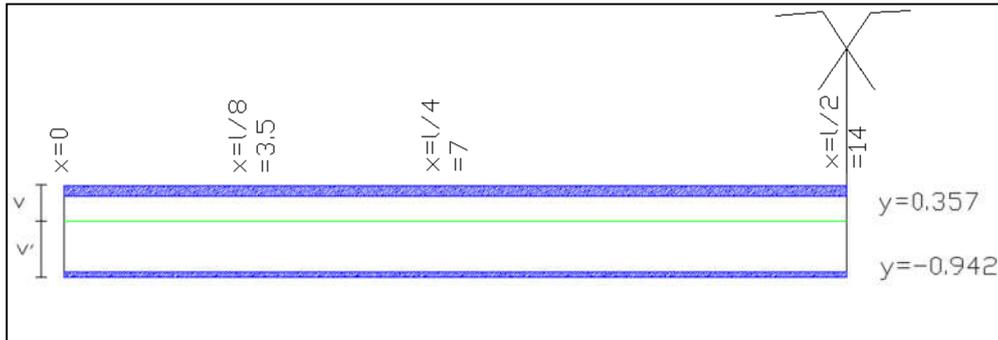
Le câble moyen doit se situer à l'intérieur de la poutre tout en respectant l'enrobage minimal. D'après la figure, on doit respecter

$$-v'+t' \leq e_p \leq +v-t$$

Où t et t' sont les distances minimales entre le centre de gravité du câble moyen et respectivement la fibre supérieure et la fibre inférieure

	0	L/8	L/4	L/2
$-v'+t'$	-0,942	-0,942	-0,942	-0,942
$v-t'$	0,357	0,357	0,357	0,357

☞ **Tableau VIII.7** Cordonnées de la section enrobée



☞ **Figure. VIII.12** la section enrobée

Si l'un des deux frontières supérieure ou inférieure du fuseau de passage sort de la zone d'enrobage (figxx), on parle alors de section sur-critique. Le câble moyen n'est pas libre de passer à travers tout le fuseau mais seulement à l'intérieur de la zone enrobée.

Dans notre cas le moment est positif on doit vérifier :

$$e_p \min = \sup \left\{ \begin{array}{l} -a - \frac{M_m}{P} \leq e_p \leq e_p^{Max} = a - \frac{M_M}{P} \\ -v'+t_i \end{array} \right.$$

	0	L/8	L/4	L/2
ep min	-0,942	-0,942	-0,942	-0,942
ep max	0,357	-0,195	-0,6009	-0,925

☞ **Tableau VIII.8** Cordonnée de fuseau passage du câble moyen

c. Tracé du câble moyen :

- **Condition liée à l'effort tranchant :**

Condition de résistance :

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} -\bar{V} \leq V_{red} \leq \bar{V} \\ -\bar{V} \leq V_m - P \cdot \sin \alpha \end{array} \right. \quad (1)$$

$$V_M - P \cdot \sin \alpha \leq \bar{V}$$

α : Angle de relevage du câble moyen au niveau de l'appui ;

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

$(V_m - P \sin \alpha)$: L'effort tranchant réduit sous l'effet minimum des charges ;

$(V_M - P \sin \alpha)$: l'effort tranchant réduit sous l'effet maximum des charges .

$$\bar{V} = \bar{\tau} \cdot b_n \cdot 0,8 \cdot h$$

Avec : $\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limite en E.L.S.

b_n : Largeur nette de l'âme.

$$\bar{\tau} = \sqrt{0,4 \cdot f_{tj} \cdot (f_{tj} + \sigma_x)}$$

Avec : σ_x : Contrainte normale en service dans une section quelconque au niveau de la

fibres moyennes. $\sigma_x = \sigma_x = \frac{0,68 P_0}{B}$ (avec B section d'about.)

$$B = 0,904 \text{ m}^2$$

$$\sigma_x = \frac{0,68 \cdot 6,411}{0,904} = 4,822 \text{ MPa}$$

En E.L.S. : $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$

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

Avec : - b_0 : Largeur de l'âme ($b_0 = 55 \text{ cm}$) ;

- m : Nombre de gaines par lit ($m = 1$) ;

- ϕ : Diamètre de la gaine ;

- $K = 0,5$ (Pour les câbles injectés en coulis de ciment)

Ainsi ,on a : $b_n = 0,55 - (1 \times 0,5 \times 0,081) = 0,5095 \text{ m}$

$$\bar{\tau} = \sqrt{0,4 \times 2,7 (2,7 + 4,822)} = 2,850 \text{ MPa}$$

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0,8 \times h$$

$$\bar{V} = 2,850 \times 0,5095 \times 0,8 \times 1,65 = 1,916739 \text{ MN} = 1916,739 \text{ KN}$$

$$V_m = g \cdot \frac{l}{2} = 16,18 \times \frac{28}{2} = 226,52 \text{ KN (Sous le poids propre de la poutre)}$$

$V_M = 807,8081 \text{ KN}$ (obtenu par la combinaison à l'ELS G+D240)

La condition (1), conduit à vérifier que :

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

$$\Rightarrow \text{Arc sin} \frac{807,8081-1916,739}{6411} \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \frac{226,52+1916,739}{6411}$$

$$\Rightarrow -9,960^\circ \leq \alpha \leq 19,530^\circ$$

L'angle " α " théorique optimum de relevage vaut :

$$\alpha = \text{arc sin} \frac{(V_M + V_m)}{2P} = \text{arc sin} \frac{807,8081 + 226,52}{2.6411} = 6,96^\circ$$

$$x_b = \frac{2.e_p}{\text{tg}\alpha} = \frac{2 \times 0,6442}{\text{tg}(6,96)} = 10,55m$$

$$\begin{cases} X = X_K \\ Y = e_p \end{cases} \Rightarrow Y = a.X^2 \Rightarrow a = \frac{Y}{X^2} = \frac{ep}{X^2} \Rightarrow a = \frac{0,6442}{10,55^2} = 5,787 \cdot 10^{-3}$$

$$Y = 5,787 \cdot 10^{-3} X^2$$

x	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10,55
y	0,1755	0,181	0,198	0,227	0,268	0,320	0,383	0,459	0,545	0,644	0,754	0,819

Tableau VIII 9 Cordonnée de câble moyen

VII.3.10 Tracé individuel des câbles :

La disposition des armatures active :

Les armatures de précontrainte doivent être disposé de manière à assurer les condition suivantes :

- Un bétonnage correct tout en facilitant le passage des aiguilles Vibrante, d'où un espacement minimal entre les armatures ou conduite.
- Une protection contre la corrosion des armatures, d'où un enrobage minimal.
- Une bonne répartition des efforts dans la section de béton lors de la mise en tension des armatures.
- Enrobage des plaques d'ancrage :

La plaque d'ancrage joue les rôles suivant :

- Servir d'élément de blocage du câble au moyen de clavette.
- Posséder un trou pour permettre l'injection du coulis de ciment dans la gaine .
- Résister aux efforts localisés de chaque toron ou fil

La plaque est rectangulaire de dimension (IxJ) en mm (figure). Elle peut s'inverser et devenir (JxI). Le tableau présente les dimensions des ancrages fixes noyés dans le béton pour respectivement nT13 et nT15.

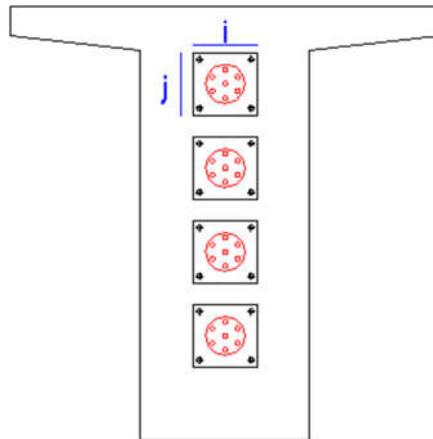


Figure VIII.13 .Exemple d'une poutre contenant une file a 4 ancrages

Ancrage	7T15 4T13	12T13 7T15	19T13 12T15	27T13 19T15	37T13 27T15	55T13 37T15
(IxJ) mm Plaque	170x190	220x240	260x290	330x370	400x450	470x520
(IxJ) mm Tram plaque	170x170	220x235	260x260	315x315	-	-

Tableau VIII.10 Dimensions des ancrages nT13 et nT15

D'après le procédé " FREYSSINET " pour un ancrage " T15 " :

- On utilise des trams plaques de dimension (260× 260) mm

La section d'about comporte une seule file d'ancrage, la demi largeur b de la pièce et la distance b' doivent vérifier la relation

$$\begin{cases} b \geq b_{\min} \\ b' \geq 1,5 b_{\min} \end{cases}$$

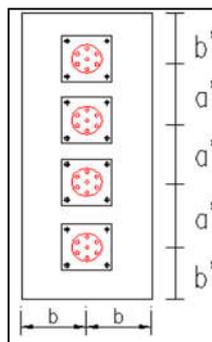


Figure VIII.14. Disposition d'ancrage dans le cas d'une seule file

$$b = 0.55/2 = 0.275 \text{ m}$$

$$b \geq b_{\min} \implies 275 \geq 185 \text{ mm} \quad \text{C.V}$$

$$b' \geq 1,5 b_{\min} \implies b' \geq 1,5.185 \implies b' \geq 277,5 \text{ mm}$$

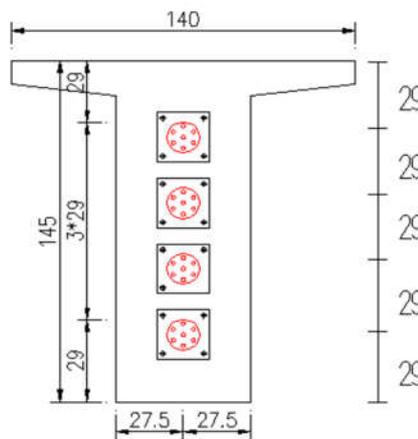
On prendre $b' = 290 \text{ mm} \implies$ $b = 0.275 \text{ m}$

$$h = 3a' + 2b' \implies 1,45 = 3a' + 2. (0.290) \implies$$
 $a' = 0,29$

On doit aussi vérifier :

$$a' \times b \geq \frac{F_0}{F_{cmin}} \implies 0,29.0.275 \geq \frac{1,666}{29,91}$$

$$0,288 \geq 0,2026 \quad \text{C.V}$$



☞ **Figure. VIII.15.** Disposition d'ancrage dans notre cas

Dans la figure (VII.6), on choisit le repère (o,x,y)

Le tracé des câbles a une allure parabolique dont l'équation est : $y = ax^2 + c$

– Câble N°1 :

$$x=0 ; y=0,1205 \text{ m.}$$

$$x=10,55 \text{ m} ; y=29 \text{ cm.}$$

$$x=0 ; y=0,1205 \text{ m} \implies c=0,1205 \text{ m}$$

$$y_1 = ax^2 + c \implies a = (y - c)/x^2.$$

$$\text{Pour } x=10,55 \text{ m} \implies a = \frac{(0,29 - 0,1205)}{10,55^2} = 0,0015$$

$$\text{Donc : } y_1 = 0,0015x^2 + 0,1205$$

$$y' = 2ax = \text{tg}\alpha = 2(0,0015 \times 10,55) = 0,0316$$

$$y' = 0,0322 \implies \alpha = 1,812^\circ.$$

$$y=0,0015x^2+0,1205 \Rightarrow y''=0,0015 \times 2(x) \Rightarrow y''=0,003x \Rightarrow y''=0,003 = \frac{1}{R} \Rightarrow$$

$$R=333,333\text{m}$$

	câble N1	câble N2	câble N 3	Câble N 4
x	0	0	0	0
C (m)	0,1205	0,1205	0,1205	0,2825
X (m)	10,55	10,55	10,55	10,55
Y (m)	0,29	0,58	0,87	1,16
a	0,0015	0,004	0,0067	0,0093
tgα	0,0322	0,0871	0,142	0,197
α°	1,812	4,9784	8,0867	11,147
y''	0,003	0,008	0,013	0,0152
R (m)	333,333	125	74,626	53,763

☞ **Tableau VIII.11** Récapitulatif de calcul de tracé des câbles

Câble moyen :

$$x=0 ; y=0,175 \text{ cm.}$$

$$x=10,55 \text{ m ; } y=\frac{29+58+87+116}{4}=72,5 \text{ cm.}$$

$$x=0 ; y=0,175 \text{ cm} \Rightarrow c=0,175 \text{ cm}$$

$$y= ax^2+c \Rightarrow a= (y - c)/x^2.$$

$$\text{Pour } x=10,74\text{m} \Rightarrow a = \frac{(0,725 - 0,175)}{10,55^2} = 0,0049$$

$$\text{Donc : } y_1=0,0049x^2+0,175$$

$$y'=2ax=2(0,0049 \times 10,55)=0,1053$$

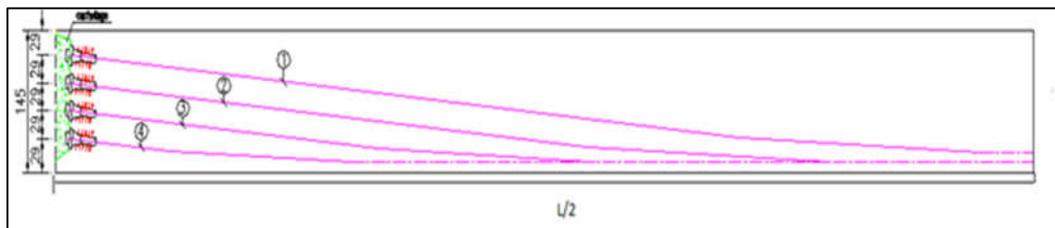
$$y'=0,10339 \Rightarrow \alpha=5,9028^\circ.$$

$$y=0,0049x^2+0,175 \Rightarrow y''=0,0049 \times 2(x)$$

$$y''=0,0098 \Rightarrow y''=0,0098 = \frac{1}{R} \Rightarrow R=102,040\text{m}$$

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10,55
câble N1	0,121	0,1225	0,127	0,1345	0,145	0,1585	0,175	0,1945	0,217	0,2425	0,271	0,2879
câble N2	0,121	0,125	0,137	0,157	0,185	0,221	0,265	0,317	0,377	0,445	0,521	0,5662
câble N3	0,121	0,1277	0,1478	0,1813	0,2282	0,2885	0,3622	0,4493	0,5498	0,6637	0,791	1,1561
câble N4	0,283	0,2923	0,3202	0,3667	0,4318	0,5155	0,6178	0,7387	0,8782	1,0363	1,213	1,3181
câble moy	0,1755	0,181	0,198	0,227	0,268	0,32	0,383	0,459	0,545	0,644	0,754	0,819

☞ **Tableau VIII.12** Les coordonnées des câbles précontraintes



☞ **Figure. VIII 16.** Elévation de câblage

VII.4 les pertes de la précontrainte

D'une façon générale, on désigne sous le nom «perte de tension » ou «perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de frottement
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

VII.4.1 type des pertes

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- Les pertes de tension instantanées: se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

– **Tension a l'origine**

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée « σ_{p0} ». Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

Min (0,80 fprg , 0 ,90 fpeg) en post-tension

$$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$$

a. Pertes de tension instantanées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tension par frottement ;
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta \sigma_{pi}(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{pi}(x)$

a.1 Perte de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » (Figure VII.1), sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-\mu(\alpha+kx)},$$

σ_{p0} : la tension à l'origine ;

k : coefficient de festonnage

α : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd) ;

μ : coefficient de frottement

x : la distance de la section considérée (m)

Les valeurs des coefficients de frottement (μ) et de festonnage (k), tels que définis dans la norme européenne PR EN 1992-1-1, varient en fonction des utilisations (précontrainte intérieure, extérieure ou à torons gainés protégés coulissants), de la nature et de la rigidité des conduits (gaine feuillard ou tube, acier ou PEHD), de leur traitement de surface et de la lubrification ou non à l'huile soluble ou à la graisse des torons. (Voir tableau14).

Utilisation	Nature du conduit	Coefficient de frottement μ (rad ⁻¹)		Coefficient de festonnage k (rad.m ⁻¹)
		toron lubrifié	toron non lubrifié	
Précontrainte intérieure adhérente	Gaine feuillard acier	0,17	0,19 ¹	0,007 ¹
	Gaine feuillard LFC ³	0,10	0,12	0,007 ¹
	Gaine plastique annelée	0,10	0,12	0,007 ¹
	Tube lisse en acier	0,16	0,24	0,007 ¹
Précontrainte extérieure	Tube lisse HDPE	0,10	0,12	0
	Tube lisse en acier	0,16	0,24	0
Précontrainte intérieure non adhérente	Monotorons	0,05 ²		0,007 ²
	Groupe de monotorons pré-injectés	0,05		0,012
¹ selon norme EN 1992-1-1: 2004				
² selon norme ENV 1992-1-5: 1994				
³ gaine Freyssinet phosphaté				

☞ **Tableau . VIII.13** Coefficients de frottement et de festonnage

La perte de tension par frottement est estimée par la formule:

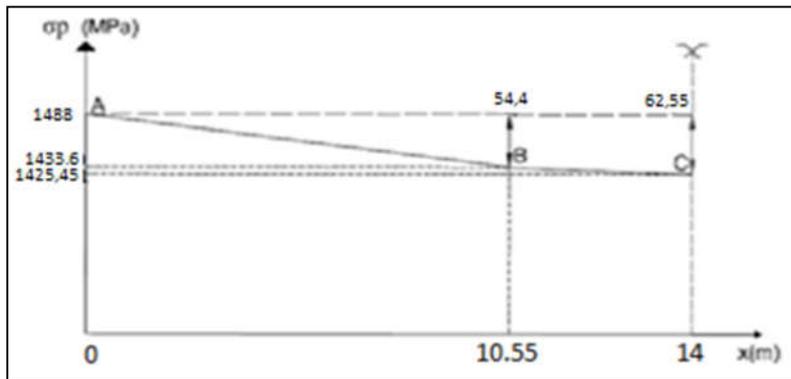
$$\Delta\sigma_{\emptyset}(x) = \sigma_p - \sigma_p(x) = \sigma_p(1 - e^{-\mu(\alpha+kx)})$$

x	0	10,55	14
$\sigma_p(x)$	1488	1433,6	1425,45
$\Delta\sigma_{\emptyset}$	0	54,4	62,55

☞ **Tab. VIII 14** Récapitulatif des pertes de tension par frottement

- Représentation graphique des pertes de tension par frottement :

Puisque la mise en tension s’est faite des deux côtés, les pertes de tension par frottement se présentent de façon symétrique.



☞ *Figure. VIII.117* Diagramme de la perte par frottement

a.2 Perte de tension par recul de l'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

Le glissement à l'ancrage « g », qui dépend du type d'ancrage.

D'après document SETRA « **Agrément Technique Européen ETA-06/0226** » :

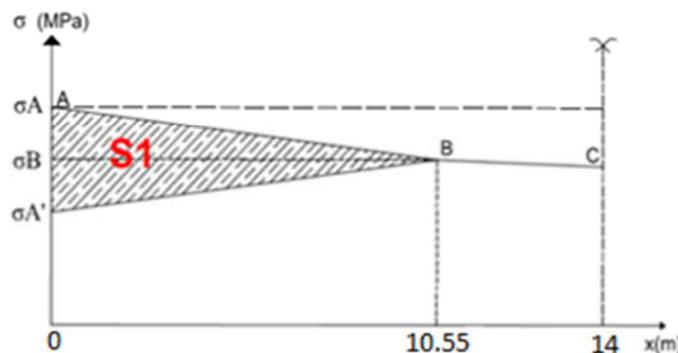
Utilise procédés Freyssinet Les valeurs des reculs d'ancrage sont :

- torons T13 : 5 mm,
- torons T15 : 6 mm. → Donc : g=6 mm

Nous avons deux points B et C pour lesquels nous voulons calculer l'influence du recul d'ancrage sur la tension des câbles. Nous devons alors vérifier successivement si ces points subiront le recul d'ancrage ou pas.

Commençons par le point B et supposons que le recul d'ancrage n'influe pas sur ce point.

Cette hypothèse nous permet de représenter la pente ascendante du recul d'ancrage jusqu'au point B



☞ *Figure. VIII.18* Surfaces (S_{i1}) à partir du diagramme des contraintes dans le câble

Nous avons que : $g_{Ep}=0.006 \times 195000=1170 \text{ MN/m}$

On Calculons S1:

$$S1 = \frac{1}{2} (\sigma_{(A)} - \sigma_{(A')}) \times L_{AB} = (\sigma_{(A)} - \sigma_{(B)}) \times L_{AB} = (1488 - 1433,6) \times 10,55 = 573,92 \text{ MN/m}$$

Nous avons alors $g_{Ep}=1170 \text{ MN/m} \geq S1=573,92 \text{ MN/m}$

Par conséquent les câbles subissent une perte de tension par recul d'ancrage au point B.

Voyons maintenant le point C en tenant compte des pertes différentes entre les points A et B et entre les point B et C. Nous avons alors la représentation suVIIante :

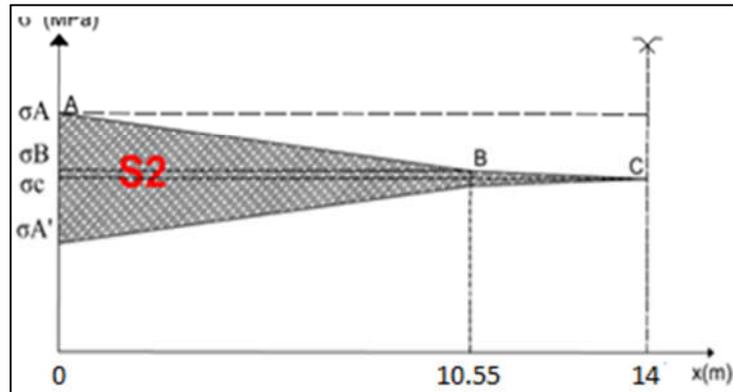


Fig. VIII 19 Surfaces (Si2) à partir du diagramme des contraintes dans le câble

$$S2 = 2 * \left[\frac{1}{2} (\sigma_{(A)} - \sigma_{(B)}) \times L_{AB} + (\sigma_{(B)} - \sigma_{(C)}) \times L_{AB} + \frac{1}{2} (\sigma_{(B)} - \sigma_{(C)}) \times L_{BC} \right]$$

$$S2 = (\sigma_{(A)} - \sigma_{(B)}) \times L_{AB} + 2 \times (\sigma_{(B)} - \sigma_{(C)}) \times L_{AB} + (\sigma_{(B)} - \sigma_{(C)}) \times L_{BC}$$

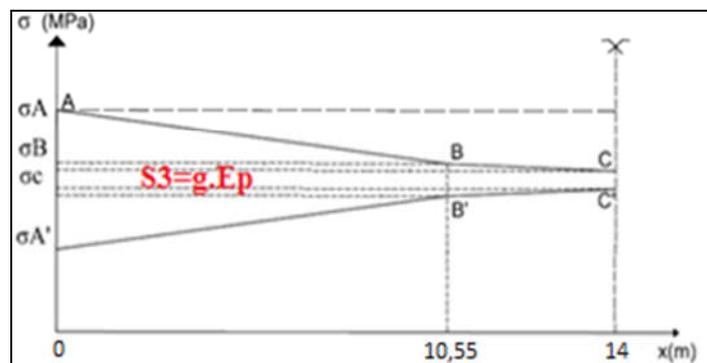
$$S2 = (1488 - 1433,6) \times 10,55 + 2 \times (1433,6 - 1425,45) \times 10,55 + (1433,6 - 1425,45) \times 3,45$$

$$S2 = 933,565 \text{ MN/m}$$

$$S3 = g_{Ep} = 1170 \text{ MN/m}$$

Encore une fois, nous avons : $g_{Ep}=1170 \text{ MN/m} \geq S2=933,565 \text{ MN/m}$

PAR CONS2QUENT LES DEUX POINT B et M subissent lez recul d'ancrage. Le diagramme des contraintes devient alors :



☞ Figure. VIII.20 Surfaces (Si3) à partir du diagramme des contraintes dans le câble

A présent nous pouvons calculer la perte de tension par recul d’ancrage au point C de façon géométrique.

$$S_3 = gEp = S_2 + (\sigma_{(C)} - \sigma_{(C')}) \times L_{AC} \implies (\sigma_{(C)} - \sigma_{(C')}) = \frac{gEp - S_2}{L_{AC}} = \frac{1170 - 933,565}{14} = 16,88 \text{ Mpa}$$

Les tensions des câbles aux points B et C vont subir une chute et leurs valeurs deviennent :

$$(\sigma_{(C)} - \sigma_{(C')}) = \Delta\sigma_{g(M)} \implies \sigma_{(C')} = \sigma_{(C)} - \Delta\sigma_{g(C)} = 1425,45 - 16,88 = 1408,57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{(B')} = \sigma_{(B)} - (2(\sigma_{(B)} - \sigma_{(C)}) + \Delta\sigma_{g(C)}) = 1433,6 - (2(1433,6 - 1425,45) + 16,88)$$

$$\sigma_{(B')} = 1400,428 \text{ MPa}$$

Nous avons aussi calculer les pertes de tension à l’ancrage :

$$\sigma_{(A')} = \sigma_{(A)} - (2(\sigma_{(A)} - \sigma_{(C)}) + \Delta\sigma_{g(C)}) = 1488 - (2(1488 - 1425,45) + 16,88)$$

$$\sigma_{(A')} = 1346,02 \text{ MPa}$$

Récapitulatif des pertes de tension par recul d’ancrage :

	A	B	C
$\Delta\sigma_g$	141,98	54,408	16,88
σ_g	1346,02	1400,428	1408,57

☞ **Tableau . VIII.15** Récapitulatif des pertes de recul d’ancrage

a.3 Perte de tension par déformations instantanées du béton

L’application d’une contrainte sur le béton entraine une déformation instantanée de celui-ci. En conséquence, les armatures de précontrainte vont aussi subir une déformation, donc une variation de contrainte. Si $\Delta\sigma_b$ au niveau du câble est une compression, ce dernier va subir une perte de tension ; si $\Delta\sigma_b$ est une traction, le câble va subir une surtension.

1- Déformation du béton lors de la mise en tension des câbles :

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\Delta\sigma_{Pi} = \frac{n - 1}{2.n} \cdot \frac{E_p}{E_{bi}} \cdot \sigma_{bc}$$

Avec :

n : nombre de gaines

EP : module d’élasticité des armatures ;

E_{ij} : module instantané du béton au jour « j » ;

$\sigma_b(x)$: contrainte normale du béton

Nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{bi} = E_{i21} = 11000 \sqrt[3]{33,12} = 35325,59302 \text{ M Pa} \\ E_p = 195000 \text{ M Pa} \\ n = 4 \text{ câbles} \end{array} \right.$$

La contrainte du béton au niveau du centre de gravité des câbles au moment de la mise en tension vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{-Mg}{I_{nette}} ep + P \left[\frac{1}{B_{nette}} + \frac{ep^2}{I_{nette}} \right]$$

Avec :

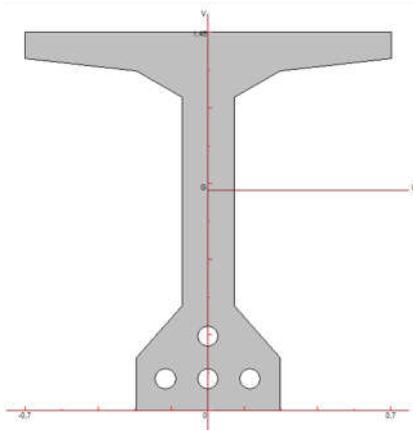


Figure. VIII.21 Section médiane nette

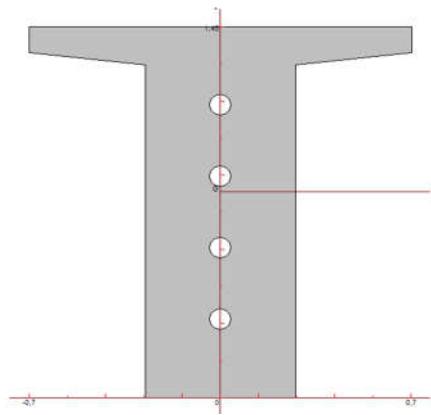


Figure. VIII.22 Section d'about nette

☞ Tab VIII.16 Caractéristiques géométriques des sections nettes sans hourdis

section médiane (sans hourdis)						
B_{nette}	I_{nette}	v	v'	YG	H	ρ
0,5426	0,1392	0,6303	0,8197	0,8197	1,45	0,4966
section d'about (sans hourdis)						
B_{nette}	I_{nette}	v	v'	YG	H	ρ
0,85856	0,1628	0,6473	0,8027	0,8027	1,45	0,3650

Excentricité :

x	0	10,55	14
ep	-0,0796	-0,6442	-0,6442

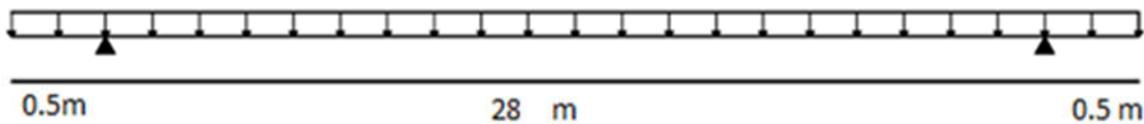
☞ Tableau VIII.17 Excentricité 'ep'

Mg : est le moment due au poids propre de la poutre car la mise en tension s'est faite lorsque la outre était à Vide. Par conséquent seul le poids propre de la poutre engendre un moment lors la mise en tension des câbles

Calcul du moment Mg :Le poids propre est une charge uniformément répartie le long de la poutre

Avec $g=16,18 \text{ KN/ml}$

Le schéma statique de la poutre est suivant :



☞ **Figure. VIII.23** Schéma statique de la poutre

Du fait de la symétrie, nous pouvons écrire que :

$$R_A=R_B=\frac{g \times L}{2} = \frac{16,18 \times 28}{2} = 226,52 \text{ KN}$$

Le moment fléchissant s'écrit alors :

$$\begin{cases} Mg(x)=-g \frac{x^2}{2} \text{ pour } 0 \leq x \leq 0,5 \\ Mg(x)=R_A(x-0,5)-g \frac{x^2}{2} \text{ pour } 0,5 \leq x \leq 28 \end{cases}$$

☞ **Tableau VIII.18.** Le moment fléchissant

x (m)	0,5	10,55	14
Mg(x) KN.m	-16	1376	1472

- Calcul de l'effort de précontrainte P :

La tension dans les câbles ayant subi due au frottement, au glissement à l'ancrage ainsi qu'à la non simultanément de la mise en tension des câbles, doit être recalculée en tenant compte de ces pertes.

Nous avons alors :

$$P_B = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\emptyset} - \Delta\sigma_g - \Delta\sigma_{Pi}) \times A_p$$

$$AP= 4301,07 \text{ mm}^2$$

x (m)	σ_{p0}	$\Delta \sigma_{\emptyset}$	$\Delta \sigma_g$	$\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{\emptyset} - \Delta \sigma$	P
0	1488	0	141,98	1346,02	$(1346,02 - \Delta \sigma_{pi}) \times A_p$
10,55	1488	54,4	54,408	1400,428	$(1400,428 - \Delta \sigma_{pi}) \times A_p$
14	1488	62,55	16,88	1408,57	$(1408,57 - \Delta \sigma_{pi}) \times A_p$

☞ **Tableau VIII.19** L'équation de l'effort de précontrainte P

En remplaçant dans l'équation de la contrainte du béton : $\sigma_{bc} = \frac{-Mg}{I_{nette}} ep + P \left[\frac{1}{B_{nette}} + \frac{ep^2}{I_{nette}} \right]$

Au point A (x=0)

$$\sigma_{bc} = (1346,02 - \Delta \sigma_{pi}) \times 4301,07 \times 10^{-6} \cdot \left[\frac{1}{0,85856} + \frac{0,0796^2}{0,1628} \right]$$

$$\sigma_{bc} = 23,8454 - 0,022 \Delta \sigma_{pi}$$

x	B	I	ep	Mg	P	σ_{bc}
0	0,85856	0,1628	-0,0796	0	$(1346,02 - \Delta \sigma_{pi}) \times A_p$	$6,969 - 0,005 \Delta \sigma_{pi}$
10,55	0,54269	0,1392	-0,6442	1376	$(1400,428 - \Delta \sigma_{pi}) \times A_p$	$29,056 - 0,020 \Delta \sigma_{pi}$
14	0,54269	0,1392	-0,6442	1472	$(1408,57 - \Delta \sigma_{pi}) \times A_p$	$29,20 - 0,020 \Delta \sigma_{pi}$

☞ **Tableau VIII.20** La contrainte du béton

En remplaçant dans l'équation de base du calcul de la perte par non simultanéité de la mise en tension des câbles :

$$\Delta \sigma_{pi} = \frac{n-1}{2.n} \cdot \frac{E_p}{E_{bi}} \cdot \sigma_{bc}$$

Nous obtenons : 1

$$\Delta \sigma_{pi} = \frac{4-1}{2 \times 4} \cdot \left(\frac{195000}{35325,5931} \right) \times (6,969 - 0,005 \Delta \sigma_{pi})$$

$$\Delta \sigma_{pi} = 2,07 \times (6,696 - 0,005 \Delta \sigma_{pi})$$

$$\Delta \sigma_{pi} = 14,426 - 0,01035 \Delta \sigma_{pi}$$

$$\Delta \sigma_{pi} = \frac{14,426}{(1+0,01035)} = 14,27$$

Nous obtenons : 2

$$\Delta\sigma_{pi} = \frac{4-1}{2 \times 4} \left(\frac{195000}{35325,5931} \right) \times (29,056 - 0.02\Delta\sigma_{pi})$$

$$\Delta\sigma_{pi} = 2,07 \times (29,056 - 0.02\Delta\sigma_{pi})$$

$$\Delta\sigma_{pi} = 60,145 - 0.0414 \Delta\sigma_{pi}$$

$$\Delta\sigma_{pi} = \frac{60,145}{(1+0.0414)} = 57,75$$

Nous obtenons : 2

$$\Delta\sigma_{pi} = \frac{4-1}{2 \times 4} \left(\frac{195000}{35325,5931} \right) \times (29,2 - 0.02\Delta\sigma_{pi})$$

$$\Delta\sigma_{pi} = 2,07 \times (29,2 - 0.02\Delta\sigma_{pi})$$

$$\Delta\sigma_{pi} = 60,44 - 0.0414 \Delta\sigma_{pi}$$

$$\Delta\sigma_{pi} = \frac{60,44}{(1+0.0414)} = 58,03$$

x (m)	0	10,55	14
$\Delta\sigma_{Pi}$ (Mpa)	14,27	57,75	48,03

☞ **Tableau . VIII.21** Récapitulatif de perte par non simultanéité

- Déformation du béton sous l'effet d'une charge permanente (g) :

Toute action permanente (g) appliquée à une date(j) postérieurement à la mise en tension et à l'ancrage d'un câble de précontrainte provoque dans le béton adjacent une variation de contrainte $\Delta\sigma_b$, donc une variation de raccourcissement $\epsilon_b = \frac{\Delta\sigma_b}{E_p}$. Le câble

Considéré subit la même variation de déformation $\epsilon_p = \frac{\Delta\sigma_{ps}}{E_p}$, d'où une perte de tension

$$\begin{aligned} \text{Par égalité des déformations } \epsilon_b = \epsilon_p &\implies \frac{\Delta\sigma_{ps}}{E_p} = \frac{\Delta\sigma_b}{E_p} \\ &\implies \Delta\sigma_{ps} = \frac{\Delta\sigma_b}{E_p} \times E_p \end{aligned}$$

Avec : $\Delta\sigma_b = -\frac{Mg}{I_{nette}} \times e_p$

– Le moment fléchissant s'écrit alors :

$$\left\{ \begin{aligned} Mg(x) &= -g \frac{x^2}{2} \text{ pour } 0 \leq x \leq 0.5 \\ Mg(x) &= R_A(x-0.5) - g \frac{x^2}{2} \text{ pour } 0.5 \leq x \leq 28 \end{aligned} \right.$$

$$gt = 29.871 \quad \left. \vphantom{gt = 29.871} \right\}$$

$\Delta g = gt - gp = 29.871 - 13.413 = 16.458$

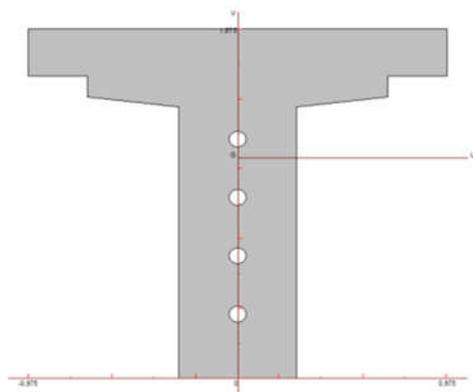
$g_p = 13.413$

$RA = g \frac{l}{2} = 226,52 \text{ Mpa}$

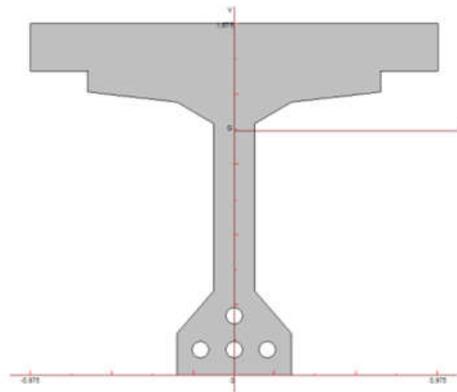
X	mg	ep	I nette	$\Delta\sigma_b$	$\Delta\sigma_{ps}$
0	0	0,0796	0,1628	0	0
10,55	0,2411	0,6442	0,1392	-1,1332	-5,9831
14	0,4425	0,6442	0,1392	-2,0798	-10,981

☞ **Tableau . VIII.22** Récapitulatif de perte sous l'effet d'une charge permanente (g)

Caractéristiques de la poutre avec hourdis : on utilise le programme SOCOTEC



☞ **Fig. VIII.24** Section d'about nette



☞ **Figure. VIII.25** Section médiane nette

Pour la section médiane en charge (avec hourdis) on a les dimensions suVIIants :						
B	IG x	v	v'	YG	H	$\rho =$
0.91636	0.2688	0.5325	1.1175	1.1175	1.65	49.29
Pour la section d'about en charge (avec hourdis) on a les dimensions suVIIants :						
B	IG x	v	v'	YG	H	$\rho =$
1.2322	0.3017	0.6206	1.0293	1.0293	1,65	38.32

☞ **Tableau VIII.23** Caractéristiques géométriques des sections nettes avec hourdis

Récapitulatif des pertes de tension instantanées :

Il convient bien de calculer les pertes de tension instantanées car nous en aurons besoin lors du calcul des pertes de tension différées

Nous avons alors :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{\varnothing} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_{ps}$$

X (m)	$\Delta\sigma_f$	Δs_g	$\Delta\sigma_{pi}$	$\Delta\sigma_{ps}$	$\Delta\sigma_i$	σ_i
0	0	141,98	14,57	0	156,55	1346,02
10,55	54,4	54,408	57,75	-5,983	160,571	1400,42
14	62,55	16,88	48,03	-10,981	116,479	1408,75

☞ **Tableau VIII.24 Récapitulatif des pertes de tension instantanées**

b. Pertes de tension différées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton
- Perte de tension due au fluage du béton
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier

La valeur totale de ces pertes de tension différées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma_{pd}(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée : $\sigma_{pf}(x) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)$

b.1 Perte de tension par retrait du béton :

La perte de tension par retrait du béton doit prendre en compte l'âge du béton pour lequel la mise en tension des câbles s'est faite. En effet le retrait du béton du coulage jusqu'au jour de la mise en tension des câbles ne doit pas être pris en considération. Seul le retrait du béton après en tension des câbles qui a de l'influence sur la perte de tension

La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à :

$$\Delta\sigma_r = E_p \epsilon_r [r(t) - r(t_0)]$$

ϵ_r : retrait total du béton entre $t=0$ et $t=\infty$

D'après la carte zonage climatique on a :

$$\text{Climat tempéré sec zone B} \Rightarrow \epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$$

t_1 : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte $t_0=21$ j

$r(t)$: une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps elle s'écrit :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

r_m : le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres,

$$r_m = \frac{B}{u}$$

Ou B est l'aire de la section de l'élément considéré,
u est le périmètre extérieur de cette section.

Pour x=0

$$r_m = \frac{1.2970}{7,14} = 18,16cm$$

$$r(14) = \frac{21}{21 + 9 \times 18,16} = 0,113$$

Pour x=10.55m et 14m

$$r_m = \frac{0,9646}{7,474} = 12,9cm$$

$$r(14) = \frac{21}{21 + 9 \times 12,9} = 0,153$$

☞ Remarque :

La perte de tension par retrait du béton que nous avons calculée correspond à un temps tendant vers l'infini. Nous pouvons alors dire, que cette valeur constitue un maximum des pertes de tension par retrait du béton.

Pour $t = \infty$ $r(t) = 1$

La perte de précontrainte entre $t = t_0$ et $t = \infty$ se calcule par :

$$\Delta \sigma_r = E_p \varepsilon_r [1 - r(21)]$$

$$\Delta \sigma_r = 1.95 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} [1 - 0,113]$$

$$\Delta \sigma_r = 34,593 \text{ MPA}$$

Pour x=10.55m et 14m

$$\Delta \sigma_r = E_p \varepsilon_r [1 - r(21)]$$

$$\Delta \sigma_r = 1.95 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} [1 - 0,153]$$

$$\Delta \sigma_r = 33,033 \text{ MPA}$$

☞ **Tableau . VIII.25** Récapitulatif des pertes de tension par retrait de béton

X (m)	B	u	rm (cm)	r(14)	EP(MPa)	σ_r	$\Delta \sigma$ (MPa)
0	1,2970	7,14	18,16	0,113	195000	2×10^{-4}	34,593
10,55	0,9646	7,474	12,9	0,153	195000	2×10^{-4}	33,033
14	0,9646	7,474	12,9	0,153	195000	2×10^{-4}	33,033

b.2 Perte de tension par relaxation des câbles de précontraints :

Au cours du temps il y a une chute de tension $\Delta \sigma_p(t)$ dans les armatures de précontrainte.

le BPEL91 (article 3.3,23) propose la formule simplifiée :

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma = \frac{6}{1000} \times \rho_{1000}(\mu - \mu_0)\sigma_{pi}$$

μ est le rapport de la contraintes σ_{pi} sur f_{prg} .

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}}$$

Pour $x=0$

$$\mu = \frac{1346,02}{1860} = 0.7236$$

Pour $x=10,55$

$$\mu = \frac{1400,42}{1860} = 0.7529$$

Pour $x=14$

$$\mu = \frac{1408,75}{1860} = 0.7573$$

$$0.55 \leq \mu = 0.7 \leq 0.75$$

Où μ_0 est coefficient qui dépend de ρ_{1000}

$$\rho_{1000} \leq 2.5\% \quad \implies \mu_0 = 0.43$$

$$\Delta\sigma = \frac{6}{1000} \times 2.5(0.7236 - 0.43)1346,02$$

$$\Delta\sigma = 59,27 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma = \frac{6}{1000} \times 2.5(0.7529 - 0.43)1400,42$$

$$\Delta\sigma = 59,27 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma = \frac{6}{1000} \times 2.5(0.7573 - 0.43)1408,75$$

$$\Delta\sigma = 59,27 \text{ MPA}$$

x	spi	u	u0	$\Delta\sigma(\text{MPA})$
0	1346,02	0,71461	0,43	59,27
10,55	1400,42	0,7529	0,43	58,633
14	1408,75	0,7573	0,43	59,132

☞ **Tableau . VIII.26** Récapitulatif des pertes par relaxation des câbles de précontraints

b.3 Perte de tension par fluage du béton :

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_M + \sigma_b) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

σ_M : est la contrainte maximale à la mise en tension. Ceci correspond, dans notre cas, à la contrainte due au poids propre de la poutre Vide, et à la précontrainte après pertes instantanées.

σ_b : est la contrainte finale après manifestation des pertes de tension différées. Ceci correspond, dans notre cas à la contrainte due au poids propre de structure et à la précontrainte après pertes instantanées et différées.

Pour $x=0$

$$\Delta \sigma_{fl(0)} = (\sigma_{M(0)} + \sigma_{b(0)}) \frac{Ep}{Eij}$$

$$\sigma_{M(0)} = -\frac{Mg}{I_{nette}} ep + \sigma_{pi(0)} A_p \left(\frac{1}{B_{nette}} + \frac{ep^2}{I_{nette}} \right)$$

$$ep = 0.357 \text{ m}$$

$$\sigma_{pi(0)} = 1346,02$$

$$Ap = 4301,07 \text{ mm}^2$$

$$Mg(0) = 0$$

$$\sigma_{M(0)} = \sigma_{pi(0)} A_p \left(\frac{1}{B_{nette}} + \frac{ep^2}{I_{nette}} \right)$$

$$\sigma_{M(0)} = 1346,02 \times 4301,07 \times 10^{-6} \left(\frac{1}{1,232} + \frac{0,357^2}{0,3017} \right)$$

$$\sigma_{M(0)} = 6,666 \text{ MPA}$$

$$Mg(10.55) =$$

$$\sigma_{M(0)} = -\frac{Mg}{I_{nette}} ep + \sigma_{pi(0)} A_p \left(\frac{1}{B_{nette}} + \frac{ep^2}{I_{nette}} \right)$$

$$\sigma_{M(0)} = -\frac{3,064}{0,2732} \cdot 0,942 + 1400,42 \times 4301,07 \times 10^{-6} \left(\frac{1}{0,91636} + \frac{0,942^2}{0,2688} \right)$$

$$\sigma_{M(0)} = 11,465 \text{ MPA}$$

$$Mg(14) =$$

$$\sigma_{M(0)} = -\frac{Mg}{I_{nette}} ep + \sigma_{pi(0)} A_p \left(\frac{1}{B_{nette}} + \frac{ep^2}{I_{nette}} \right)$$

$$\sigma_{M(0)} = -\frac{3,308}{0,2732} \cdot 0,942 + 1408,75 \times 4301,07 \times 10^{-6} \left(\frac{1}{0,91636} + \frac{0,942^2}{0,2688} \right)$$

$$\sigma_{M(0)} = 14,373 \text{ MPA}$$

Tableau. VIII.27 Récapitulatif des Pertes de tension par fluage du béton

Nature	Φ (mm)	A p (mm ²)	Poids (Kg/ml)	Limites Garanties (M Pa)	Classes		
					t.f cl 1570	t.f cl 1670	t.r cl 1570
Fils	7	38.5	0.302	fpeg = fprg =	1403 1570	1481 1670	1377 1570
	8	50.3	0.395	fpeg = fprg =	1412 1570	1491 1670	1392 1570
Torons à 7 fils	12.5 (T13)	93	0.730	fpeg = fprg =	--	cl 1770 1570 1770	cl 1860 1656 1860
	12.9 (T13S)	100	0.785	fpeg = fprg =	--	--	cl 1860 1660 1860
Torons à 7 fils	15.2 (T15)	139	1.091	fpeg = fprg =	cl 1670 1489 1670	cl 1770 1583 1770	cl 1860 1660 1860
	15.7 (T15S)	150	1.178	fpeg = fprg =	--	cl 1770 1573 1770	cl 1860 1660 1860

$$\sigma_b = - \frac{Mg}{I_{nette}} ep + \sigma_{pi \infty} A_p \left(\frac{1}{B_{nette}} + \frac{ep^2}{I_{nette}} \right)$$

Mg=0

$$\sigma_b = \sigma_{pi\infty} A_p \left(\frac{1}{B_{nette}} + \frac{ep^2}{I_{nette}} \right)$$

E p=0.357 m

$$\sigma_\infty = \sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_d)$$

-Pertes différées totales ($\Delta\sigma_d$) :

Le retrait, le fluage et la relaxation se produisent simultanément (en même temps). Le BPEL91 (article 3.3,24) prend en compte la concomitance par un abattement forfaitaire de la relaxation, la perte différée aura la forme

Pour x=0

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

$$\Delta\sigma_d = 34,593 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}59,27 \rightarrow$$

$$\Delta\sigma_d = 83,984 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\sigma_\infty = \sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_d)$$

$$\sigma_\infty = 1488 - (156,55 + 83,984 + \Delta\sigma_{fl}) \rightarrow \sigma_\infty = 1247,466 - \Delta\sigma_{fl}$$

Pour x=10,55

$$\Delta\sigma_d = 33,033 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}58,633 \rightarrow$$

$$\Delta\sigma_d = 81,893 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\sigma_\infty = \sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_d)$$

$$\sigma_\infty = 1488 - (160,571 + 81,893 + \Delta\sigma_{fl}) \rightarrow \sigma_\infty = 1245,563 - \Delta\sigma_{fl}$$

Pour x=14

$$\Delta\sigma_d = 33,033 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}59,132 \rightarrow$$

$$\Delta\sigma_d = 82,309 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\sigma_\infty = \sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_d)$$

$$\sigma_\infty = 1488 - (116,479 + 82,309 + \Delta\sigma_{fl}) \rightarrow \sigma_\infty = 1289,212 - \Delta\sigma_{fl}$$

☞ **Tableau. VIII.28** L'équation de base du calcul des Pertes différées totales

x	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{pi}$	σ_∞
0	34,593	59,27	82,825+ $\Delta\sigma_{fl}$	156,55	1246,353 - $\Delta\sigma_{fl}$
10,55	33,033	58,633	81,893+ $\Delta\sigma_{fl}$	160,571	1245,563 - $\Delta\sigma_{fl}$
14	33,033	59,132	82,309+ $\Delta\sigma_{fl}$	116,479	1289,212 - $\Delta\sigma_{fl}$

$$\sigma_b = (1246,353 \Delta\sigma_{fl}) \times 430107 \times 10^{-6} \left(\frac{1}{1,2971} + \frac{0,357}{0,3352} \right)$$

$$\sigma_b = 6,1710 - 0,0046 \Delta\sigma_{fl}$$

X	Mg	ep	$\sigma_{p\infty}$	I_{nette}	B_{nette}	σ_b
0	0	0,357	1246,353 – $\Delta\sigma_{fl}$	0,3352	1,2971	6,1710-0,0049 $\Delta\sigma_{fl}$
10,55	3,064	0,942	1245,563 – $\Delta\sigma_{fl}$	0,2829	0,9646	22,357-0,0179 $\Delta\sigma_{fl}$
14	3,308	0,942	1289,212 – $\Delta\sigma_{fl}$	0,2829	0,9646	23,076-0,0179 $\Delta\sigma_{fl}$

☞ **Tableau. VIII.29** L'équation de base du calcul de la perte de tension par fluage

En remplaçant dans l'équation de base du calcul de la perte de tension par fluage du béton :

$$\Delta\sigma_{fl(0)} = (6,1710 - 0,0049 \Delta\sigma_{fl}) \frac{195000}{35325,59302}$$

$$\Delta\sigma_{fl(0)} = (34,064 + 0,0270 \Delta\sigma_{fl})$$

$$(1 + 0,0270) \Delta\sigma_{fl(0)} = 34,064$$

$$\Delta\sigma_{fl(0)} = \frac{34,064}{1 + 0,0270} = 33,168 \text{ MPA}$$

x	σ_M	σ_b		Ep	Eij	$\Delta\sigma_{fl}$
0	6,666	6,1710- 0,0049 $\Delta\sigma_{fl}$		195000	35325,593	33,168
10,55	11,465	22,357- 0,0179 $\Delta\sigma_{fl}$		195000	35325,593	112,312
14	14,373	23,076- 0,0179 $\Delta\sigma_{fl}$		195000	35325,593	115,925

☞ **Tableau VIII.30** Récapitulatif des pertes de tension par fluage du béton

– Calcul des Pertes différées totales :

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

☞ **Tableau. VIII.31** récapitulatif des pertes différées totales

x	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_d$
0	34,593	59,27	33,168	117,152
10,55	33,033	58,633	112,312	194,205
14	33,033	59,132	115,925	208,09

c. Vérification des pourcentages des pertes de tension :

Récapitulatif des pertes de tension :

Pertes	x=0	x=10,55	x=14
Total des pertes instantanées	156,55	160,571	116,479
Total des pertes différées	117,152	194,205	208,09
Total des pertes de tension	273,702	354,776	324,569
Pourcentages / σ_{p0}	20,03%	25,33%	23,03%
vérification $20\% < \Delta\sigma / \sigma_{p0} < 30\%$	C.V	C.V	C.V

☞ **Tableau . VIII.32** Récapitulatif des pertes de tension

VII.5 calculs justificatifs règlementaires en section courante

Définition

Nous entendons par section courante toute section située or des zones d'appui ou d'ancrage de câbles qui du fait de la présence d'effort localisées importants fait l'objet de dispositions particulières.

- But

Ils permettent la détermination du ferrailage passif.

☞ **NB** : le calcul se fait aux états limites de service (E.L.S) parce que dans ce domaine, les comportements mécaniques des matériaux sont essentiellement élastiques linéaires.

VII.5.1 Calcul à l'E.L.S

a. Vérification des contraintes :

Valeur de la précontrainte :

$$\begin{aligned} \text{En construction} & \begin{cases} P_1 = A_p \cdot (1,02\sigma_{p0} - 0,8\sigma_{pi}) \\ P_2 = A_p \cdot (0,98\sigma_{p0} - 1,2\sigma_{pi}) \end{cases} \\ \text{En exploitation} & \begin{cases} P_1 = A_p \cdot (1,02\sigma_{p0} - 0,8\sigma_{pi+\sigma_d}) \\ P_2 = A_p \cdot (0,98\sigma_{p0} - 1,2\sigma_{pi}) \end{cases} \end{aligned}$$

☞ **Tableau. VIII.33** récapitulatif des valeurs de la précontrainte

X(m)	en construction		en exploitation	
	P ₁	P ₂	P ₁	P ₂
0	5,989	5,463	5,586	4,859
10,55	5,975	5,443	5,307	4,440
14	6,127	5,670	5,411	4,596

Caractéristiques nettes des sections :

phase	section	B	I	v'	v	H
construction	d'about	0,8585	0,1628	0,8027	0,6474	1,45
	médiane	0,5426	0,1392	0,8197	0,6303	1,45
exploitation	d'about	1,2322	0,3017	1,03	0,6206	1,65
	médiane	0,91636	0,2688	1,1175	0,5325	1,65

☞ *Tableau. VIII 34* Caractéristiques nettes des sections

– Contraintes limites :

classe II	phase construction	Phase d'exploitation
σ_{Ms}	19,87	21
σ_{ms}	-3,87	-4,05
σ_{Mi}	19,87	21
σ_{mi}	-1,806	-1,9

☞ *Tableau. VIII.3* Contraintes limites

Valeurs caractéristiques des contraintes :

Dans la fibre supérieure (y = +v) :

$$\sigma(v) = \frac{Mm}{I} \cdot v + P_i \left(\frac{1}{B} + \frac{e_p \cdot v}{I} \right)$$

- Dans la fibre inférieure (y = -v') :

$$\sigma(-v') = \frac{Mm}{I} \cdot (-v') + P_i \left[\frac{1}{B} + \frac{e_p \cdot (-v')}{I} \right]$$

a- en construction :

en construction			P ₁		P ₂	
x (m)	ep(m)	Mm (MN)	σ_i (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_i (Mpa)	σ_s (Mpa)
0,00	-0,0796	0,000	7,358	6,667	6,712	4,634
10,55	-0,6442	1,442	5,675	15,115	4,414	14,350
14	-0,6442	1,586	5,187	0,601	4,104	15,328

☞ *Tableau. VIII.36* Récapitulatif des Valeurs caractéristiques des contraintes

Vérification des contraintes :

$$\sigma(v) \geq \bar{\sigma}_{m_s} = -4,05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma(-v') \leq \bar{\sigma}_{M_i} = 21 \text{ Mpa}$$

b - en exploitation :

☞ **Tableau. VIII.37** Récapitulatif des Valeurs caractéristiques des contraintes

en exploitation			p1		p2	
x (m)	ep(m)	Mm (MN)	σ_i (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_i (Mpa)	σ_s (Mpa)
0	-0,357	0	6,587	3,295	5,730	2,866
10,55	-0,942	5,654	-1,127	17,097	-1,987	13,818
14	-0,942	6,282	-1,55	15,635	-3,262	15,154

Vérification des contraintes :

$$\sigma(v) \geq \bar{\sigma}_{m_s} = -3,87$$

$$\sigma(-v') \leq \bar{\sigma}_{M_i} = 19,87$$

☞ **NB :**

Les contraintes à ELS sont vérifiées donc les sollicitations agissantes restent dans le domaine de sécurité.

VII.5.2 Ferrailage passif longitudinal

a. Armatures longitudinal dans les zones tendues :

Dans la partie tendue du béton en classes II et sous condition que la hauteur de cette partie doit dépasser les 5 cm ($a > 5 \text{ cm}$), la section d'armatures passives se calcule par la condition de non fragilité du béton (Art. 6.1, 32 du BPEL 91) selon la formule :

$$A_s \geq \frac{B_T}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} \cdot \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}$$

Soient des armatures à haute adhérence HA constituées d'acier Fe500

A_s : Section minimale des armatures dans la zone tendues.

B_T : Aire de la partie du béton

N_{Bt} : L'intensité de la résultante des efforts de traction, définie à partir des diagrammes des contraintes définis à l'E.L.S :

f_{tj} : Contrainte de la traction du béton.

F_e : limite élastique de l'armature de peau utilisée.

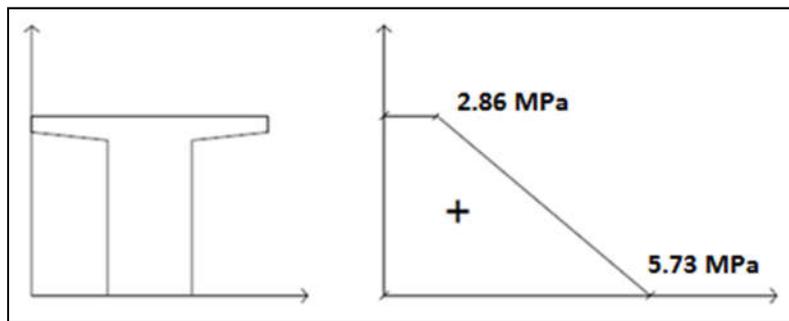
σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction dans la partie tendue.

-Partie supérieure de la poutre :

Cette partie est tendue lors de la mise en tension ; les contraintes extrêmes σ_s et σ_i correspondantes à l'E.L.S sont atteintes est le plus élevé c à d d'après ce qui précède.

Pour $x=0$

$$\sigma(v) = 0.8 \text{ Mpa} \quad \sigma(v') = 7.45 \text{ Mpa}$$



☞ *Figure. VIII.26 Diagramme des contraintes*

Le diagramme montre qu'il 'y a pas de traction dans cette zone donc l'acier n'est pas nécessaire.

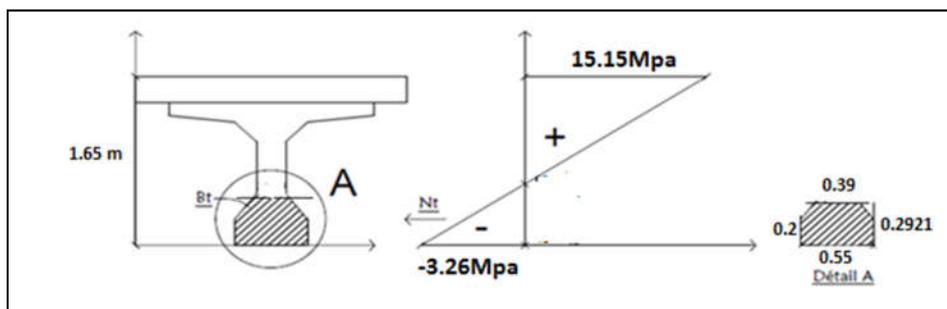
- Partie inférieure de la poutre :

Cette partie est tendue en service, les contraintes extrêmes σ_s et σ_i ; correspondantes à l'E.L.S sont atteintes lorsque l'effort de précontrainte est le plus petit.

Autrement dit pour :

$$x=L/2 \Rightarrow P=4,80\text{MN}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 15.15 \text{ Mpa.} \\ \sigma_i = -3.26 \text{ Mpa. (La traction existe).} \end{array} \right.$$



☞ *Figure. VIII.27 Diagramme des contraintes*

D'après le diagramme des contraintes on a :

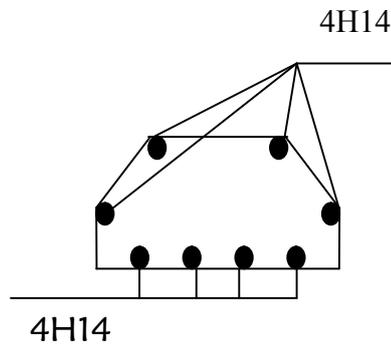


Fig. VIII .28.Ferrailage de la partie inférieure de la

$$a = H \cdot \frac{\sigma_i}{\sigma_i + \sigma_s}$$

$$a = 1.65 \frac{3.26}{3.26 + 15.15} \Rightarrow a = 0.2921 \Rightarrow a = 29.21 \text{ cm.}$$

$$B_t = (0.20 \times 0.55) + \left(\frac{0.39 + 0.55}{2} \right) \cdot 0.0921$$

$$B_t = 0.153 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{Bt} = 3.26 \text{ Mpa}$$

$$N_{Bt} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{Bt} \cdot B_t$$

$$N_{Bt} = 0.249 \text{ MN}$$

$$A_s \geq \frac{B_T}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} \cdot \frac{f_{ij}}{\sigma_{Bt}}$$

$$A_s \geq \frac{0.153}{1000} + \frac{0.249}{500} \cdot \frac{2.7}{3.26}$$

$$A_s \geq 5.654 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$= 5.65 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA14 = 12,32 cm² ; e = 15 cm.

b. Armatures de peau :

Elles sont prévues pour limiter la fissuration du béton avant la mise en précontrainte, en jeune âge, sous l'effet du retrait différentiel et du gradient thermique. Les armatures de

peau sont disposées dans la zone périphérique de la pièce. Leur section minimale est définie par le BPEL 91 (Art. 6.1, 31).

-Armatures de peau longitudinales :

$$A_S \geq \sup\left(\frac{B}{1000}; 3\text{cm}^2/\text{ml du prement transversal}\right)$$

Où B est l'aire de la section brute de la pièce.

$$A_S \geq \sup\left(\frac{0.571 \times 10^4}{1000}; 3\text{cm}^2/\text{ml du prement transversal}\right)$$

$$A_S \geq \sup(5.71 \text{ cm}^2; 3\text{cm}^2/\text{ml du prement transversal})$$

$$A_S = 5.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 6HA12/ml (HA12 ;e=25 cm)

$$6\text{HA12} \Rightarrow A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2$$

VII.6 Calcul de l'effort tranchant

VII.6.1 l'effort tranchant réduit

$$g_p = 16,108 \text{ KN/ml}$$

$$V_{gp}^{red} = g_p \cdot \frac{l}{2} \cdot \left(1 - \frac{5h}{3l}\right)$$

$$V_{gp}^{red} = 16.18 \cdot \frac{28}{2} \cdot \left(1 - \frac{5.1,45}{3.28}\right) = 0,2069 \text{ MN}$$

$$V_m^{red} = 807,808 \cdot \left(1 - \frac{5.1,45}{3.28}\right) = 0,738 \text{ MN}$$

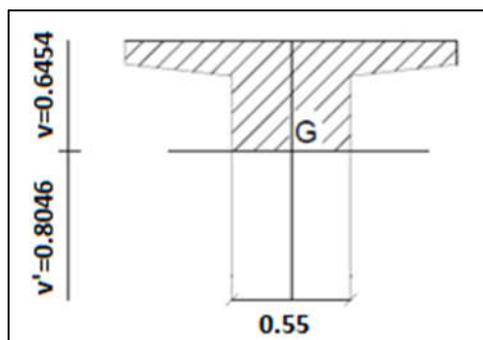


Figure. VIII.29 section d'about

VII.6.2 Calcul de l'inclinaison du câble a l'abscisse $x=d=c+5h/6$

$$d = 0,5 + \left(\frac{5.1,45}{6}\right) = 1,71 \text{ m}$$

$$y = \frac{ep}{xB^2} X^2$$

$$\text{TAN } \alpha_d = y' \quad (x=x_B-d)$$

$$\text{TAN } \alpha_d = \frac{2.ep}{xB^2} \cdot (x_B-d)$$

$$\text{TAN } \alpha_d = \frac{2.0,6442}{10,55^2} \cdot (10,55-1,71) = 0,066 \quad \rightarrow \quad \alpha_d = 3.77^\circ$$

VII.6.3 Verification a l' E L S

a. En phase de construction :

1-l'effort tranchant réduit :

$$V_{red}^{min} = V_{gp} - p_i^{max} \cdot \sin \alpha_d$$

$$P_0 = \frac{p}{0,75} = 6,411 \text{ MN}$$

$$P_i^{max} = 1,02 \cdot P_0 - 0,8 \cdot \Delta P$$

$$P_i^{max} = 1,02 \times P_0 - 0,8 \times 0,15 \cdot P_0 \quad \rightarrow \quad P_i^{max} = 0,9 P_0$$

$$P_i^{max} = 0,9 \times 6,411 = 5.769 \text{ MN}$$

$$V_{red}^{min} = 0,2069 - 5.769 \cdot \sin 3.77^\circ \quad \rightarrow \quad V_{red}^{min} = -0,172 \text{ MN}$$

2-cisaillement dans l'âme

$$\tau = \frac{v_{red}^{min} \cdot S}{I \cdot b_n}$$

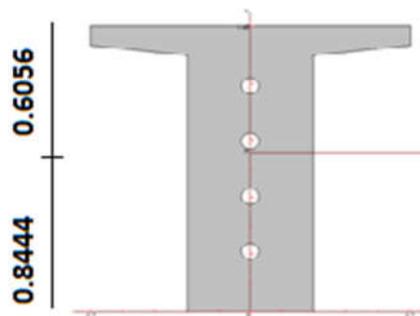
$$I = 0,1628 \text{ m}^4$$

$$S = 0,153 \text{ m}^3$$

$$b_n = b_0 - m k \phi$$

$$b_n = 0,55 - (1 \times 0,5 \times 0,081) \quad \rightarrow \quad b_n = 0,5095 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{0,172 \cdot 0,153}{0,1628 \cdot 0,5095} = 0,3172 \text{ Mpa}$$



☞ Figure. VIII.30 Section d'about nette

La contrainte au C D G de la section :

$$\sigma_x = \frac{p_l^{MAX}}{B_{net}}$$

$$B_{net} = B - 4 \times \pi \cdot \frac{\varphi^2}{4}$$

$$B_{net} = 0.9037 - 3,14 \cdot 0,081^2 = 0,074 \text{ m}^2$$

$$\sigma_x = \frac{5.769}{0,074} = 77.95 \text{ MN}$$

On doit vérifier la relation $\tau \leq \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$

$$\bar{\tau}_1 = \sqrt{0,4 \cdot f_{tj} \cdot (f_{tj} + \sigma_x)}$$

$$f_{tj} = f_{21} = 2,58 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_1 = \sqrt{0,4 \times 2,58 \times (2,58 + 77.95)} = 9.116 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_x = 77.95 \text{ Mpa} < 0,4 f_{cj} = 0,4 \times 33.12 = 13.24 \text{ Mpa}$$

Donc $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$, on compare seulement τ avec $\bar{\tau}_1$

$$\tau = 0,3172 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_1 = 9.116 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

3 - cisaillement dans la jonction âme-table :

$$\tau_{xz} = \frac{V}{I} \cdot b_1 \cdot \left(h_1 + \frac{h_0}{2} \right)$$

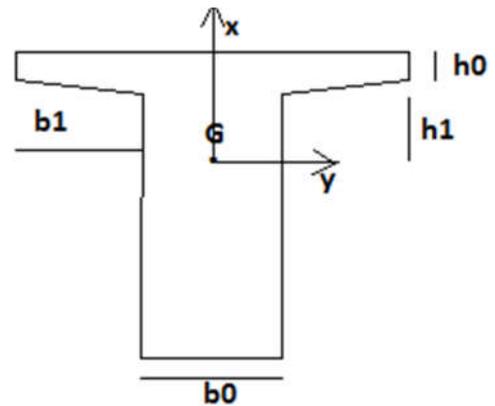
$$b_1 = \frac{b - b_0}{2}$$

$$h_1 = v - h_0$$

$$\tau_{xz} = \frac{v_{red}}{I} \cdot \frac{b - b_0}{2} \cdot \left(v - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\tau_{xz} = \frac{0,172}{0,1628} \cdot \frac{1,4 - 0,55}{2} \cdot \left(0,6474 - \frac{0,15}{2} \right)$$

$$\tau_{xz} = 0,257 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_1 = 3,335 \text{ Mpa}$$



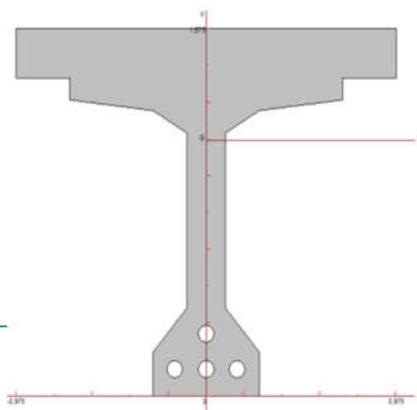
b. En phase d'exploitation :

1 - l'effort tranchant réduit :

$$V_{red}^{max} = 0,776 \text{ Mpa}$$

$$P_{\infty}^{min} = 0,98 \times P_0 - 1,2 \Delta P$$

$$P_{\infty}^{min} = 0,68 P_0 \quad \rightarrow \quad P_{\infty}^{min} = 4,359 \text{ Mpa}$$



$$V_{red}^{max} = 0,776 - 4,359 \cdot \sin 3.77^\circ \quad \rightarrow \quad V_{red}^{max} = 0,498 \text{ Mpa}$$

☞ **Figure. VIII.31** Section médian nette

2-cisaillement dans l'âme :

$$\tau = \frac{v_{red}^{max} \cdot S}{I \cdot b_n}$$

$$I = 0,2688 \text{ m}^4$$

S : moment statique de la poutre

I: moment d'inertie

$$S = 0,3 \text{ m}^3$$

$$b_n = b_0 - m \cdot k \cdot \varphi$$

$$b_n = 0,55 - (1 \times 0,5 \times 0,081) \quad \rightarrow \quad b_n = 0,5095 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{0,498 \cdot 0,3}{0,2688 \cdot 0,5095} = 1,098 \text{ Mpa}$$

La contrainte au C D G de la section :

$$\sigma_x = \frac{P_{\infty}^{MAX}}{B_{net}}$$

$$B_{net} = B - 4 \times \pi \cdot \frac{\varphi^2}{4}$$

$$B_{net} = 0,9163 - 3,14 \cdot 0,081^2 = 0,075 \text{ m}^2$$

$$\sigma_x = \frac{4,359}{0,075} = 58,12 \text{ MN}$$

On doit vérifier la relation $\tau \leq \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$

$$\bar{\tau}_1 = \sqrt{0,4 \cdot f_{tj} \cdot (f_{tj} + \sigma_x)}$$

$$f_{tj} = f_{28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_1 = \sqrt{0,4 \times 2,7 \times (2,7 + 58,12)} = 8,10 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_x = 58,12 \text{ Mpa} < 0,4 f_{cj} = 0,4 \times 35 = 14 \text{ Mpa}$$

Donc $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$, on compare seulement τ avec $\bar{\tau}_1$

$$\tau = 1,098 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_1 = 8,10 \text{ Mpa C.V}$$

3 -cisaillement dans la jonction âme-table :

$$\tau_{xz} = \frac{V}{I} \cdot \frac{b-b_0}{2} \cdot \left(h_1 + \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\tau_{xz} = \frac{v_{red}}{I} \cdot \frac{b-b_0}{2} \cdot \left(v - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\tau_{xz} = \frac{0,498}{0,2688} \cdot \frac{165-0,55}{2} \cdot \left(0,5325 - \frac{0,35}{2}\right)$$

$$\tau_{xz} = 0,364 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_1 = 8,10 \text{ Mpa}$$

VII.6.4 Vérification a l'ELU :

a. l'effort tranchant réduit :

$$V_{u\text{red}} = 1,35(V_{gp} - V_{g'}) + 1,5 V_q - P \cdot \sin \alpha_d$$

$$P = P_0 - (\Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d)$$

$$P = 6,411 - (0,1211 + 0,2246) \rightarrow P = 6,065 \text{ Mpa}$$

$$V_{u\text{red}} = 1,0516 - 6,065 \cdot \sin 3,77^\circ \rightarrow V_{u\text{red}} = 0,3287 \text{ Mpa}$$

b. cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{V_{u\text{red}} \cdot S}{I \cdot b_n}$$

$$\tau_u = \frac{0,3287 \cdot 0,3}{0,2688 \cdot 0,5095} = 0,6477 \text{ Mpa}$$

c. L'inclinaison des bielles β_u :

$$\beta_u = \sup \left\{ \begin{array}{l} \text{Arc tag} \left(\frac{2\tau_u}{\sigma_{xu}} \right) = \text{Arc tag} \left(\frac{2 \times 0,6447}{4,6728} \right) = 15,49^\circ \\ 30^\circ \end{array} \right.$$

$$\sigma_{xu} = \frac{P}{B_{net}}$$

$$\sigma_{xu} = \frac{6,411}{1,3425} = 4,6728 \text{ Mpa}$$

$$\beta_u = 15,49^\circ$$

d. vérification des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{b_n \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \left(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \text{tg } \beta_u$$

On propose des cadres verticaux en T8

$$A_t = 0,505 \times 2 = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$f_{tj} = f_{28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\frac{1,01 \cdot 10^{-4}}{0,5095 \cdot s_t} \cdot \frac{500}{1,15} \geq \left(0,6477 - \frac{2,7}{3} \right) \text{tg } 15,49^\circ$$

$$s_t \leq 0,15 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,6 \cdot \frac{b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \rightarrow A_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}$$

$$s_t \leq \frac{1,01 \cdot 10^{-4}}{0,6 \cdot 0,5095 \cdot 1,15} = 0,144 \text{ m}$$

$$s_t \leq \text{Min} (0,8 h ; 3 b_0 ; 1 \text{ m})$$

$$s_t \leq \text{Min} (0,8 \times 1,65 ; 3 \times 0,55 ; 1 \text{ m})$$

$$s_t \leq \text{Min}(1,34 ; 1,65 ; 1\text{m}) \rightarrow s_t = 0,10\text{m} \leq 1\text{m}$$

e. vérification des bielles:

$$\tau_u = \frac{f_{c28}}{6}$$

$$\tau_u = 0.6477 \text{ Mpa} < \frac{35}{6} = 6,66 \text{ Mpa}$$

f. Jonction âme – table :

$$\tau_{u,xy} = \frac{v_{u,red}}{I} \cdot \left(\frac{b-b_0}{2}\right) \cdot \left(v - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\tau_{u,xy} = \frac{0,3842}{0,2688} \cdot \left(\frac{1,65-0,55}{2}\right) \cdot \left(0,5325 - \frac{0,35}{2}\right) \rightarrow \tau_{u,xy} = 0,731 \text{ Mpa}$$

Dans la jonction âme – table, on prend toujours $\beta_u = 45^\circ$

On doit vérifier la condition :

$$\frac{A_t}{h_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \left(\tau_{u,xy} - \frac{f_{tj}}{3}\right) \text{tg } \beta_u$$

$$A_t = 2 \text{ T8} = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1,01 \cdot 10^{-4}}{0,375 \cdot s_t} \cdot \frac{500}{1,15} \geq \left(0,6477 - \frac{2,7}{3}\right) \text{tg } 15,49^\circ$$

$$s_t \leq -0,50 \text{ m}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,6 \cdot \frac{b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \rightarrow A_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}$$

$$s_t \leq \frac{1,01 \cdot 10^{-4} \cdot 500}{0,6 \cdot 0,5095 \cdot 1,15} = 0,195 \text{ m}$$

$$s_t \leq \text{Min}(0,8 \text{ h}; 3h_0; 1\text{m})$$

$$s_t \leq \text{Min}(0,8 \times 1,65; 3 \times 0,375 ; 1\text{m})$$

$$s_t \leq \text{Min}(1,34; 1,125; 1\text{m})$$

$$s_t \leq 1\text{m} \rightarrow \text{on prend } s_t = 0,15 \text{ m} < 1\text{m} \quad \text{C.V}$$

g. vérification des bielles de compression :

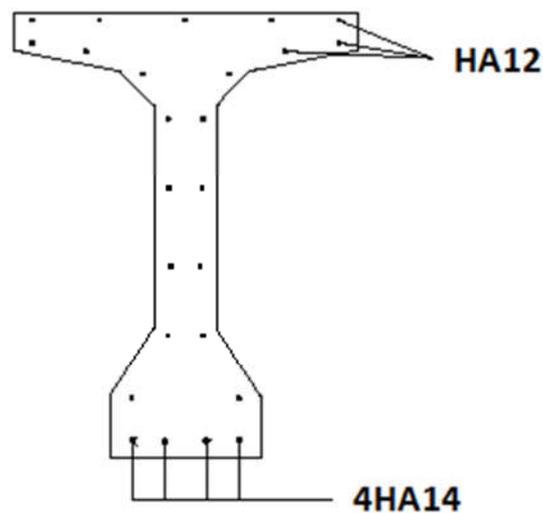
$$\tau_{u,xy} \leq \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{3 \cdot \gamma_b} \cdot \text{Sin } 2 \beta_u$$

$$\beta_u = 45^\circ \rightarrow \tau_{u,xy} \leq \frac{0,85 \cdot 35}{3 \cdot 1,5} \cdot \text{Sin}(2 \times 45^\circ)$$

$$\tau_{u,xy} = 0,731 \text{ Mpa} < 7,556 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V}$$

VII.7. Les armatures de montage :

On prend : HA 12



☞ *Figure. VIII.32 Ferrailage de la poutre*

VII.8. Conclusion

Dans la précontrainte par post-tension le choix du type procédé influe énormément sur la zone d'ancrage, et le tracé des câbles. La zone d'ancrage nécessite une étude particulière qui ne fait pas l'objet de ce manuscrit.



Chapitre – VIII –

Etude de la dalle

V.1. Introduction

Les entretoises assurent la liaison transversale des poutres ainsi que la répartition des charges entre ces dernières. Vu que notre tablier est dépourvu d’entretoises intermédiaires, l’hourdis joue le rôle de l’entretoisement. Pour calculer les efforts dans l’hourdis sous la flexion transversale, on utilisera la méthode de GUYON-MASSONNET.

V.2. Méthode de calcul

On commence par tracer la ligne d’influence transversale μ_α pour les différentes abscisses

($y = \frac{b}{2}$; $y = 0$) et pour excentricité ($e = 0$; $e = \frac{b}{4}$; $e = \frac{b}{2}$; $e = \frac{3b}{4}$; $e = b$)

Longitudinalement, on utilisera une bande de largeur égale à 1ml pour les charges répartie ou une file de roue pour les charges concentrées. On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grands efforts

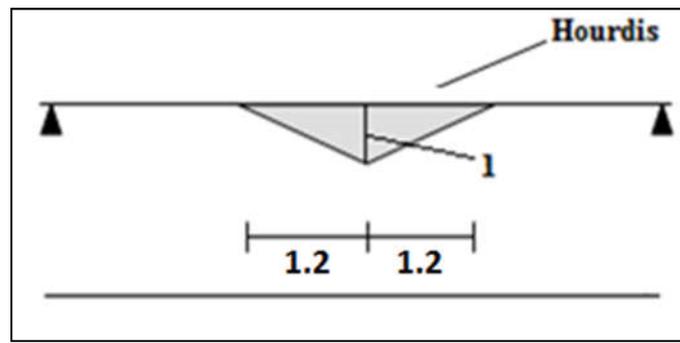


Figure VIII.1 La ligne d’influence

Dans le cas des ponts droits le moment de flexion dans le sens transversal est donné par la formule suivante :

Charge concentrée : $My = b \sin \frac{\pi \cdot x}{l} \sum P_i \mu_{\alpha i}$

Charge répartie : $My = b \sin \frac{\pi \cdot x}{l} P_q S_\mu$

La portée $L = 28$ m

La largeur $2b = 7.6$ m \longrightarrow $b = 3.8$ m

Coefficient d’entretoisement

Pour « $\theta = 0,85012653$ » d’après les tableaux de Guyon Massonnet, on peut calculer la valeur des coefficients de répartition transversale « μ_α » donné par la relation suivante

La valeur de α dans notre cas et comprise entre 0 et 1 celle de θ également ; les valeurs de μ_α telles que $\alpha=0$ et $\alpha=1$ sont consignés dans le tableau de GUYON – MASSONNET

Pour le calcul de $K\alpha$ ($\theta = 0.85$) on fait rappel aux formules d'interpolation de SATTLER avec ($0,1 < \theta < 1$).

$\alpha = 0.066026933$

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha (1 - e^{(0,065 - \theta) / 0,063})$$

Pour le calcul du μ_1 : $\theta_1 = \frac{b}{Lc} = \frac{3.8}{28} = 0.13$

Pour le calcul du μ_3 : $\theta_3 = \frac{3b}{Lc} = \frac{3 \cdot 3.8}{28} = 0.40$

Pour μ_1

$\theta = 0,10 < \theta = 0.13 < \theta = 0.20$

▀ Valeurs de μ_α pour $\theta = 0,10$; $\alpha = 0$, $\alpha = 1$;

e \ μ	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu_{(\alpha=0)} \cdot 10^4$	-2499	-1250	0	1250	2499	1250	0	-1250	-2499
$\mu_{(\alpha=1)} \cdot 10^4$	-2360	-1171	-19	1161	2385	1161	-19	-1171	-2360
$\mu_1 \cdot 10^4$	-2489,8	-1244,7	-1,254	1244,1	2491,4	1244,1	-1,254	-1244,7	-2489,8

☞ *Tableau VIII.1 Valeurs de μ_α pour $\theta = 0,10$*

▀ Valeurs de μ_α pour $\theta = 0,20$; $\alpha = 0$, $\alpha = 1$;

e \ μ	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu_{(\alpha=0)} \cdot 10^4$	-2486	-1244	-1	1244	2491	1244	-1	-1244	-2486
$\mu_{(\alpha=1)} \cdot 10^4$	-1868	-987	-61	956	2116	956	-61	-987	-1868
$\mu_1 \cdot 10^4$	-2445,2	-1227	-4,96	1224,9	2466,2	1224,9	-4,96	-1227	-2445,2

☞ *Tableau VIII 2 Valeurs de μ_α pour $\theta = 0,20$*

$$\mu_{\theta=0.13} = \mu_{\theta=0.10} + (\mu_{\theta=0.20} - \mu_{\theta=0.10}) \frac{0.13 - 0.10}{0.20 - 0.10}$$

▀ Valeurs de μ_α pour $\theta = 0,13$; $\alpha = 3$

e \ μ	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu_1 \cdot 10^4$	-2476,4	-1239,4	-2,365	1238,3	2483,9	1238,3	-2,365	-1239,4	-2476,4

☞ *Tableau VIII .3 Valeurs de μ_α pour $\theta = 0,13$*

Pour μ_3

$\theta = 0,40$

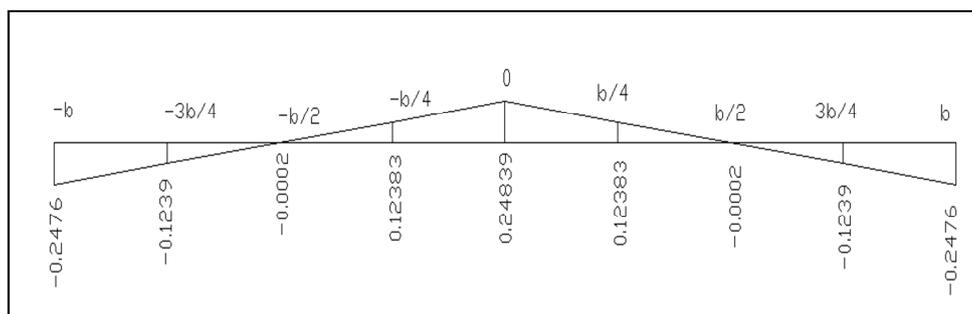
Valeurs de μ_α pour $\theta = 0,40$

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu (\alpha=0) \cdot 10^4$	-2292	-1161	-20	1151	2372	1151	-20	-1161	-2292
$\mu (\alpha=1) \cdot 10^4$	-1016	-617	-131	546	1563	546	-131	-617	-1016
$\mu_3 \cdot 10^4$	-2207,7	-1125,0	-27,32	1111,07	2318,6	1111	-27,32	-1125	-2207,7

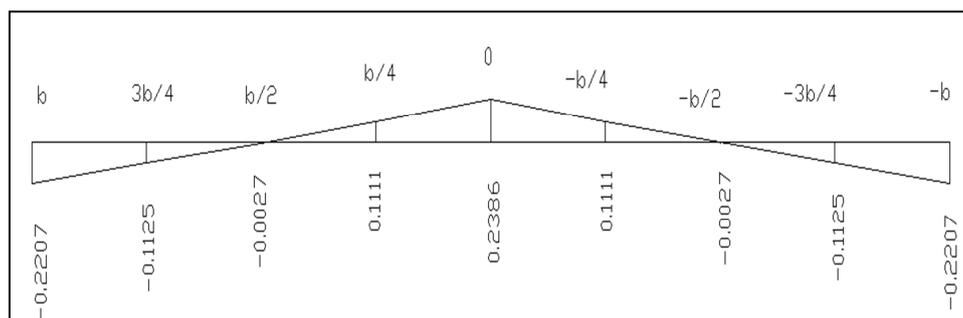
☞ **Tableau VIII.4** Valeurs de μ_α pour $\theta = 0,40$

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu_1 \cdot 10^4$	-2476,4	-1239,4	-2,365	1238,3	2483,9	1238,3	-2,365	-1239,4	-2476,4
$\mu_3 \cdot 10^4$	-2207,7	-1125,0	-27,32	1111,07	2318,6	1111	-27,32	-1125	-2207,7

☞ **Tableau VIII.5** Valeurs de μ_α



☞ **Figure VIII.2** : Ligne d'influence μ_α pour $(y = 0)$.



☞ **Figure VIII.3** : Ligne d'influence μ_α pour $(y = b/2)$.

V.2. Calcul de la charge « P »

– Pour des charges concentrées :

$$P = \sum P_i \cdot y_i$$

Avec :

y_i : L'ordonnée lue sur la ligne d'influence.

– Pour une charge répartie :

$$p_q = q \cdot S$$

Avec :

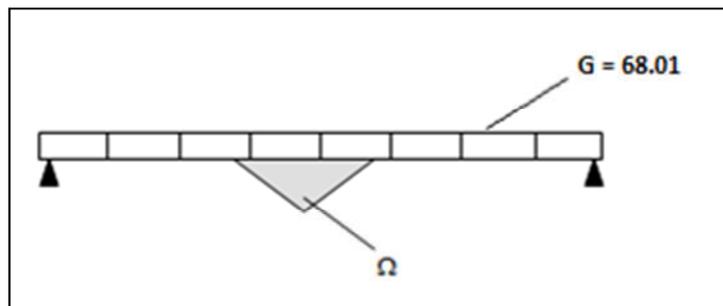
S : L'aire délimitée par la ligne d'influence.

V.2.1 Charge permanente :

D'après le chapitre 5 : (charges et surcharges) ; Le poids propre du tablier par ml = 68.01/ml

-par 1 m² ⇒ $g_p = 68.01 / 13.29 = 8.94 \text{ KN/m}^2$

Où 7.6 m est la largeur de l'hourdis



☞ *Figure. VIII.4 : Ligne d'influence chargée par G*

$$P = g_p \times \Omega$$

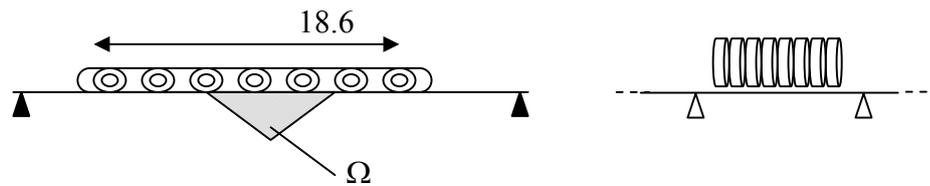
telle que : $g_p = 8.94 \text{ KN/m}^2$

$$\Omega = \frac{2.4 \times 1}{2} = 1.2 \text{ m}^2$$

→ $P = 8.94 \times 1.2 = 10.728 \text{ KN/ml}$

V.2.5. Convoie exceptionnel « D240 »:

D'après modélisation de notre projet dans logiciel Robot, nous avons trouvé que le système D240 qui va donner les sollicitations les plus défavorable.

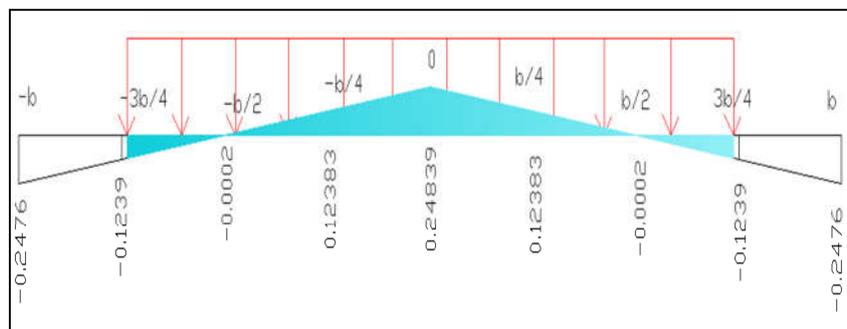


☞ *Figure . VIII.5 : Ligne d'influence chargée par le système D240*

$$P_{D240} = q \times \Omega = \frac{2400}{18.6 \times 3.2} \times 1.2 = 48.38 \text{ KN/ml}$$

V.3. calcul des moments fléchissant : (y = 0)

V.3.1. Charge permanente :



☞ *Figure VIII.6 : Ligne d'influence $\mu_a : y = 0$*

$$M_y^+ = b \times p \times S_{\mu a}$$

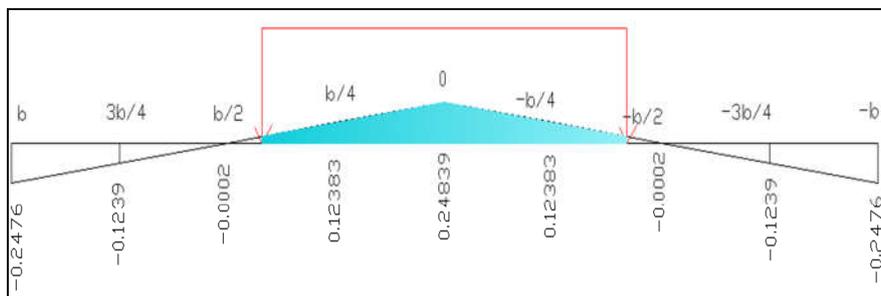
$$S_{\mu a} = 0.3657 \text{ m}^2 \text{ (Surface calculée par AUTO-CAD)}$$

$$b = 3.8 \text{ m}$$

$$p = 10.728 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_y^+ = 14.908 \text{ KN.m}$$

V.3.5. Surcharge D₂₄₀:

a) Position 1:



☞ *Figure. VIII.7 : Ligne d'influence $\mu_a : y = 0$*

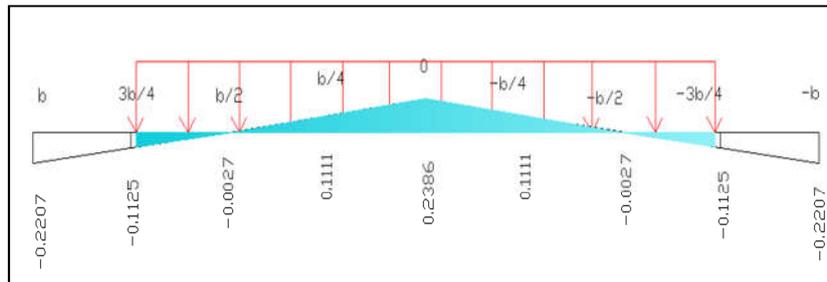
$S_{\mu\alpha} = 0.4598$

$b = 3.8 \text{ m}$

$P = 48.38 \text{ KN} \Rightarrow My^+ = 84.53 \text{ KN}$

V.3. calcul des moments fléchissant : (y = b/2)

V.3.1. Charge Permanente



☞ *Figure. VIII.8 : Ligne d'influence $\mu\alpha : y = b/2$*

$My^+ = b \times P \times S_{\mu\alpha}$

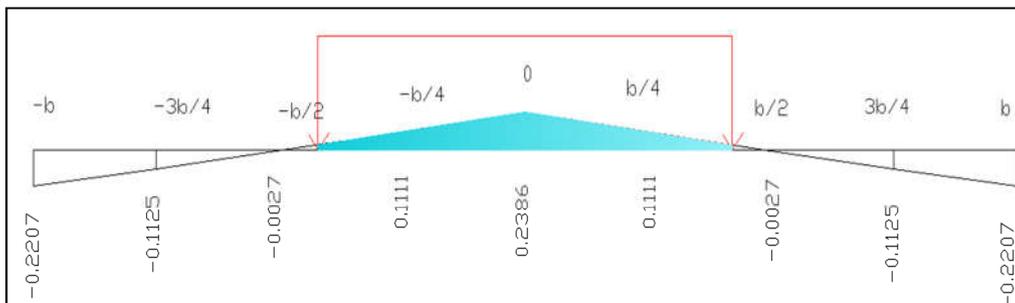
$S_{\mu\alpha} = 0.3931 \text{ m}^2$

$b = 3.8 \text{ m}$

$p = 10.728 \text{ KN/ml} \Rightarrow My^+ = 16.02 \text{ KN.m}$

V.3.5. Surcharge D₂₄₀

a) Position 1 :



☞ *Figure. VIII.9: Ligne d'influence $\mu\alpha : y = b/2$*

$S_{\mu\alpha} = 0.43$

$b = 3.8 \text{ m}$

$P = 48.38 \text{ KN} \Rightarrow My^+ = 79.05 \text{ KN}$

		Y = 0	Y = b/2
G	M _{max}	14.908	16.02
D ₂₄₀	M _{max}	84.53	79.05

☞ **Tableau VIII.6.** Récapitulatif des moments fléchissent

Combinaison d'action : (ELU)

$$1,35 G + \max \begin{cases} 1,605 [\max (A (L) ; B) + \text{trottoir}] \\ 1,35 M_{c120} \\ 1,35 D_{240} \end{cases}$$

Soit :

$$1.35 \times 14.908 + 1.35 \times 84.53 = 134.24 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mu = M^{\max} = 134.24 \text{ KN.m}}$$

Combinaison d'action : (ELS)

$$G + \max \begin{cases} 1,2 [\max (A (L) ; B) + \text{trottoir}] \\ M_{c120} \\ D_{240} \end{cases}$$

Soit :

$$14.908 + 84.53 = 99.43 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mser = 99.43 \text{ KN.m}}$$

– Ferrailage :

Le logiciel SOCOTEC nous donne la section suivante : $As = 20.6 \text{ cm}^2$

verification a L'ELS

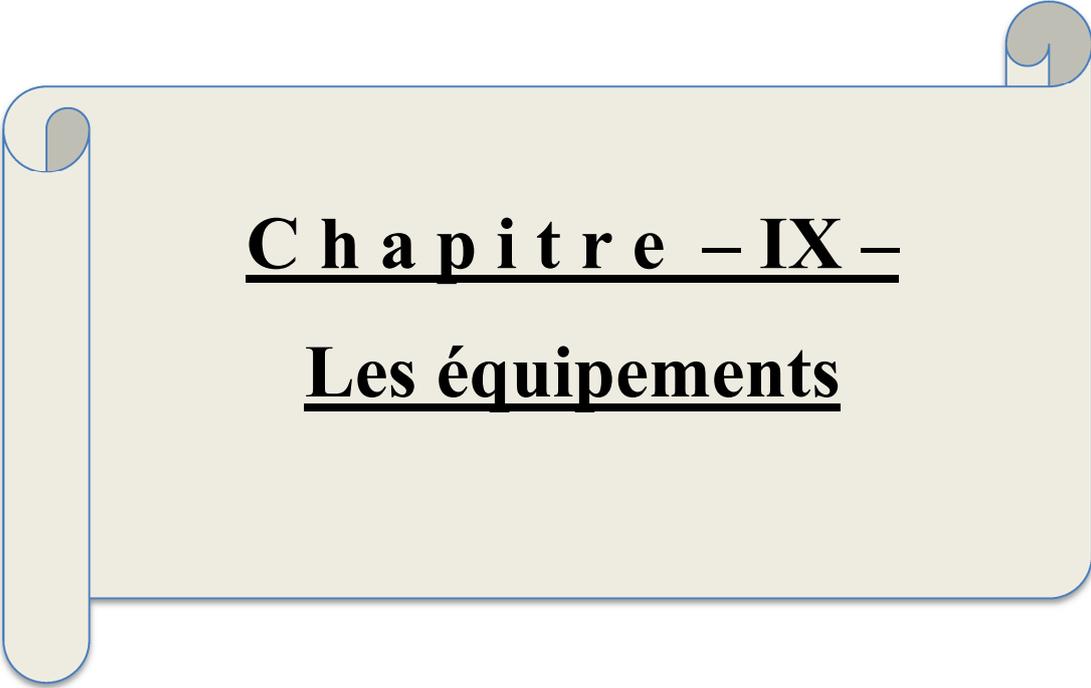
$$\text{Soit : } (6HA25) = 29.45 \text{ cm}^2 .$$

Les conditions à L'ELS sont vérifiées

V.5. Conclusion

– Dans notre cas, l'hourdis assure l'entretoisement ce qui revient à ferrailer l'hourdis avec le moment max entre la flexion locale et la flexion transversale.

– D'après les résultats obtenus, le moment maximal est dû à la flexion transversale donc on a ferrailé l'hourdis avec des moments obtenus dans la flexion transversal.



Chapitre – IX –
Les équipements

IX.1. Introduction

Dans ce chapitre on va étudier les appareils d'appuis et les joints de chaussée qui ne sont pas trop apparents par rapport aux autres éléments mais ont une importance primordiale du fait qu'ils vont influencer sur la transmission des charges vers les piles et les culées.

IX.2. Appareils D'APPUI

Les appareils d'appuis sont des éléments de structure, ils assurent la liaison entre le tablier et les appuis. Ils sont soumis à des actions qui engendrent des sollicitations dans leurs éléments.

Ils sont placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières ou ferroviaires) et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton).

■ Types d'appareils d'appui :

Les appareils d'appui se répartissent en trois grandes familles :

- Les appareils d'appui en acier : Spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques.
- Les appareils d'appui en caoutchouc fretté : ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et parfois pour les grands ponts.
- Les appareils d'appui spéciaux ou à pot : Prévus pour équiper des ponts de grandes portées. On choisit des appareils d'appui en néoprène fretté qui sont constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier.

La désignation de l'appareil d'appui est de la forme suivante : a.b.n (t + t_s)

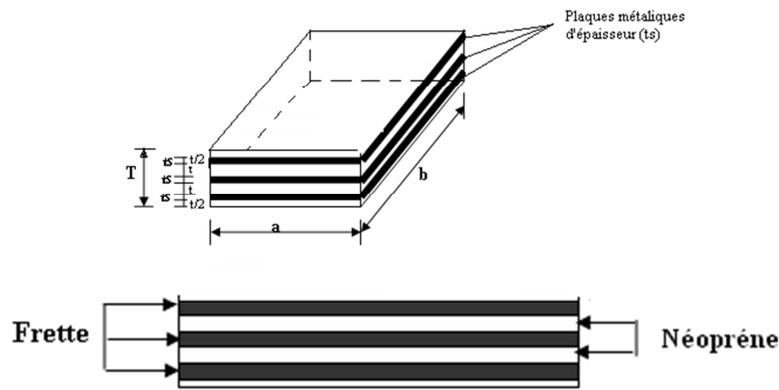
Dont :

a, b : Dimensions en plan de l'appareil d'appui ($a \leq b$) ;

n : Nombre de feuilles d'élastomère ;

t_s : Epaisseur de l'élastomère ;

T : Epaisseur totale de l'appareil d'appui $T = n \cdot (t + t_s)$

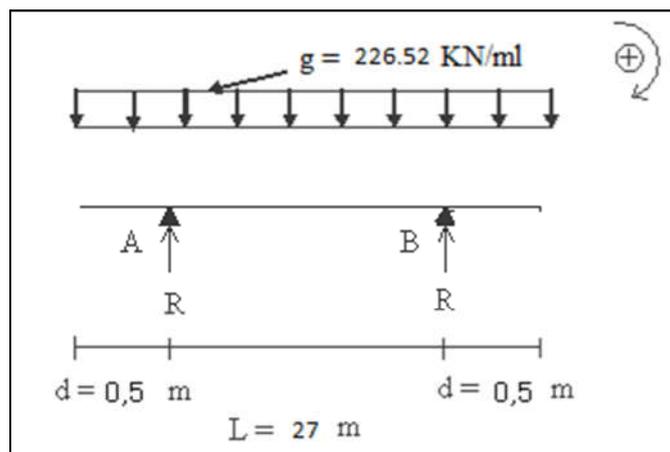


☞ *Figure IX.1.* Appareil d'appui en néoprène fretté

IX.2.1. Calcul des réactions :

IX.2.1.1. Réaction d'appuis due à la charge permanente :

a. Réaction de la culée



☞ *Figure IX.2.* Réaction des surcharges sur les appuis

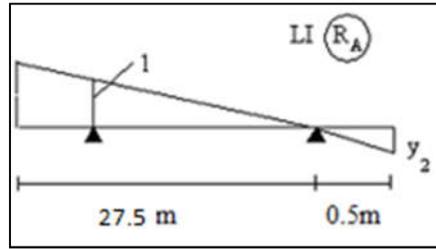
$$R_A = R_B = \frac{g(l+2d)}{2} = \frac{226.52(27+1)}{2} = 3171.28 \text{ KN}$$

b. Réaction de la pile

$$R = 2 \cdot R_A = 6342.56 \text{ KN.}$$

IX.2.1.2. Réaction d'appuis due à la charge A(l):

a. Réaction de la culée

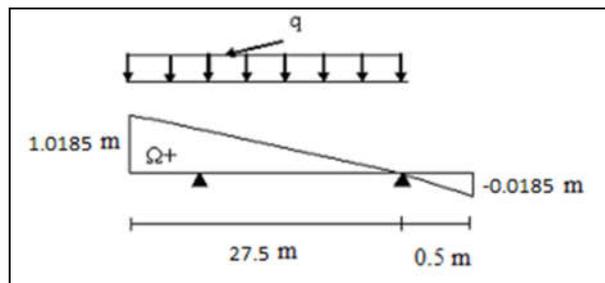


☞ **Figure . IX.3.** Ligne d'influence « culée »

$$\frac{y1}{27.5} = \frac{1}{27} \Rightarrow y1 = 1.0185 \text{ m}$$

$$\frac{y2}{0.5} = \frac{1}{27} \Rightarrow y2 = -0.0185 \text{ m}$$

a.1 calcul de R_A^{\max}



☞ **Figure. IX.4.** Répartition de la charge A (L) sur la culée

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{L+12} \text{ Avec } L = 27.5 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A(l) = 11.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pont de classe 2} \\ \text{Nombre de voies 2} \end{array} \right\} \longrightarrow a_1 = 0.9$$

$$A1(l) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(l) = 0.9 \times 11.41 = 10.27 \text{ KN/m}^2 \\ 4 - 0.002 \times l = 4 - (0.002 \times 27.5) = 3.945 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Donc **A1(l) = 10.27 KN/m².**

D'après le chapitre II on a ($a_2 = 1.071$)

Donc :

$$A2(l) = a_2 \times A1(l) = 1.071 \times 10.27 = \mathbf{10.99 \text{ KN/m}^2}$$

Ainsi, la charge par ml sera :

$$q(L) = A_2(L) \times L_c = 10.99 \times 5.6 = 61.59 \text{ KN/ml}$$

$$\Omega^+ = \frac{1.0185 \times 27.5}{2} = 14 \text{ m}^2$$

La réaction pour la culée sera :

$$R_A^{\max} = \Omega^+ \times q(L) = 14 \times 61.59 = \mathbf{862.53 \text{ KN}}$$

a.2. calcul de R_A^{\min}

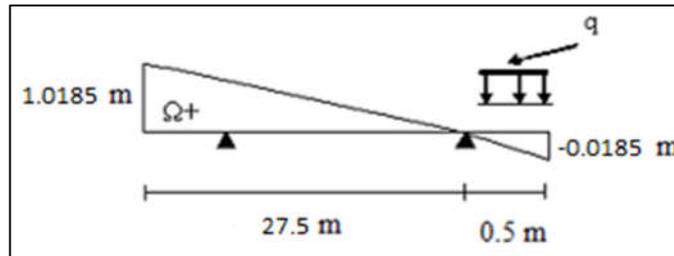


Figure . IX.5. Répartition de la charge A (L) sur la culée

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{L+12} \quad \text{Avec } L = 0.5 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A(l) = 31.1 \text{ KN/m}^2$$

$$a_1 = 0.9$$

$$A1(l) = \text{Max} \begin{cases} a_1 \times A(l) = 0.9 \times 31.1 = 27.99 \text{ KN/m}^2 \\ 4 - 0.002 \times l = 4 - (0.002 \times 0.5) = 3.999 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Donc } A1(l) = 27.99 \text{ KN/m}^2.$$

$$a_2 = 1.071$$

$$A2(l) = a_2 \times A1(l) = 1.071 \times 27.99 = 29.97 \text{ KN/m}^2.$$

Ainsi, la charge par ml sera :

$$q(L) = A_2(L) \times L_c = 29.97 \times 5.6 = 167.87 \text{ KN/ml}$$

$$\Omega^- = \frac{-0.0185 \times 0.5}{2} = -0.00462 \text{ m}^2$$

La réaction pour la culée sera :

$$R_A^{\min} = \Omega^- \times q(L) = -0.00462 \times 167.87 = \mathbf{-0.775 \text{ KN}}$$

b. Réaction de la pile

b.1 Calcul de R_A^{\max}

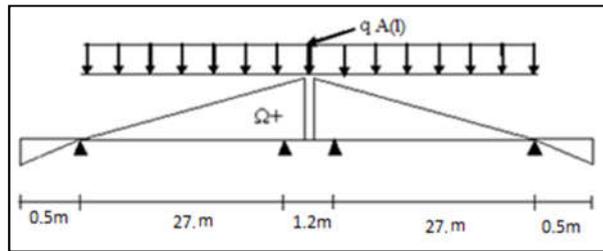


Figure . IX.6. Répartition de la charge A (L) sur la pile

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{L+12} \quad \text{Avec : } L = (27 + 0,5) 2 = 7.67 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A (l) = 7.67 \text{ KN/m}^2$$

$$a_1 = 0.9$$

$$A1(l) = \text{Max} \begin{cases} a_1 \times A(l) = 0.9 \times 7.67 = 6.9 \text{ KN/m}^2 \\ 4 - 0.002 \times l = 4 - (0.002 \times 27) = 3.886 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc $A1(l) = 6.9 \text{ KN/m}^2$.

$$a_2 = 1.071$$

$$A2(l) = a_2 \times A1(l) = 1.071 \times 6.9 = 7.39 \text{ KN/m}^2$$

Ainsi, la charge par ml sera :

$$q (L) = A_2 (L) \times L_c = 7.39 \times 5.6 = 41.383 \text{ KN/ml}$$

$$\Omega^+ = \frac{1.0185 \times 27.5}{2} \times 2 = 28 \text{ m}^2$$

La réaction pour la culée sera :

$$R_A^{\text{max}} = \Omega^+ \times q (L) = 28 \times 41.383 = 1158.724 \text{ KN}$$

b.2 calcul de R_A^{min} :

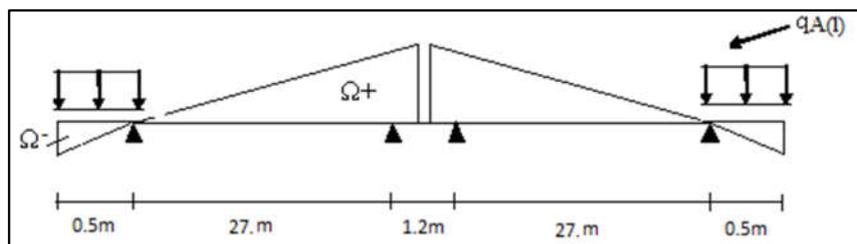


Figure . IX.7. Répartition de la charge A (L) sur la pile

$$A2(l) = 7.39 \text{ KN/m}^2$$

$$q (L) = A_2 (L) \times L_c = 7.39 \times 5.6 = 41.383 \text{ KN/ml}$$

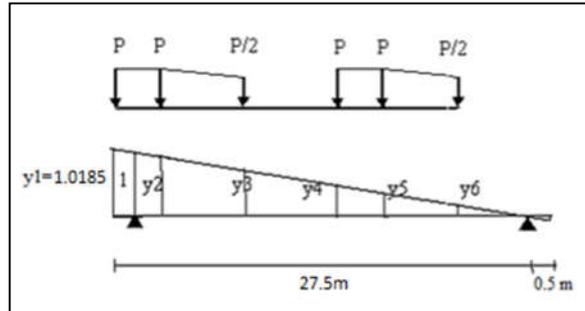
$$\Omega^- = \frac{-0.0185 \times 0.5}{2} \times 2 = - 0.0093 \text{ m}^2$$

La réaction pour la culée sera :

$$R_A^{\min} = \Omega \times q (L) = -0.0093 \times 42.383 = -0.38 \text{ KN}$$

IX.2.1.3. Réaction d'appuis due à la surcharge Bc

a. Réaction de la culée :



☞ **Figure IX.8.** Répartition des charges système Bc "Culée" Rmax

a.1 calcul de R^{\max}

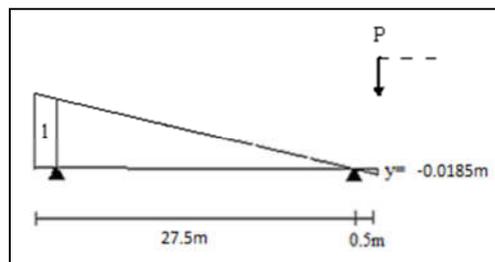
$$\frac{y_1}{27.5} = \frac{y_2}{26} = \frac{y_3}{21.5} = \frac{y_4}{17} = \frac{y_5}{15.5} = \frac{y_6}{11}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = 1.0185 \text{ m.} \\ y_2 = 0.9629 \text{ m} \\ y_3 = 0.8482 \text{ m} \\ y_4 = 0.6707 \text{ m} \\ y_5 = 0.6115 \text{ m} \\ y_6 = 0.434 \text{ m} \end{cases}$$

$$R^{\max} = P \times (y_1 + y_2 + \frac{y_3}{2} + y_4 + y_5 + \frac{y_6}{2}) \times b_c \times \delta_{Bc} \times n$$

$$\left. \begin{matrix} n = 2 \\ b_c = 1 \\ \delta_{Bc} = 1,104 \end{matrix} \right\} \Rightarrow R^{\max} = 1034.589 \text{ KN}$$

a-1 Calcul de R^{\min}



☞ **Figure IX. 9.** Répartition des charges de système Bc "Culée" Rmin

$$R_A^{\min} = P n b_c \delta_{Bc} = 120 \times (-0.0185) \times 2 \times 1 \times 1.104$$

$$R_A^{\min} = -4.901 \text{ KN}$$

b. Réaction de la pile

b.1 calcul de R^{\max}

$$X_s = 27 + (1.2 - 0.5) = 27.7\text{m}$$

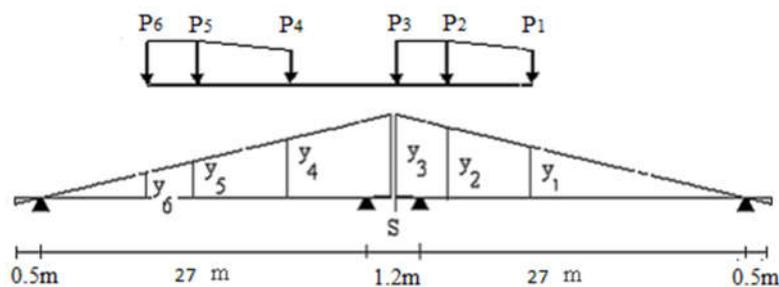
$$L = (27 \times 2) + 1.2 = 55.2 \text{ m}$$

On cherche la position la plus défavorable des camions où la réaction est maximale

Forces	R (KN)	$\frac{R \cdot X_s}{L}$	R_{g1}	R_{g2}	Condition
P ₁	600	301.086	600	540	Non vérifiée
P ₂	600	301.086	540	420	Non vérifiée
P ₃	600	301.086	420	300	vérifiée
P ₄	600	301.086	300	240	Non vérifiée
P ₅	600	301.086	240	120	Non vérifiée
P ₆	600	301.086	120	0	Non vérifiée

☞ **Tableau IX.1.** Position du camion Bc

La condition à vérifier : $R_{g1} \geq R \cdot x_s / L$ et $R_{g2} < R \cdot x_s / L$.



☞ **Figure. IX. 10.** Répartition des charges système Bc "Pile" Rmax

$$y_3 = 1.0185 \text{ m}$$

$$\frac{1.0185}{27.5} = \frac{y_2}{26} \Rightarrow y_2 = 0.9629 \text{ m}$$

$$\frac{1.0185}{27.5} = \frac{y_1}{21.5} \Rightarrow y_1 = 0.796 \text{ m}$$

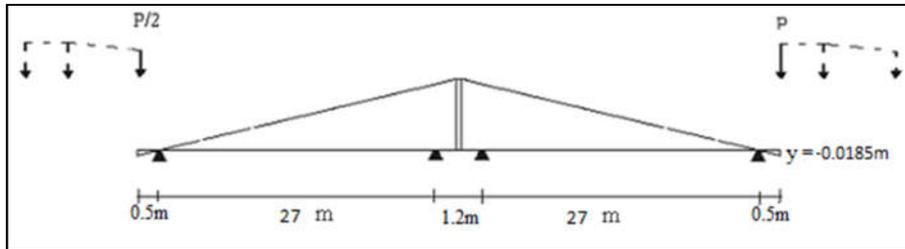
$$\frac{1.0185}{27.5} = \frac{y_4}{(27.5 - 4.3)} \Rightarrow y_4 = 0.8592 \text{ m}$$

$$\frac{1.0185}{27.5} = \frac{y_5}{(27.5 - 8.8)} \Rightarrow y_5 = 0.6925\text{m}$$

$$\frac{1.0185}{27.5} = \frac{y_6}{(27.5-10.3)} \Rightarrow y_6 = 0.637 \text{ m}$$

$$R^{\max} = P \left(\frac{y_1}{2} + y_2 + y_3 + \frac{y_4}{2} + y_5 + y_6 \right) n \text{ bc } \delta_{Bc} \rightarrow R^{\max} = 1105.383 \text{ KN.}$$

b.2 calcul de R^{\min}



☞ **Figure. IX.11.** Répartition des charges de système Bc "Pile" Rmin

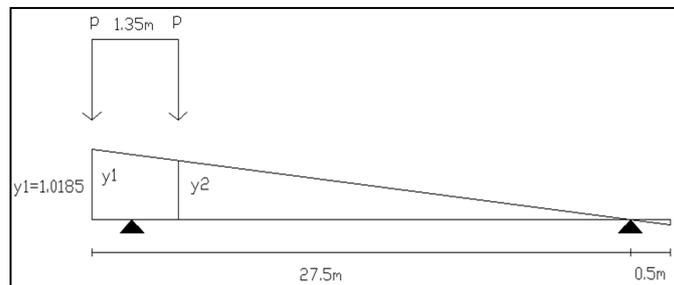
$$R^{\min} = [P \cdot y + \frac{P}{2} \cdot y] \times b_c \times \delta_{Bc} \times n = [120 \times -0.0185 + \frac{120}{2} \times -0.0185] \times 1 \times 1.104 \times 2$$

$$R^{\min} = -7.356 \text{ KN}$$

IX.2.1.4. Réaction d'appuis due à la surcharge Bt

a. Réaction de la culée :

a.1 calcul de R^{\max}



☞ **Figure IX.12.** Répartition des charges système Bt "Culée" Rmax

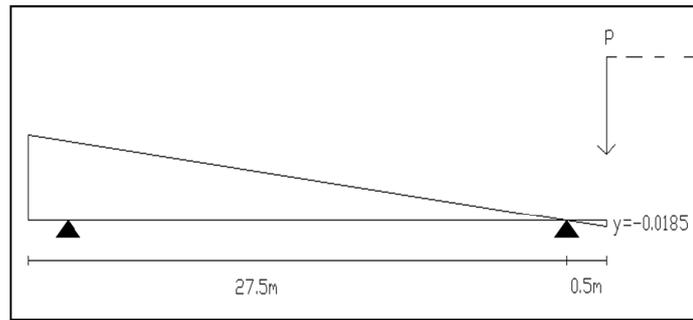
$$\frac{y_1}{27.5} = \frac{y_2}{26.15}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 = 1.0185 \text{ m.} \\ y_2 = 0.9685 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$R^{\max} = P \times (y_1 + y_2) \times b_t \times \delta_{Bt} \times n$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 2 \\ b_c = 1 \\ \delta_{Bc} = 1,085 \end{array} \right\} \Rightarrow R^{\max} = 689.88 \text{ KN}$$

a-1 Calcul de R^{\min}



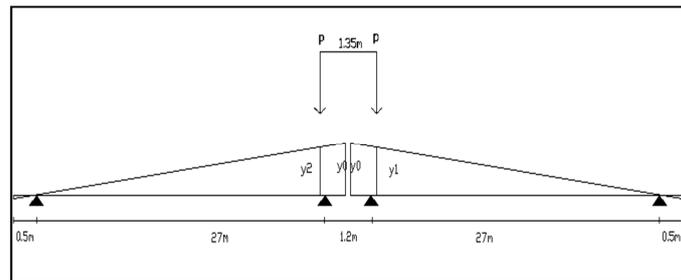
☞ **Figure IX. 13.** Répartition des charges de système Bc "Culée" R_{\min}

$$R_A^{\min} = P n \text{ bt } \delta_{Bt} = 160 \times (-0.0185) \times 2 \times 1 \times 1.085$$

$$R_A^{\min} = -3.211 \text{ KN}$$

b. Réaction de la pile

b.1 calcul de R^{\max}



☞ **Figure IX. 14.** Répartition des charges système Bc "Pile" R_{\max}

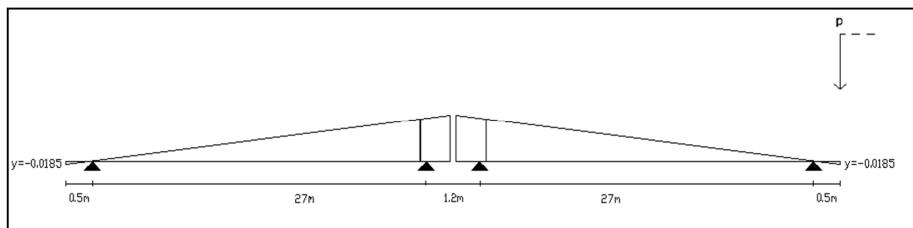
$$Y_0 = 1.0185 \text{ m}$$

$$\frac{1.0185}{27.5} = \frac{y_2}{26.425} \Rightarrow y_2 = 0.9786 \text{ m}$$

$$\frac{1.0185}{27.5} = \frac{y_1}{26.425} \Rightarrow y_1 = 0.9786 \text{ m}$$

$$R^{\max} = P (y_1 + y_2) n \text{ bt } \delta_{Bt} \rightarrow R^{\max} = 679.59 \text{ KN.}$$

b.2 calcul de R^{\min}



☞ **Figure IX.15.** Répartition des charges de système Bc "Pile" R_{\min}

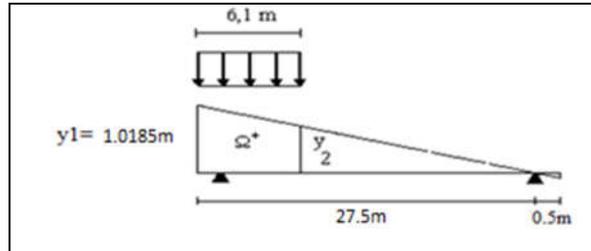
$$R^{\min} = [P \cdot y] \times b_t \times \delta_{Bt} \times n = [160 \times -0.0185] \times 1 \times 1.085 \times 2$$

$$R^{\min} = -6.42 \text{ KN}$$

IX.2.1.5. Réaction d'appuis due à la convoie militaire Mc120

a. Réaction de la culée

a.1 calcul de R^{\max}



☞ *Figure. IX. 16. Répartition de la charge Mc120 "Culée" Rmax*

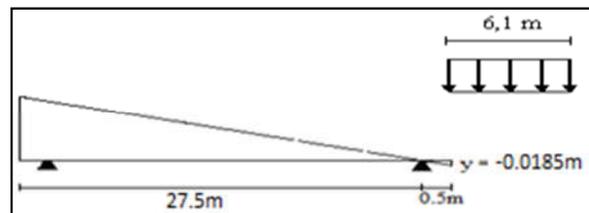
$$y_1 = 1.0185 \text{ m}$$

$$\frac{1.0185}{27.5} = \frac{y_2}{21.4} \Rightarrow y_2 = 0.8 \text{ m}$$

$$\Omega^+ = \frac{0.8 + 1.0185}{2} \times 6.1 = 5.546425 \text{ m}^2$$

$$R_A^{\max} = q \Omega^+ \delta_{Mc120} = \frac{1100}{6.1} \times (5.546425) \times 1.101 = 1101.1926 \text{ KN.}$$

a.2 calcul de R^{\min}



☞ *Figure. IX. 17. Répartition de la charge Mc120 "Culée" Rmin*

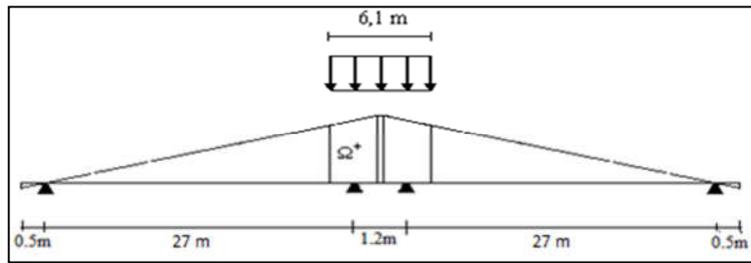
$$y = -0.0185 \text{ m}$$

$$\Omega^+ = \frac{-0.0185 \times 0.5}{2} = -0.004625 \text{ m}^2$$

$$R_A^{\min} = q \Omega^- \delta_{Mc120} = \frac{1100}{6.1} \times (-0.004625) \times 1.101 = -0.918 \text{ KN.}$$

b. Réaction de la pile

b.1 calcul de R^{\max}

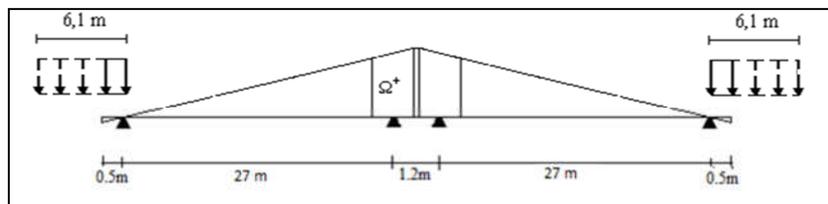


☞ **Figure. IX. 18.** Répartition de la charge Mc120 "Pile"

$$\Omega^+ = 5.8905 \text{ m}^2 \text{ (Surface calculée par AUTO-CAD)}$$

$$R_A^{\max} = q \Omega^+ \delta_{Mc120} = \frac{1100}{6.1} \times (5.89805) \times 1.101 = \mathbf{1171.004 \text{ KN.}}$$

b.2 calcul de R^{\min}



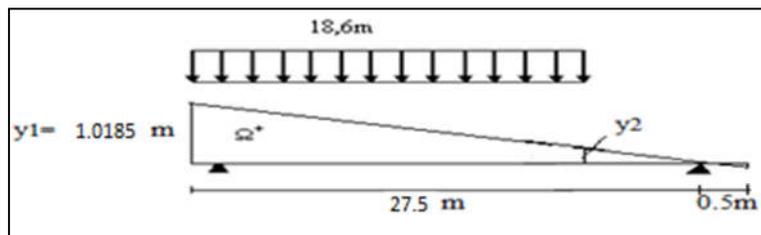
☞ **Figure. IX. 19.** Répartition de la charge Mc120 "Pile" R_{min}

$$R_A^{\min} = 2 \times q \Omega^- \delta_{Mc120} = \frac{1100}{6.1} \times (-0.004625) \times 1.101 = \mathbf{-0.918 \text{ KN.}}$$

IX.2.1.6. Réaction d'appuis due à la convoi exceptionnel D₂₄₀ :

a. Réaction de la culée

a.1) Calcul de R^{\max}



☞ **Figure. IX.20.** Répartition de la charge D240 "Culée" R_{max}

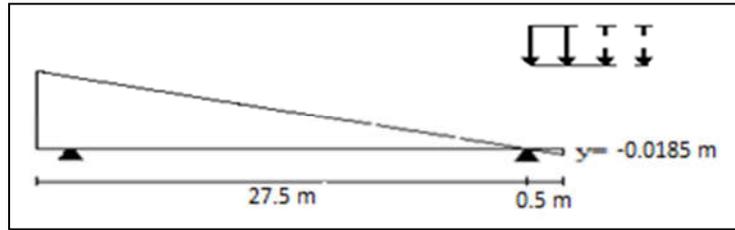
$$y_1 = 1.0185 \text{ m}$$

$$\frac{1.0185}{27.5} = \frac{y_2}{8.9} \Rightarrow y_2 = 0.3296 \text{ m}$$

$$\Omega^+ = \frac{1.0185 + 0.3296}{2} \times 18.6 = 12.5375 \text{ m}^2$$

$$R_A^{\max} = q \Omega^+ = \frac{2400}{18.6} \times (12.5375) = \mathbf{1617.748 \text{ KN.}}$$

a.2) calcul de R^{\min}



☞ **Figure. IX.21.** Répartition de la charge D240 "Culée Rmin"

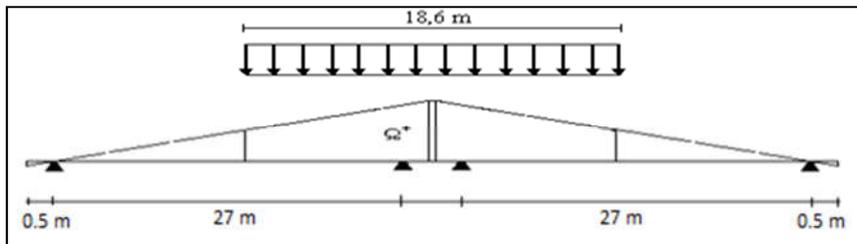
$$y = -0.0185 \text{ m}$$

$$\Omega^+ = \frac{-0.0185 \times 0.5}{2} = -0.004625 \text{ m}^2$$

$$R_A^{\min} = q \Omega^- = \frac{2400}{18.6} \times (-0.004625) = -0.596 \text{ KN.}$$

b. Réaction de la pile :

b.1) calcul de R^{\max}

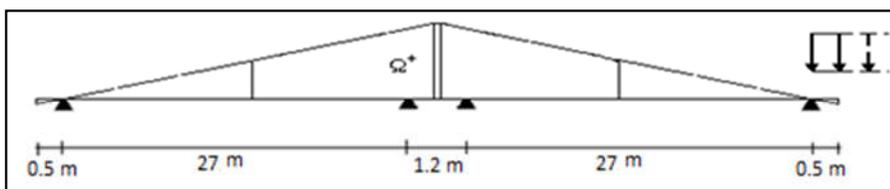


☞ **Figure. IX. 22.** Répartition de la charge D240 "Pile"

$$\Omega^+ = 15.8094 \text{ m}^2 \text{ (Surface calculée par AUTO-CAD)}$$

$$R_A^{\max} = q \Omega^+ = \frac{2400}{18.6} \times (15.8094) = 2039.9225 \text{ KN.}$$

b.2) calcul de R^{\min}



☞ **Figure. IX.23.** Répartition de la charge D240 "Pile" Rmin

$$R_A^{\min} = q \Omega^- = \frac{2400}{18.6} \times (-0.004625) = -0.5967 \text{ KN.}$$

▀ **Récapitulatif des réactions :**

	Culé		pile	
	max	min	max	min
G	3171,28	3171,28	6342,56	6342,56
A(l)	862,53	-0,775	1158,724	-0,38
Bc	1034,589	-4,901	1105,383	-7,356
Bt	689,88	-3,211	679,59	-6,42
Mc120	1101,1926	-0,918	1171,004	-0,918
D240	1617,748	-0,596	2039,9225	-0,5967

☞ **Tableau IX 2. Récapitulatif des réactions sur la pile et la culée**

Combinaison d'action a L'ELU :

▀ **Pour Rmax on a :**

$$1,35 G + \max \begin{cases} 1,605 [\max [(A (l) ; B)] + \text{trottoirs}] \\ 1,35.Mc_{120} \\ 1,35.D_{240} \end{cases}$$

▀ **Pour Rmin on a :**

$$1,35 G + \min \begin{cases} 1,605 [\min [(A (l) ; B)] + \text{trottoirs}] \\ 1,35Mc_{120} \\ 1,35D_{240} \end{cases}$$

a. Réaction sur la culée :

– Pour R max :

$$R_{\max} = 1,35 G + 1,35.D_{240} = 1,35 \times 3171,28 + 1,35 \times 1617,748 = \mathbf{6465.1878 \text{ KN}}$$

– Pour R min :

$$R_{\min} = 1,35 G + 1,605 Bc = 1,35 \times 3171,28 + 1,605 \times (-4,901) = \mathbf{4273.3618 \text{ KN}}$$

b. Réaction sur la pile :

– Pour R max :

$$R_{\max} = 1,35 G + 1,35.D_{240} = 1,35 \times 6342,56 + 1,35 \times 2039,9225 = \mathbf{11316.3513 \text{ KN}}$$

– Pour R min :

$$R_{\min} = 1,35 G + 1,605 Bc = 1,35 \times 6342,56 + 1,605 \times (-7,356) = \mathbf{8550.6496 \text{ KN}}$$

IX.2.1.7. Combinaison d'action a L'ELS :

▀ **Pour Rmax on a :**

$$G + \max \begin{cases} 1,2 [\max [(A (l) ; B)] + \text{trottoirs}] \\ Mc_{120} \\ D_{240} \end{cases}$$

► Pour Rmin on a :

$$G + \min \left\{ \begin{array}{l} 1,2 [\min [A (l) ; B]] + \text{trottoirs} \\ Mc120 \\ D_{240} \end{array} \right.$$

a. Réaction sur la culée :

- Pour R max :

$$R_{\max} = G + 1,35.D_{240} = 3171,28 + 1.2 \times 1617,748 = \mathbf{5112.5776 \text{ KN}}$$

- Pour R min :

$$R_{\min} = G + 1.2 Bc = 3171,28 + 1.2 \times (-4,901) = \mathbf{3165.3988 \text{ KN}}$$

b. Réaction sur la pile :

- Pour R max :

$$R_{\max} = G + 1,35.D_{240} = 6342,56 + 1.2 \times 2039,9225 = \mathbf{8790.467 \text{ KN}}$$

- Pour R min :

$$R_{\min} = G + 1.2 Bc = 6342,56 + 1.2 \times (-7,356) = \mathbf{6333.7328 \text{ KN}}$$

IX.2.2. Pré dimensionnement d'appareil d'appui :

IX.2.2.1. Aire de l'appareil d'appui :

Avec :

a : La plus petite direction de l'appareil d'appui.

b : La plus grande dimension de l'appareil d'appui

N : Réaction maximale sur l'appareil d'appui.

$\bar{\sigma}_m$: Contrainte de compression admissible ($\bar{\sigma}_m = 15 \text{ Mpa}$)

R_c : Réaction d'appui sur culée.

$$N = \frac{R}{4}$$

Sur culée (à l'ELS) :

$$\left. \begin{array}{l} R^{\min} = 3165.3988 \text{ KN} \\ R^{\max} = 5112.5776 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} N^{\min} = 791.3497 \text{ KN} \\ N^{\max} = 1278.1444 \text{ KN} \end{array}$$

Sur culée (à l'ELU) :

$$\left. \begin{array}{l} R^{\min} = 4273.3618 \text{ KN} \\ R^{\max} = 6465.1878 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} N^{\min} = 1068.34 \text{ KN} \\ N^{\max} = 1616.296 \text{ KN} \end{array}$$

XI.2.2.2. Vérification des contraintes normales

$$a \times b \geq \frac{N^{\max}}{\bar{\sigma}_m} \Rightarrow a \times b \geq \frac{1278.1444 \times 10^2}{150} = 852.096 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$a \times b = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2 \geq 852.096 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

a. Condition de non écrasement du béton : a l'ELS : $\sigma_{\max} = \frac{N^{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N^{\max}}{a \times b} = \frac{1278.1444 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.35} = 10.433 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \text{ (condition vérifiée)}$$

b. Condition de non cheminement : a l'ELS : $\sigma_{\min} = \frac{N^{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{\min} = \frac{N^{\min}}{a \times b} = \frac{79 \ 1349 \ 7 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.35} = 6.459 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ Mpa} \text{ (condition vérifiée)}$$

IX.2.2.3. Hauteur nette de l'élastomère :

La hauteur T est fixée par la condition de non flambement (déformation par l'instabilité élastique).

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow \frac{35}{10} \leq T \leq \frac{35}{5}$$

$$\Rightarrow 3,5 \text{ cm} \leq T \leq 7 \text{ cm}$$

On prend :

$$T = 6.5 \text{ cm}$$

D'après le document SETRA, on prend : t = 1 cm

– Dimensions des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter la condition suivante :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a}{\beta} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec :

β : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t \cdot (a + b)} = \frac{35 \cdot 35}{2 \cdot 1 \cdot (35 + 35)} = 8,75$$

σ_m : Contrainte de compression moyenne.

$$\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{1278.1444 \cdot 10^{-3}}{0.35 \cdot 0.35} = 10.43 \text{ Mpa}$$

$$t_s \geq \frac{35}{8,75} \cdot \frac{10.43}{215} \geq 0,1940 \text{ cm} = 1,940 \text{ mm}$$

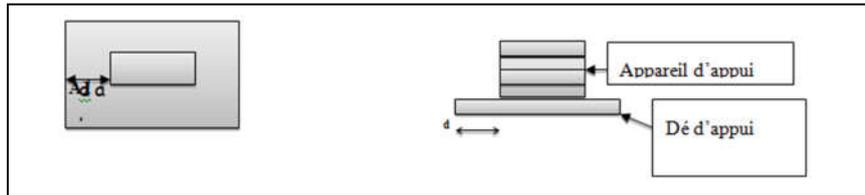
Donc, on prend : $t_s = 3 \text{ mm}$

$$D'où n = \frac{T}{t+t_s} = \frac{65}{10+3} = 5$$

Ainsi, on choisit des appareils d'appuis de dimensions :

$$a.b.n.(t+t_s) = 350.350.5.(10+3) .$$

IX.2.2.4 -Dimensionnement du dé d'appui :



☞ **Figure IX.24: Appareil d'appui + dé d'appui**

$$H \geq (2a b / P_0) = (2a b) / 2 (a + b) \quad \rightarrow \quad H \geq 17.5\text{cm. On prend :}$$

$$H = 20\text{cm} \quad \text{avec : } a_1 = 500\text{mm} \text{ et } b_1 = 550\text{mm.}$$

IX.2.3. Distribution des efforts

IX.2.3.1 Vérifications nécessaires Sous charge horizontale

a. Effet de température :

$$\Delta L_{temp} = \alpha \cdot \frac{l_0}{2} \cdot \Delta T$$

l_0 : Longueur de la travée entre axe $\Rightarrow l_0 = 28 \text{ m.}$

$$\alpha = 9,9 \cdot 10^{-6} \text{ C}^{-1} \rightarrow \text{Béton}$$

$$\Delta T = T_{max} - T_{ref} \quad \text{Avec : } T_{max} = 40^\circ\text{C}$$

$$\text{Et : } T_{ref} = 20^\circ\text{C}$$

$$\Delta T = T_{max} - T_{ref} = 35 - 20 = 20^\circ\text{C}$$

$$\Delta L_{temp} = 9.9 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{28}{2} \cdot 20 = 0.002772\text{m}$$

$$= 2.772 \text{ mm}$$

b. Effet de retrait :

L : la longueur du travée = 28 m

ϵ_r : variation de température ; $\epsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$

$$\Delta L_r = \epsilon_r \cdot \frac{L}{2} = 2 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{28}{2} = 0.0028\text{m} = 2.8\text{mm}$$

$$\Delta L_r = 2.8\text{mm}$$

c. Effet de fluage :

$$\Delta L_{flu} = \varepsilon_{flu} \cdot \frac{L}{2}$$

D'après le chapitre VI « étude de la précontrainte » on a

$\Delta \sigma_{flu}$: perte au fluage du béton = 115.925 Mpa

$\Delta \sigma_r$: perte par retrait de béton = 33.033 Mpa

ε_r : variation de température ; $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$

On va calculer ε_{flu} avec l'équation suivante :

$$\frac{\Delta \sigma_{flu}}{\Delta \sigma_r} = \frac{\varepsilon_{flu}}{\varepsilon_r} \Rightarrow \varepsilon_{flu} = \frac{\Delta \sigma_{flu}}{\Delta \sigma_r} \times \varepsilon_r$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{115.925}{33.033} \times 2.10^{-4} = 7.0187 \cdot 10^{-4}$$

Donc :

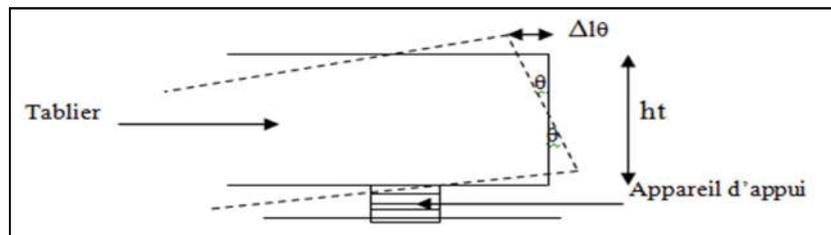
$$\Delta L_{flu} = \varepsilon_{flu} \cdot \frac{L}{2} = 7.0187 \cdot 10^{-4} \times \frac{28}{2} = 0.009826 \text{ m} = 9.826 \text{ mm}$$

d. Effet de la rotation d'appui :

$$\Delta l_{\theta} = \theta \cdot \frac{h_t}{2}$$

Avec : h_t : Hauteur totale du tablier " $h_t = H_{poutre} + H_{hourdis} = 1.45 + 0.20 = 1.65 \text{ m}$ " ;

θ : Rotation d'appui maximale.



☞ **Figure. IX.25.** Mécanisme de déplacement du tablier dû à sa rotation au niveau de l'appui

e. Sous l'effet du poids propre

$$\theta_G = \frac{g \cdot l^3}{24 \cdot EI}$$

Avec :

l : Longueur de la travée = 28 m

g : Poids du tablier : $g = 226.52 \text{ KN/ml} = 226.52 \times 10^{-3} \text{ MN/ml}$

la charge permanente pour une poutre :

$gt/7 = 56.63 \text{ KN/ml} = 56.63 \times 10^{-3} \text{ MN/ml}$

E : Module d'élasticité " $E_b = 3700^3 \sqrt{40} = 12654 \text{ Mpa}$

I : $I_{p \text{ équivalente}}$: inertie de poutre équivalente ; $I_{p \text{ équivalente}} = 0.2688 \text{ m}^4$ (voir le chapitre IV)

$$\Rightarrow \theta_G = 0.0085 \text{ rd}$$

f. Sous l'effet de la Charge d'exploitation

$$\theta_Q = 0,02 \text{ rd.}$$

Donc :

$$\Delta l_\theta = (\theta_G + \theta_Q) \times \frac{h_t}{2} = (0.0085 + 0.02) \times \frac{1.65}{2}$$

$$\Delta l_\theta = 0.0235 \text{ m} = 23.5 \text{ mm}$$

g. Déplacement différé total :

$$U_1 = \Delta l_{\max} = \frac{2}{3} \cdot (\Delta l_f + \Delta l_r + \Delta l_\theta) + \Delta l_{\text{temp}} = \frac{2}{3} \cdot (9.826 + 2.8 + 23.5) + 2.772$$

$$\Rightarrow U_1 = \Delta l_{\max} = 26.856 \text{ mm}$$

IX.2.4. Vérification des appareils d'appuis :

IX.2.4.1. Vérification à la distorsion :

a. Sous l'effet statique (déformation linéaire) :

$$T = 65 \text{ mm}$$

On a le moment d'élasticité transversale $G = 0,8 \text{ Mpa}$ (Effets différés)

$$(U_1 = \Delta l_{\max}) = 26.856 \text{ mm}$$

$$\tau_{HI} = G \times \frac{U_1}{T} \leq 0.5 G$$

$$\tau_{HI} = 0.8 \times \frac{26.856}{65} = 0.330 \text{ Mpa} \leq 0.5 G = 0.4 \text{ Mpa} \text{ (condition vérifiée)}$$

b. Sous l'effet dynamique (Freinage) :

$$a = 35 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$\tau_H = \tau_{HI} + \frac{FH_{fr}}{2(a.b)} \leq 0.7 G$$

$$FH_{fr} = \frac{F_{fr}}{(2 \times n)} \text{ telle que :}$$

$$F_{fr} = 300 \text{ KN (voir chapitre 5)}$$

n : nombre des appareilles d'appuis

$$FH_{fr} = \frac{300}{(2 \times 4)} = 37.5 \text{ KN}$$

$$\tau_{HI} = 0.342 \text{ Mpa}$$

Donc

$$\tau_H = 0.342 + \frac{37.5 \times 10^{-3}}{2.(0.35 \times 0.35)} = 0.1530 \text{ Mpa} \leq 0.7 G = 0.56 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

c. Sous l'effet dynamique (séisme) :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{FH_s}{2a.b} \leq 1.3 G$$

$$FH_s = \frac{F_s}{(2 \times n)} \Rightarrow F_s = \frac{G}{10} = \frac{g \times l}{10}$$

Telle que :

g : le pois propre du tablier = 226.52 KN/ml

$$l = 28 \text{ m}$$

$$F_s = \frac{226.52 \times 28}{10} = 634.256 \text{ KN}$$

$$FH_s = \frac{634.256}{(2 \times 4)} = 79.282 \text{ KN}$$

Donc :

$$\tau_H = 0.342 + \frac{79.282 \times 10^{-3}}{2.(0.35 \times 0.35)} = 0.323 \text{ Mpa} \leq 1.3 G = 1.04 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

IX.2.4.2. Vérification de la forme des contraintes de cisaillement :

Il faut vérifie que : $\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$

a. Sous charge vertical :

Un effort normal engendre des contraintes de cisaillement τ_N qui apparaissent au niveau de plan de frettage. Ces contraintes engendrent des dégradations, c'est pourquoi il faut les limites à :

E.L.S

$$\tau_N = \frac{1,5}{\beta} \frac{N_{max}}{a.b} < 3G$$

$$\tau_N = \frac{1.5}{8.75} \times \frac{12\ 781\ 444 \cdot 10^{-3}}{(0.35 \cdot 0.35)} = 1.68 \text{ Mpa} < 3G = 2.4 \text{ Mpa (condition vérifiée)}$$

b. Sous rotation :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2.(\frac{a}{b})^2} \times \alpha_t \leq 1.5G ;$$

Avec :

α_t : Angle de rotation de feuille de néoprène (rd) : $\alpha_t = \frac{\alpha}{n}$

Telle que : n : Nombre de feuillet d'élastomère. = 5

$$\alpha = \alpha_c + \alpha_0 ;$$

$$\alpha_0 = \frac{10}{1000} = 0.01 \text{rd} \longrightarrow \text{tablier}$$

$$\alpha_c = \theta = 0.0085 + 0.02 = 0.0285 \text{ rd}$$

Donc :

$$\alpha = 0.0285 + 0.01 = 0.0385 \text{ rd}$$

$$\alpha_t = \frac{0.0385}{5} = 0.0077 \text{ rd}$$

$$\tau_\alpha = \frac{0.8}{2 \times \left(\frac{0.35}{0.35}\right)^2} \times 0.0077 = \mathbf{0.00308 \text{ Mpa}} \leq 1.5G = 1.2 \text{ Mpa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

c. Sous charge horizontale :

$$\tau_H = \mathbf{0.342 \text{ Mpa}}$$

Donc

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G = 1.052 + 0.00308 + 0.342 = \mathbf{1.39 \text{ Mpa}} < 5G = 4 \text{ Mpa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

IX.2.4.3. Condition de non glissement :

$$FH \leq f \cdot N$$

– 1^{ere} cas : L'ELS

$$- R^{\min} = \mathbf{3165.3988 \text{ KN}} \quad \left. \vphantom{R^{\min}} \right\} \Rightarrow N^{\min} = \mathbf{791.3497 \text{ KN}}$$

$$- R^{\max} = \mathbf{5112.5776 \text{ KN}} \quad \left. \vphantom{R^{\max}} \right\} \Rightarrow N^{\max} = \mathbf{1278.1444 \text{ KN}}$$

■ Selon N^{\min}

$$\sigma_{\min} = 6.459 \text{ Mpa}$$

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_{\min}} \quad (\text{la feuille extérieure est en néoprène})$$

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{6.459} = 0.1928$$

$$FH = \tau_{HI} \times (a.b) + FH_{fr} = (0.342 \times (0.35 \times 0.35) \times 10^3) + 37.5 = \mathbf{79.39 \text{ KN}}$$

$$f \times N^{\min} = 0.1928 \times \mathbf{791.3497} = \mathbf{152.646 \text{ KN}}$$

Donc :

$$FH = \mathbf{79.39 \text{ KN}} < f \times N^{\min} = \mathbf{152.646 \text{ KN}} \quad (\text{condition vérifiée})$$

■ selon N^{\max}

$$\sigma_{\max} = 10.43 \text{ Mpa}$$

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_{\max}} \quad (\text{la feuille extérieure est en néoprène})$$

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{6.135} = 0.157$$

$$FH = \mathbf{79.39 \text{ KN}}$$

$$f \times N^{\max} = 0.157 \times \mathbf{1278.1444} = \mathbf{201.341 \text{ KN}}$$

Donc :

$$FH = 79.39 \text{ KN} < f \times N^{\min} = 201.341 \text{ KN} \text{ (condition vérifiée)}$$

– 2^{eme} cas : L'ELU

$$- N = \frac{R}{4}$$

$$\left. \begin{array}{l} - R^{\min} = 4273.3618 \text{ KN} \\ R^{\max} = 6465.1878 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow N^{\min} = 1068.34 \text{ KN} \\ \Rightarrow N^{\max} = 1616.296 \text{ KN}$$

▀ selon N^{\min}

$$\sigma_{\min} = \frac{N^{\min}}{a \times b} = \frac{1068.34 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.35} = 8.721 \text{ Mpa}$$

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_{\min}} \text{ (la feuille extérieure est en néoprène)}$$

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{5.368} = 0.212$$

$$FH = 1.35 \tau_{HI} \times (a.b) + 1.605 FH_{fr} = 1.35 \times (0.342 \times (0.35 \times 0.35) \times 10^3) + 1.605 \times 37.5 =$$

116.745 KN

$$f \times N^{\min} = 0.212 \times 1068.34 = 226.488 \text{ KN}$$

Donc :

$$FH = 116.745 \text{ KN} < f \times N^{\min} = 226.488 \text{ KN} \text{ (condition vérifiée)}$$

▀ selon N^{\max}

$$\sigma_{\min} = \frac{N^{\max}}{a \times b} = \frac{1616.296 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.35} = 13.19 \text{ Mpa}$$

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_{\max}}$$

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{8.256} = 0.173$$

FH = 116.745 KN

$$f \times N^{\max} = 0.173 \times 1616.296 = 297.619 \text{ KN}$$

Donc :

$$FH = 116.745 \text{ KN} < f \times N^{\min} = 297.619 \text{ KN} \text{ (condition vérifiée)}$$

IX.2.5-Ferraillage de dé d'appui:

La section de frettage doit reprendre un effort égal à 0.04 Rmax

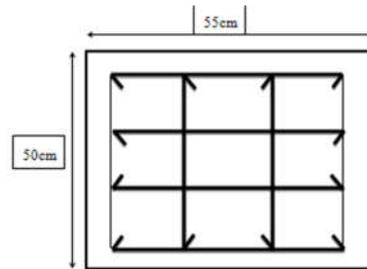
$$R_{\max} = 1617,748 \text{ KN} = 161.7748 \text{ t}$$

$$A = 0.04 \times R_{\max} / \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_s = 2 \times f_e / 3 = 333.333 \qquad f_e = 500$$

$$A = 0.04 \times 161.7748 / 333.333 = 0.0194 \text{ mm}^2 = 1.94 \text{ cm}^2$$

A partir le tableau de ferrailage On prend : $4\varnothing 8 = 2.01\text{cm}^2$



☞ *Figure. IX.26.* Ferrailage de dé d'appui

IX.3. Joint de chaussée

IX.3.1 Définition

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans le plus part des cas, est insérés entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- Confort et esthétique :

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.

Absence de bruits de vibrations.

- Résistance :

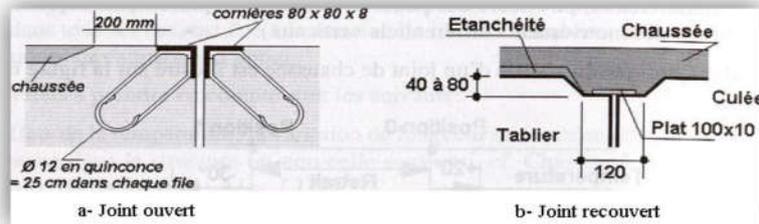
Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sous cesse croissante.

- Étanche :

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage qu'il équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

- Fiable :

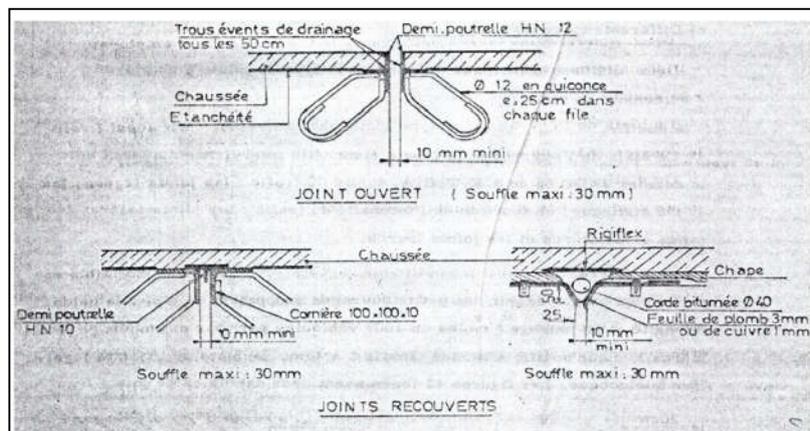
La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.



☞ *Figure IX.27.* Exemple de joints légers



☞ *Figure IX.28.* Joint de chaussée



☞ *Figure IX.29.* Exemple de joints semi lourds de souffle maximal égal à 30 mm.

IX.3.2 Calcul des joints :

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

1. Déplacement dû aux variations linéaires (déplacement, fluage, retrait, température) plus le déplacement du au freinage.
2. Déplacement dû aux variations linaires plus déplacement dû au séisme, déplacement horizontaux dus à la variation du tablier.

✓ **Déplacements dus aux rotations linéaires :**

1. *Variation de la température :*

$$\Delta l_{temp} = 2.772 \text{ mm} .$$

2. Retrait :

$$\Delta l_r = 2.8 \text{ mm}$$

3. Effet de fluage :

$$\Delta l_{flu} = 9.826 \text{ mm}$$

4. Effet de rotation d'appuis :

$$\Delta l_{\theta} = 23.5 \text{ mm}$$

5. Effet de freinage :

$$\Delta l_{fr} = h . \frac{F_r}{G' . 2n.a.b} .$$

avec :

$$F_r = 300 \text{ KN} .$$

$$G' = 2G = 1.6 \text{ MPa}$$

h : hauteur de l'appareille d'appuis = 0.065 m

$$\Delta l_{fre} = 0.065 \times \frac{300}{1600 \times 2 \times 4 \times 0.35 \times 0.35} = 0.0124 \text{ m} = 12.4 \text{ mm}$$

6. Effet de séisme :

$$\Delta l_s = h . \frac{F_H}{G' . 2n.a.b}$$

$$F_H = F_s = \frac{G}{10} = \frac{g \times l_t}{10} = \frac{226.52 \times 28}{10} = 634.256 \text{ KN}$$

$$\Delta l_s = 0.065 \times \frac{634.256}{1600 \times 2 \times 4 \times 0.35 \times 0.35} = 0.0262 \text{ m} = 26.2 \text{ mm}$$

■ **Conditions normales :**

$$\Delta l_{max} = \frac{2}{3} . (\Delta l_{\theta} + \Delta l_r + \Delta l_{flu}) + \Delta l_{temp} + \Delta l_{frein}$$

$$\Delta l_{max} = \frac{2}{3} . (23.5 + 2.8 + 9.826) + 2.772 + 12.4 = 39.256 \text{ mm}$$

$$\Delta l_{max} = 39.256 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \longrightarrow \text{ joint de chaussée S50}$$

■ **Conditions accidentelles :**

$$\Delta l_{max} = \frac{2}{3} \cdot (\Delta l_{\theta} + \Delta l_r + \Delta l_{flu}) + \Delta l_{temp} + \Delta l_{séisme} \leq 1.3S$$

$$\Delta l_{max} = \frac{2}{3} \cdot (23.5 + 2.8 + 9.826) + 2.772 + 26.2 = 53.056 \text{ mm}$$

$$\Delta l_{max} = 53.056 \text{ mm} < 1.3S = 65 \text{ mm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc, un joint de chaussée S50 convient parfaitement.

IX.4. Conclusion

Les appareils d'appuis et les joints de chaussée nécessitent une attention particulière quant à leur étude et réalisation. Par exemple un joint de chaussée défailant peut engendrer une majoration dynamique du tablier de 1.6 au lieu de 1.2. Un appareil d'appuis mobile, s'il est détérioré peut devenir un appui fixe qui va transmettre des efforts horizontaux intenses à la pile ou la culée alors qu'il n'était pas prévu dans les calculs.

X.1. Introduction

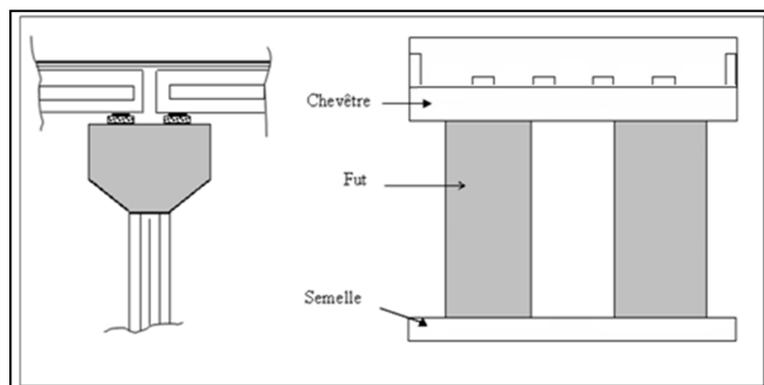
La pile est un appui intermédiaire d'un pont à travées multiples, son rôle est de transmettre des charges verticales et horizontales du tablier vers les fondations. La pile est constituée de 3 parties :

- Le sommier : c'est la partie supérieure de la pile qui reçoit les charges du tablier, elle est en béton armé.
- Le fût : c'est la partie verticale qui fait descendre les charges vers la fondation. Le fût est construit soit en B.A soit en B.P, en maçonnerie ou en métal.
- La fondation : c'est une semelle en B.A. Elle est soit superficielle, soit semi profonde sur puits en gros béton, soit profonde sur pieux.
- Mode de liaison entre la pile et le tablier.

Par ailleurs, les piles jouent un rôle plus au moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier, selon que ce dernier est simplement appuyé sur elle, partiellement ou totalement encastré.

X.2. La stabilité de l'ensemble de la pile

Puisque la pile que nous avons étudiée repose sur une fondation profonde à pieux, la vérification à la stabilité au renversement et glissement n'est pas nécessaire.



☞ *Figure. X.1. les éléments constructifs de la pile*

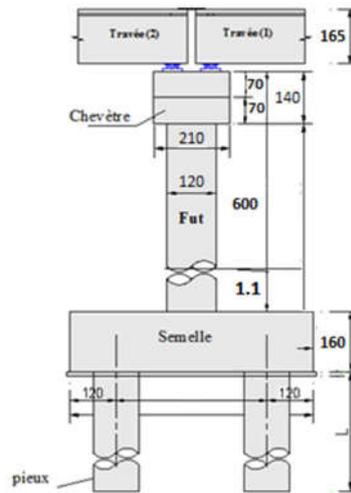


Figure. X.2. Détail des dimensions des éléments constructifs de la pile

X.3. Calcul de la pile :

X.3.1. Calcul du chevêtre :

X.3.1.1 Flexion simple :

Le chevêtre est supposé une poutre reposant sur trois appuis (futs) et soumise aux trois charges :

- Son poids propre.
- Le poids de la murette.
- Les réactions verticales R_i provenant des dés d'appuis.

X.4 Détermination de la réaction R_i :

(D'après le chapitre 9)

$$R_g = 6342.56 \text{ KN.}$$

$$R_{A(l)} = 1158.724 \text{ KN}$$

$$R_{Bc} = 1105.383 \text{ KN}$$

$$R_{Bt} = 679.59 \text{ KN}$$

$$R_{Mc120} = 1171.004 \text{ KN}$$

$$R_{D240} = 2039.9225 \text{ KN}$$

$$r_g = R_g / L_{\text{chargée}} = 6342.56 / 7.6 = 834,547 \text{ KN/ml.}$$

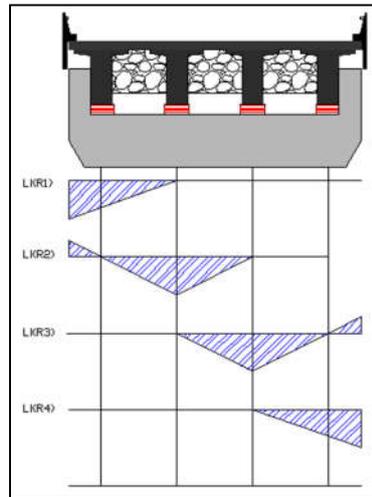
$$r_{A(l)} = R_{A(l)} / L_{\text{chargée}} = 1158.724 / 5.6 = 206,915 \text{ KN/ml.}$$

$$r_{Bc} = R_{Bc} / n = 1105.383 / 6 = 184,230 \text{ KN/ml}$$

$$r_{Bt} = R_{Bt} / n = 679.59 / 2 = 339,795$$

$$r_{Mc120} = R_{Mc120} / L_{\text{chargée}} = 1171.004 / 2 = 585,502 \text{ KN/ml.}$$

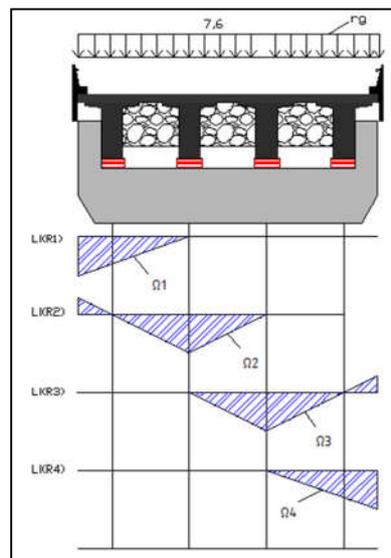
$$r_{D240} = R_{D240} / L_{\text{chargée}} = 2039.9225 / 3.2 = 637,4750 \text{ KN/ml.}$$



☞ *Figure. X.3. Les lignes d'influence des réactions des dés d'appuis*

Détermination des réactions Ri dues à la charge permanente (G)

$r_g = 834,547 \text{ KN/ml}$



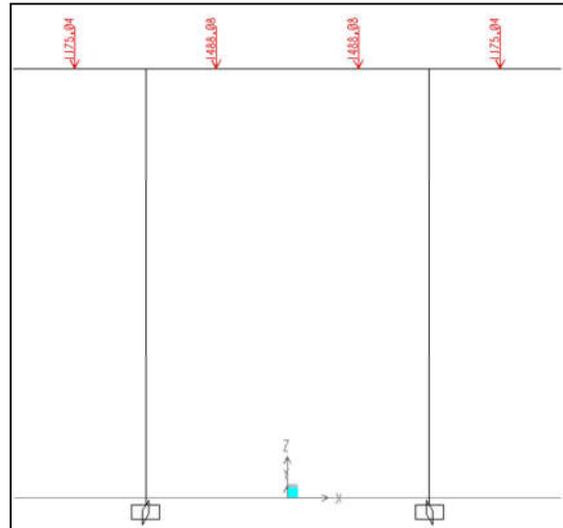
☞ *Figure. X.4. Réactions des dés d'appuis dus à la charge permanente*

Les Surfaces sont calculées avec le logiciel AUTO-CAD.

$\Omega_1 = \Omega_4 = 1,408 \text{ m}^2$; $\Omega_2 = \Omega_3 = 1.7831 \text{ m}^2$

$R_{G1} = R_{G4} = r_g \times \Omega_1 = 834,547 \times 1,408 = 1175.042 \text{ KN}$

$R_{G2} = R_{G3} = r_g \times \Omega_2 = 834,547 \times 1.7831 = 1488.08 \text{ KN}$



☞ **Figure. X.5.** Disposition des réactions dues à la charge permanente R_G « SAP-2000 »

Calcul des efforts :

- Le poids propre de la murette latérale : $G_m = 1.3 \times 0.475 \times 2.1 \times 25 = 32.418 \text{ KN}$
- Le poids propre du plot antisismique : $G_{\text{plot}} = 1.4167 \times 2.1 \times 0.5 \times 25 \times 2 = 74.376 \text{ KN}$
- Le poids propre du bossage : $G_B = 0.55 \times 0.5 \times 0.2 \times 25 \times 8 = 11 \text{ KN}$

Nous prendrons le poids du plot antisismique et le bossage comme une charge répartie sur le chevêtre donc :

$$g = \frac{G_{\text{plot}} + G_B}{L} \text{ telle que.}$$

L : la largeur du chevêtre = 12.95 m

$$g = \frac{74.376 + 11}{7.60} = 11,23 \text{ KN/ml}$$

☞ *Remarque :*

La charge permanente G sera :

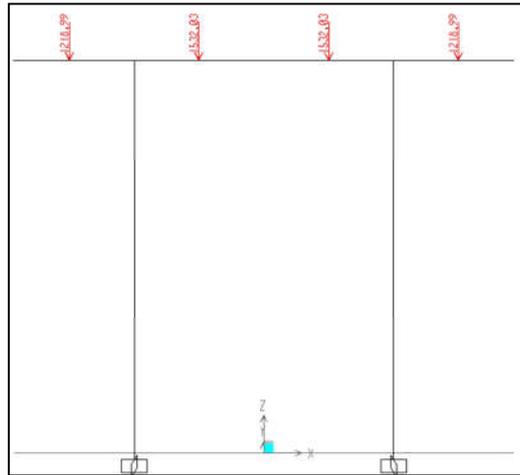
$$R_{G_T} = R_G + G_m + g$$

$$R_{G1} = R_{G4} = r_g \times \Omega_1 = 834,547 \times 1,408 = 1175.042 \text{ KN}$$

$$R_{G2} = R_{G3} = r_g \times \Omega_2 = 834,547 \times 1.7831 = 1488.08 \text{ KN}$$

$$R_{G1} + R_{G4} = 1175.042 + 11,53 + 32.418 = 1218,99 \text{ KN}$$

$$R_{G2} + R_{G3} = 1488.08 + 11,53 + 32.418 = 1532,028 \text{ KN}$$



☞ *Figure X.6. Disposition des réactions dues à la charge permanente totale G « SAP-2000 »*

Détermination des réactions Ri dues au vent vertical (W) :

$q_v = P_v \times L$. Telle que.

P_v : intensité du vent en service = 1 KN/m^2

L : largeur de travée = 7.6 m

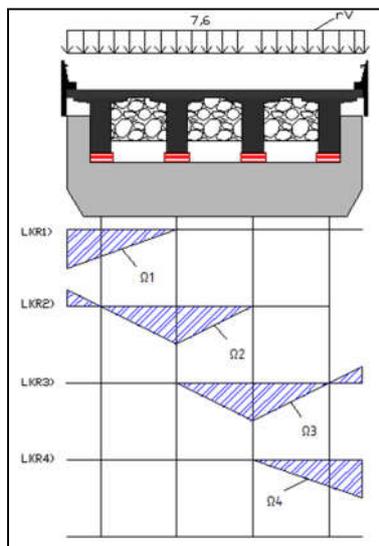
$$q_v = 1 \times 7.6 = 7.6 \text{ KN/ml}$$

Calcule la réaction de vent :

$$R_v = 2 \times q_v \times \frac{l_t}{2} = 2 \times 7.6 \times \frac{28}{2} = 212.8 \text{ KN.}$$

Donc

$$r_v = R_v / L_{\text{chargée}} = 212.8 / 7.6 = 28 \text{ KN/ml}$$

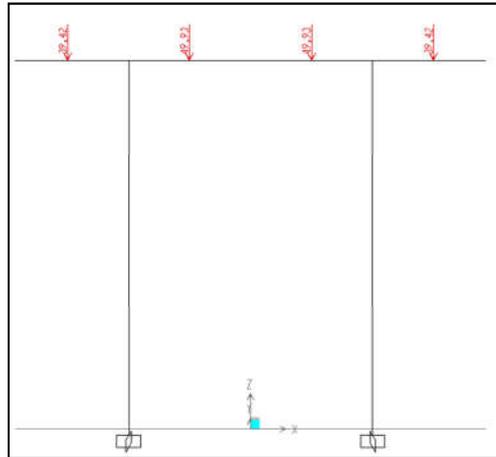


☞ *Figure X.7. Réactions des dés d'appui dû à la charge du vent vertical*

$$\Omega_1 = \Omega_4 = 1,408 \text{ m}^2 ; \Omega_2 = \Omega_3 = 1.7831 \text{ m}^2$$

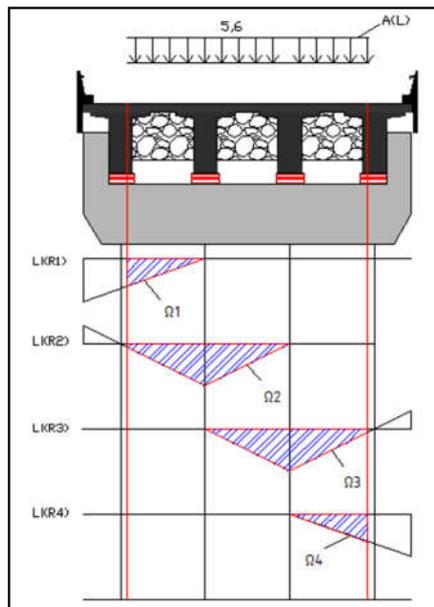
$$R_{V1} = R_{V4} = r_v \times \Omega_1 = 39.424 \text{ KN.}$$

$$R_{V2} = R_{V3} = r_v \times \Omega_2 = 49.9268 \text{ KN}$$



☞ **Figure. X.8.** Disposition des réactions dues à la charge du vent « SAP-2000 »

Détermination des réactions Ri dues au système A(l) :



☞ **Figure. X.9.** Réactions des dés d'appui dû au système A (l)

$$r_{A(l)} = 206,915 \text{ KN/ml.}$$

$$\Omega_1 = \Omega_4 = 0.5858 \text{ m}^2 ; \Omega_2 = \Omega_3 = 1.9609 \text{ m}^2$$

$$R_{A(l)1} = r_{A(l)} \times \Omega_1 = 121,210 \text{ KN.}$$

$$R_{A(l)2} = r_{A(l)} \times \Omega_2 = 405,739 \text{ KN}$$

$$R_{A(l)3} = r_{A(l)} \times \Omega_3 = 405,739 \text{ KN}$$

$$R_{A(l)4} = r_{A(l)} \times \Omega_4 = 121,210 \text{ KN}$$

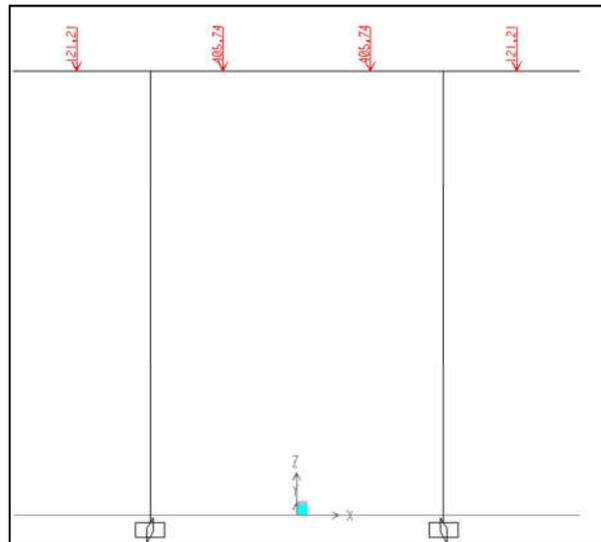


Figure. X.10. Disposition des réactions dues à la charge A(l) « SAP-2000 »

Calcule le moment fléchissant et l'effort tranchants du au system A(l) :

NB : On a utilisé le logiciel « SAP 2014 » pour tirer les valeurs maximales des moments en travées et en appuis.

Combinaison d'action :

À l'ELU :

$$1.35G + 1.605 A(l) + 0.9 W$$

À l'EIS :

$$G + 1.2 A(l)$$

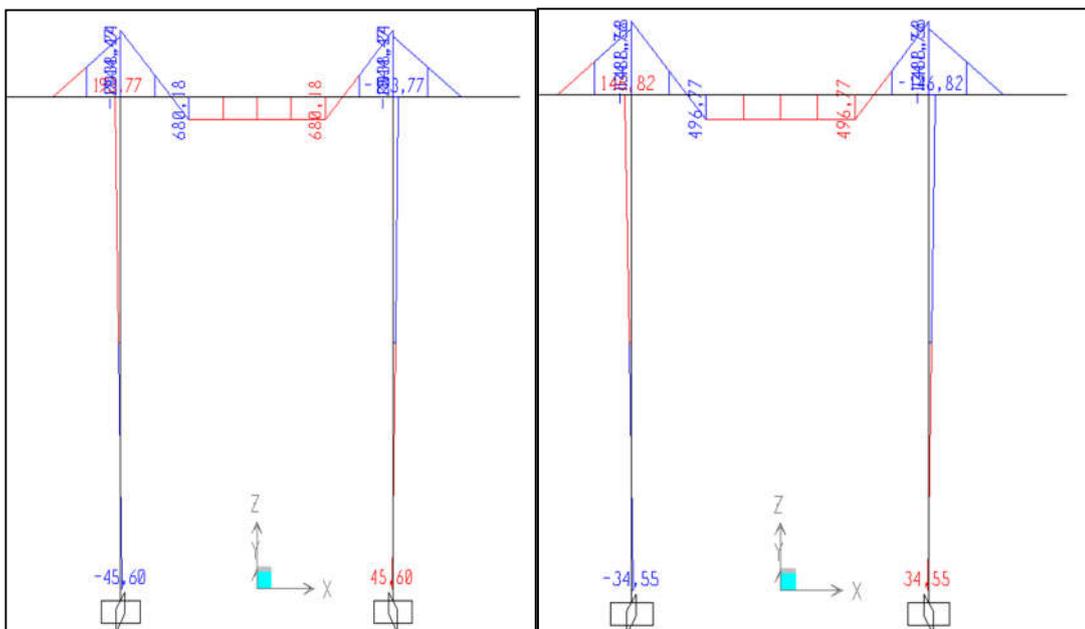


Figure. X.11. Diagramme des moments du système A(l) à l'ELU -ELS

ELU:

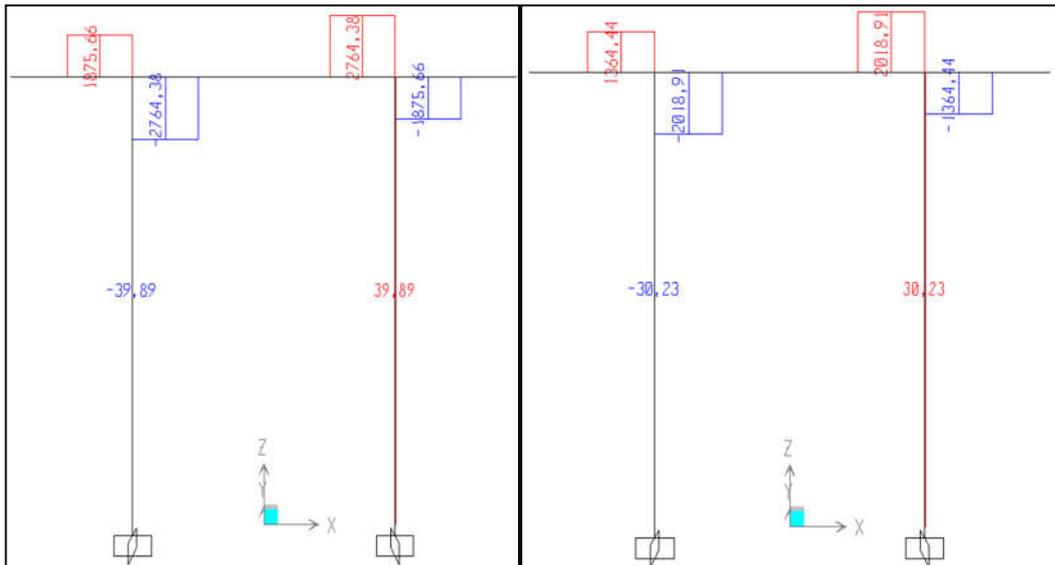
Moment max en appui : -2038.2342 KN.m

Moment max en travée : 680.1819KN.m

ELS :

Moment max en appui : -1488.5770 KN.m

Moment max en travée : 496.7733KN.m



☞ *Figure. X.12. Diagramme de l'effort tranchant du système A(l) à l'ELU-ELS*

ELU:

L'effort tranchant max : 2764.38 KN.m

ELS :

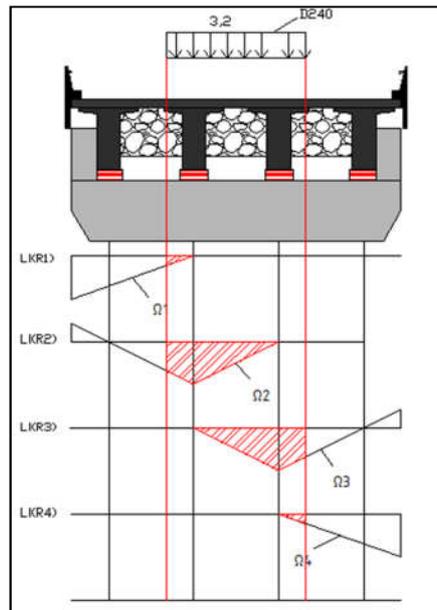
L'effort tranchant max : 2018.91 KN.m

a.4 Flexion dues au convoi D240 :

$\Gamma_{D240} = 637,4750 \text{ KN/ml.}$

● **1^{er} cas : D₂₄₀ au milieu de chevette :**

Détermination les réactions Ri dues au convoie D₂₄₀ :



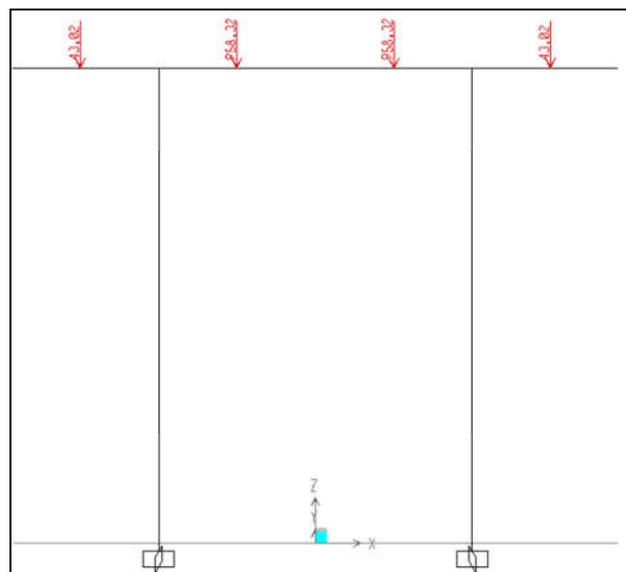
☞ *Figure. X.13. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de D_{240} « milieu »*

Les surface des lignes d'influence du convois D_{240} au milieu de la travée sont déterminer par AUTO-CAD

$$\Omega_1 = 0.0675 \text{ m}^2, \quad \Omega_2 = 1.5033 \text{ m}^2, \quad \Omega_3 = 1.5033 \text{ m}^2, \quad \Omega_4 = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$R_{D_{240-1}} = R_{D_{240-4}} = 43.023$$

$$R_{D_{240-2}} = R_{D_{240-3}} = 958.316$$



☞ *Figure. X.14. Disposition des réactions dues à la charge D_{240} « SAP-2000 »*

► **Le moment fléchissant et l'effort tranchants du au convoie D_{240}**

Combinaison d'action :

À l'ELU :

$$1.35G + 1.35 D_{240} + 0.9 W$$

À l'ELS :

$$G + D_{240}$$

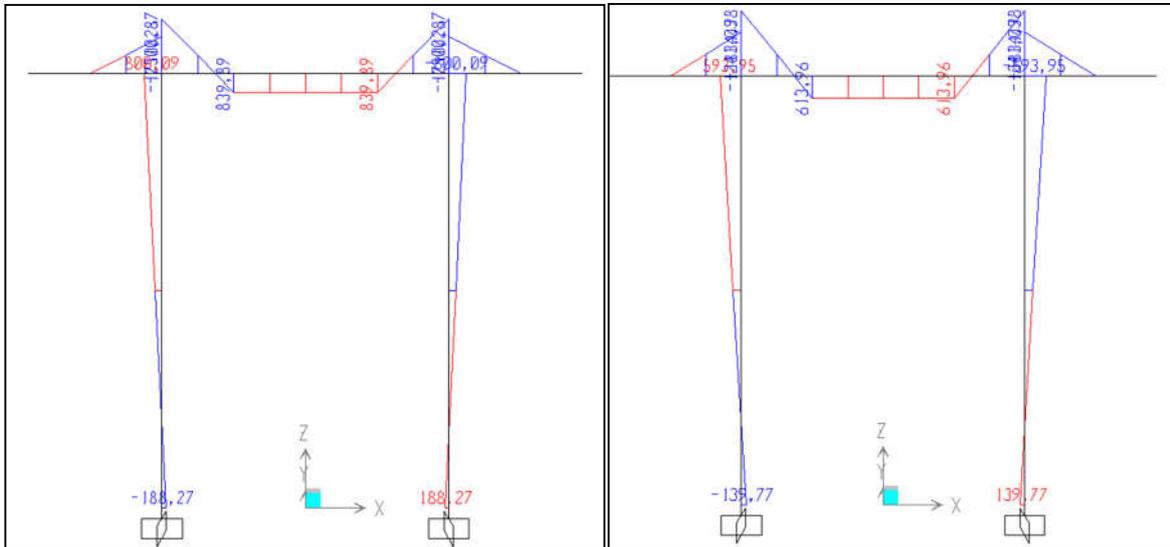


Figure X.15. Diagramme des moments du convoie D_{240} à l'ELU-ELS

ELU:

Moment max en appui : -2510.3672 KN.m

Moment max en travée : 839.8916 KN.m

ELS :

Moment max en appui : -1834.9794 KN.m

Moment max en travée : 613.9627 KN.m

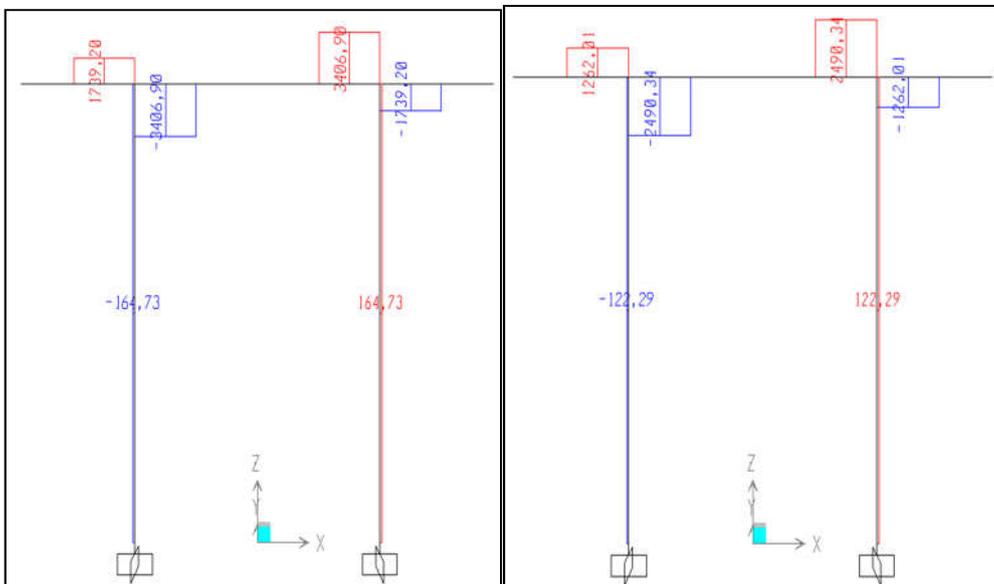


Figure X.16. Diagramme de l'effort tranchant du convoie D_{240} à l'ELU-ELS

ELU:

L'effort tranchant max : 3406.90KN.m

ELS :

L'effort tranchant max : 2490.34 KN.m

2^{ème} cas : D₂₄₀ à l'extrémité de la travée :

Détermination les réactions Ri dues au convoie D₂₄₀ :

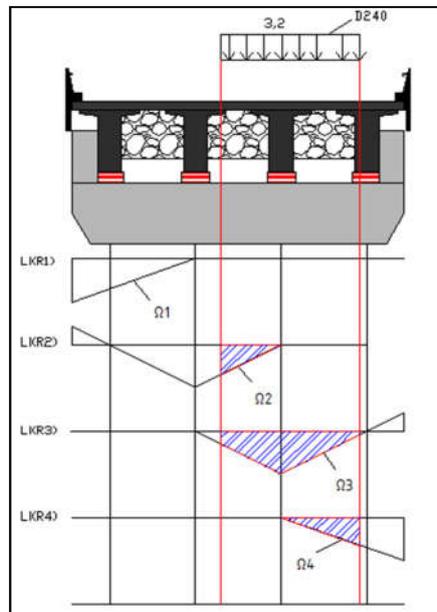


Figure X.17. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de D₂₄₀ « extrémité »

$$\Omega_2 = 0.4864 \text{ m}^2, \quad \Omega_3 = 1.8747 \text{ m}^2, \quad \Omega_4 = 0.5858 \text{ m}^2$$

$$R_{D240-1} = 0 \text{ KN.}$$

$$R_{D240-2} = r_{D240} \times \Omega_2 = 310,067 \text{ KN}$$

$$R_{D240-3} = r_{D240} \times \Omega_3 = 1195,074 \text{ KN}$$

$$R_{D240-4} = r_{D240} \times \Omega_4 = 373,432 \text{ KN}$$

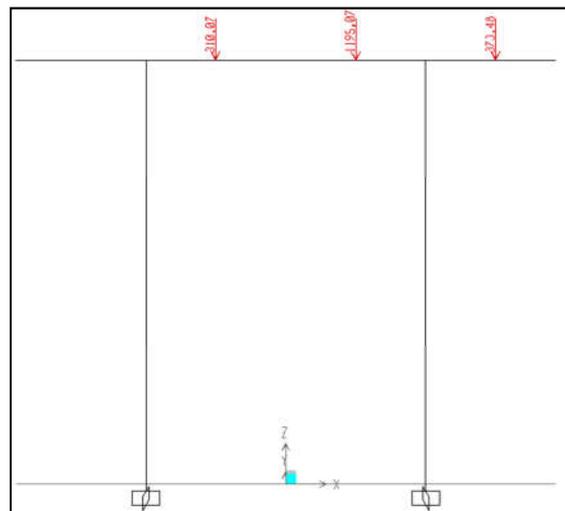
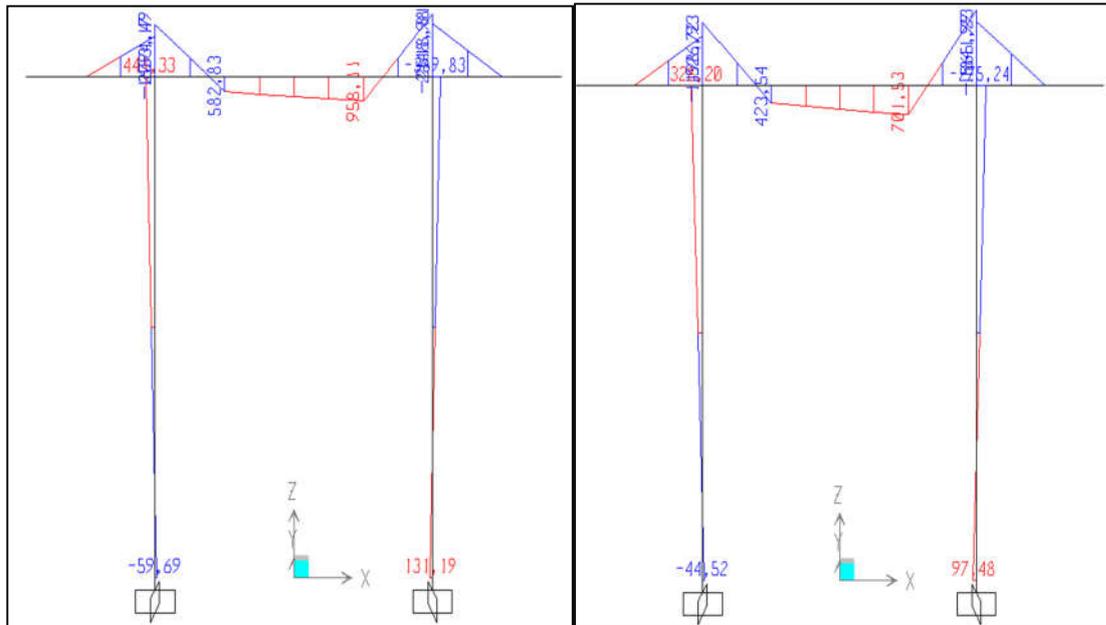


Figure X.18. Disposition des réactions dues à la charge D₂₄₀ « SAP-2000 »

Calculer le moment fléchissant et l'effort tranchants du au convoie D₂₄₀



☞ *Figure. X.19. Diagramme des moments du convoie D₂₄₀ à l'ELU-ELS*

ELU:

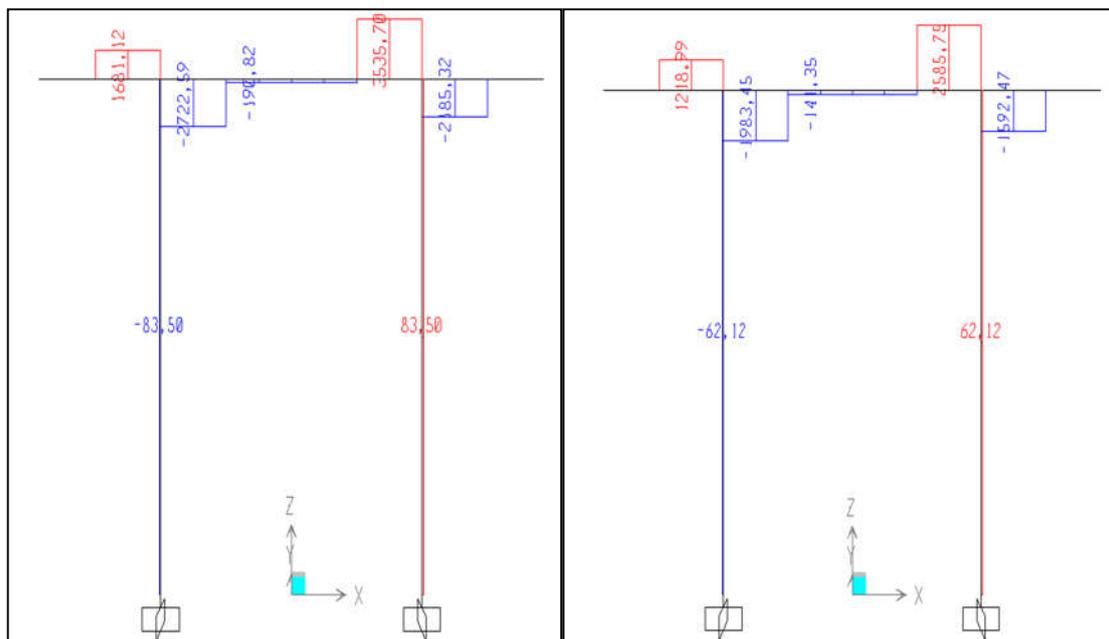
Moment max en appui : -2518.8091 KN.m

Moment max en travée : 958.1091 KN.m

ELS :

Moment max en appui : -1841.2326KN.m

Moment max en travée : 701.5311KN.m



☞ *Figure. X.20. Diagramme de l'effort tranchant du convoie D240 à l'ELU-ELS*

ELU:

L'effort tranchant max : 3535.10 KN.m

ELS :

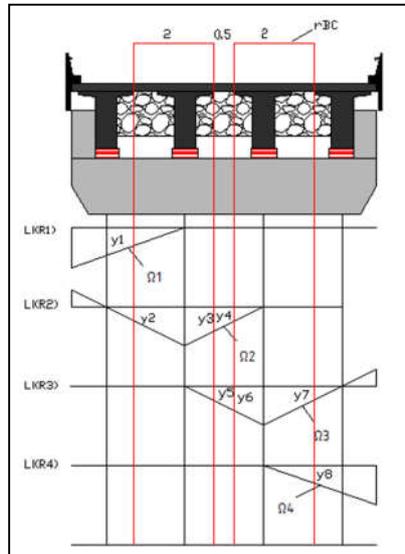
L'effort tranchant max : 2585.75 KN.m

a.5 Flexion dues au système Bc :

$$r_{Bc} = 184,230 \text{ KN/ml}$$

► **Bc au milieu du chevêtre :**

Détermination les réactions Ri dues au système Bc :



☞ **Figure. X.21.** Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de Bc

$$Y1 = y8 = 0,4497 \quad , \quad y2 = y7 = 3553 \quad , \quad y3 = y6 = 0,6271 \quad , \quad y4 = y5 = 0,3729$$

$$R1_{Bc} = r_{Bc} \times y1 = 184,230 \times 0,4497 = 82.848 \text{ KN.}$$

$$R2_{Bc} = r_{Bc} \times (y2 + y3 + y4) = 184,230 \times 1.3553 = 249.686 \text{ KN.}$$

$$R3_{Bc} = r_{Bc} \times (y5 + y6 + y7) = 184,230 \times 1.359 = 249.686 \text{ KN.}$$

$$R4_{Bc} = r_{Bc} \times (y8) = 184,230 \times 0,4497 = 82.848 \text{ KN.}$$

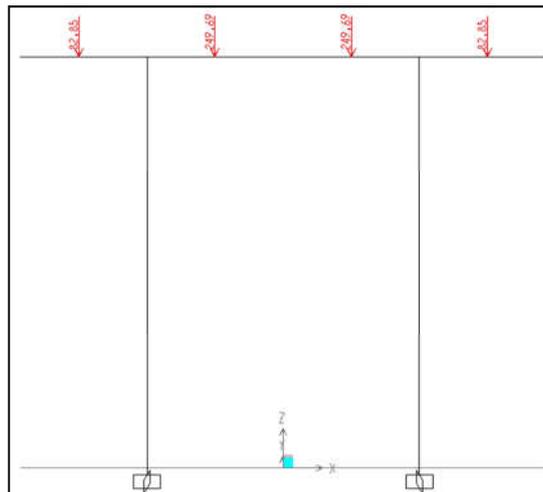


Figure. X.22. Disposition des réactions de de système Bc

Calcule le moment fléchissant et l'effort tranchants du au système Bc

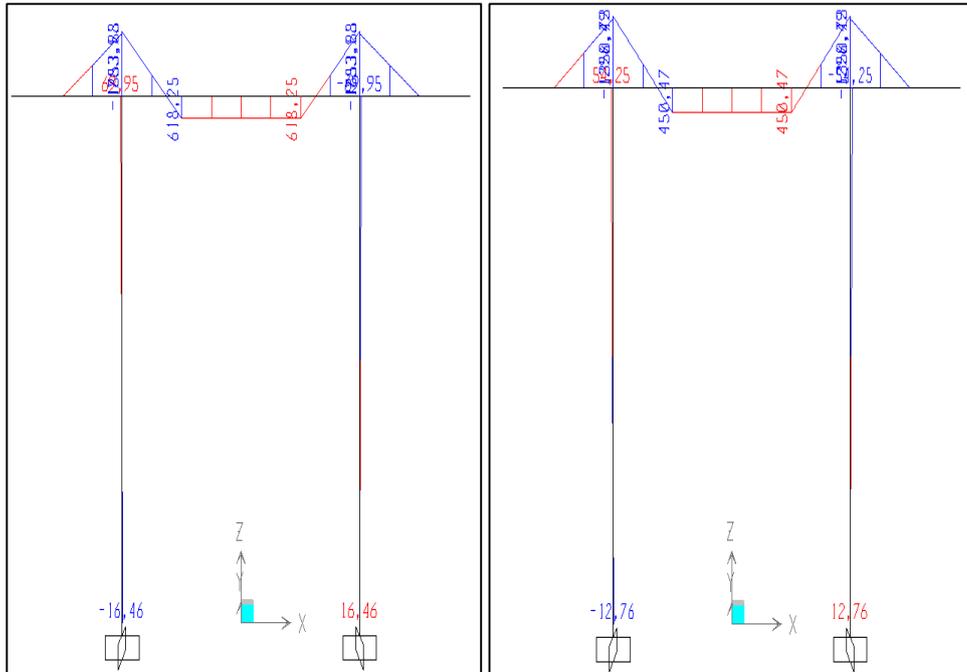
Combinaison d'action :

À l'ELU :

$$1.35G + 1.605 Bc + 0.9 W$$

À l'ELS :

$$G + 1.2Bc$$



☞ *Figure. X.23.* Diagramme de moments de système Bc à l'ELU-ELSi

ELU:

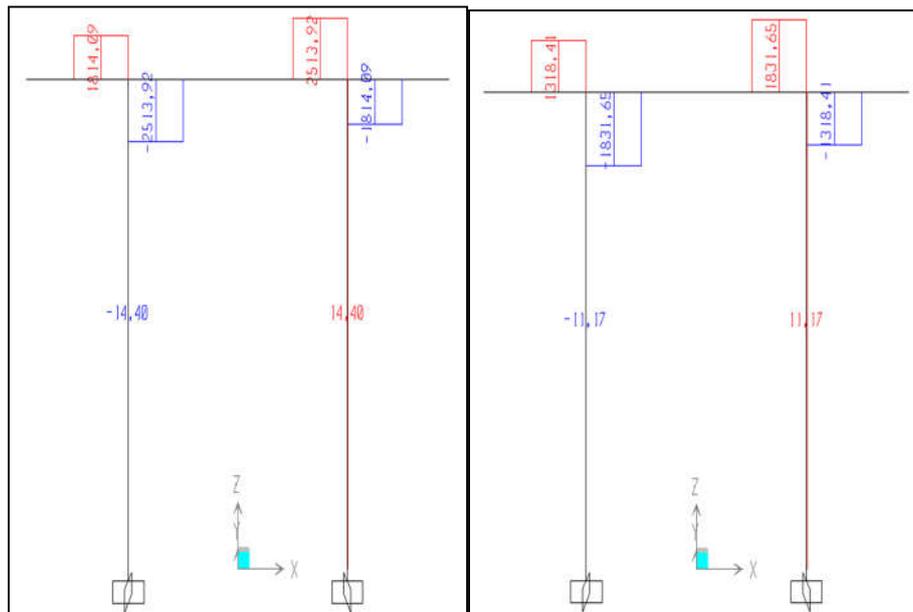
Moment max en appui : -1853.8758 KN.m

Moment max en travée : 618.2483 KN.m

ELS :

Moment max en appui : -1350.7322 KN.m

Moment max en travée : 450.4578 KN.m



☞ *Figure. X.24. Diagramme de l'effort tranchant du convoie Bc à l'ELU-ELS*

ELU:

L'effort tranchant max : 2513.92 KN.m

ELS :

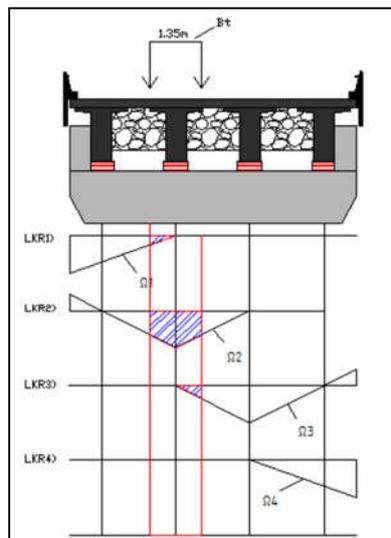
L'effort tranchant max : 813.69 KN.m

a.4 Flexion dues au système Bt :

$r_{Bt} = 339,795 \text{ KN/ml}$.

► **1^{er} cas : Bt sur appui :**

Détermination les réactions Ri dues au convoie Bt :



☞ *Figure X.25. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de Bt*

Les surface des lignes d'influence du convoies Bt au milieu de la travée sont déterminer par AUTO-CAD

$$\Omega_1 = 0.08088 \text{ m}^2, \quad \Omega_2 = 1.1183 \text{ m}^2, \quad \Omega_3 = 0.08088 \text{ m}^2$$

$$R_{Bt-1} = R_{Bt-3} = 27,482 \text{ KN}$$

$$R_{Bt-2} = 379,992$$

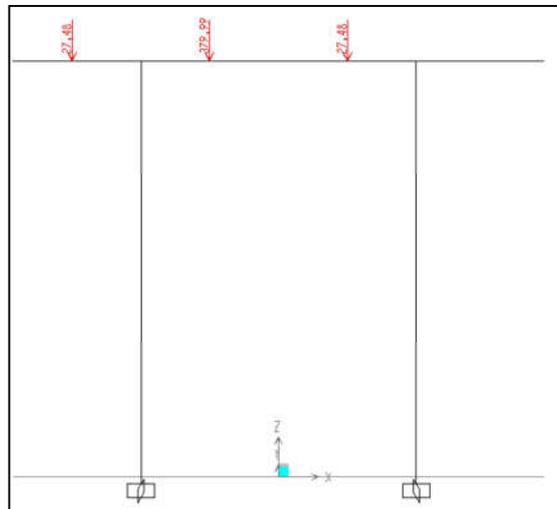


Figure. X.26. Disposition des réactions dues à la charge Bt « SAP-2000 »

Le moment fléchissant et l'effort tranchants du au convoie Bt

Combinaison d'action :

À l'ELU :

$$1.35G + 1.35 Bt + 0.9 W$$

À l'EIS :

$$G + 1.2 Bt$$

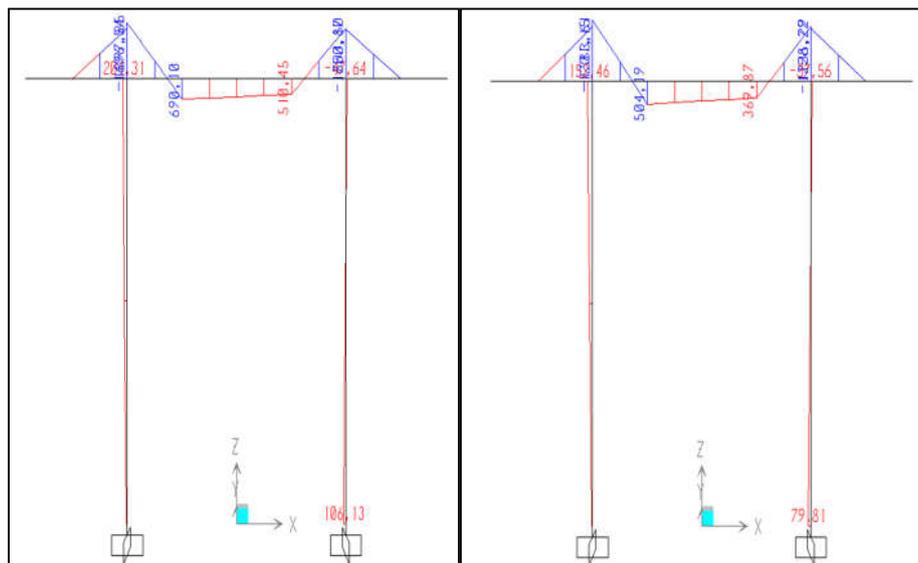


Figure. X.27. Diagramme des moments du convoie Bt à l'ELU

ELU:

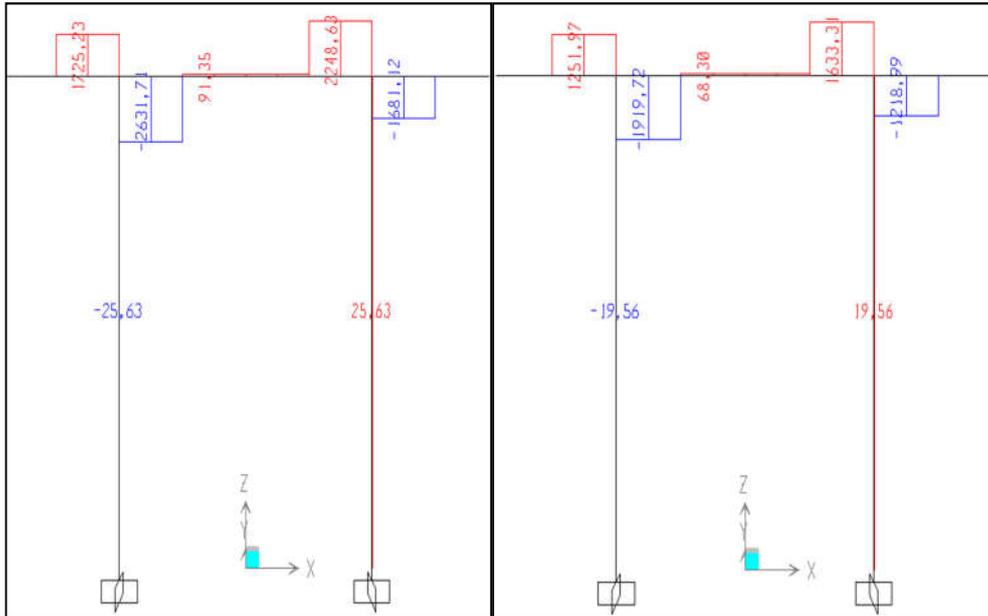
Moment max en appui : -1897.8518 KN.m

Moment max en travée : 690.1031 KN.m

ELS :

Moment max en appui : -1383.6115 KN.m

Moment max en travée : 504.1910 KN.m



☞ **Figure. X.28.** Diagramme de l'effort tranchant du convoie Bt à l'ELU-ELS

ELU:

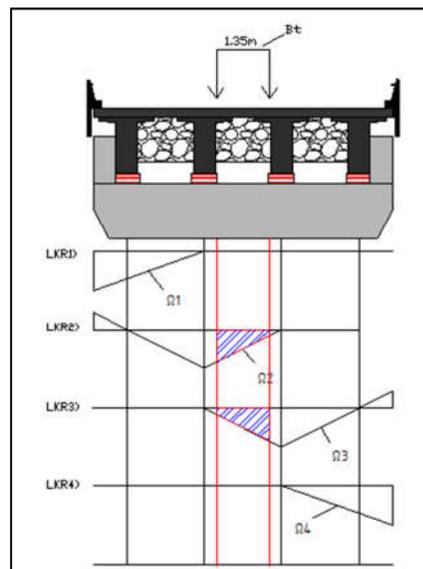
L'effort tranchant max : 2248.63KN.m

ELS :

L'effort tranchant max : 1633.31 KN.m

● 2^{eme} cas : Bt sur travée :

Détermination les réactions Ri dues au convoie Bt :



☞ **Figure. X.29.** Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de Bt

$$\Omega_2 = 0.6770 \text{ m}^2, \quad \Omega_3 = 0.6770 \text{ m}^2$$

$$R_{Bt-1} = 0 \text{ KN.}$$

$$R_{Bt-2} = r_{Bt} \times \Omega_2 = 230,04 \text{ KN}$$

$$R_{Bt-3} = r_{Bt} \times \Omega_3 = 230,04 \text{ KN}$$

$$R_{Bt-4} = 0 \text{ KN}$$

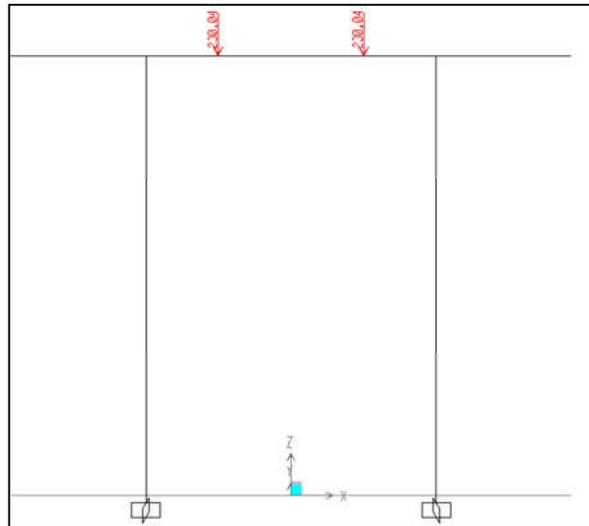


Figure. X.30. Disposition des réactions dues à la charge Bt « SAP-2000 »

▀ Calcule le moment fléchissant et l'effort tranchants du au convoie Bt

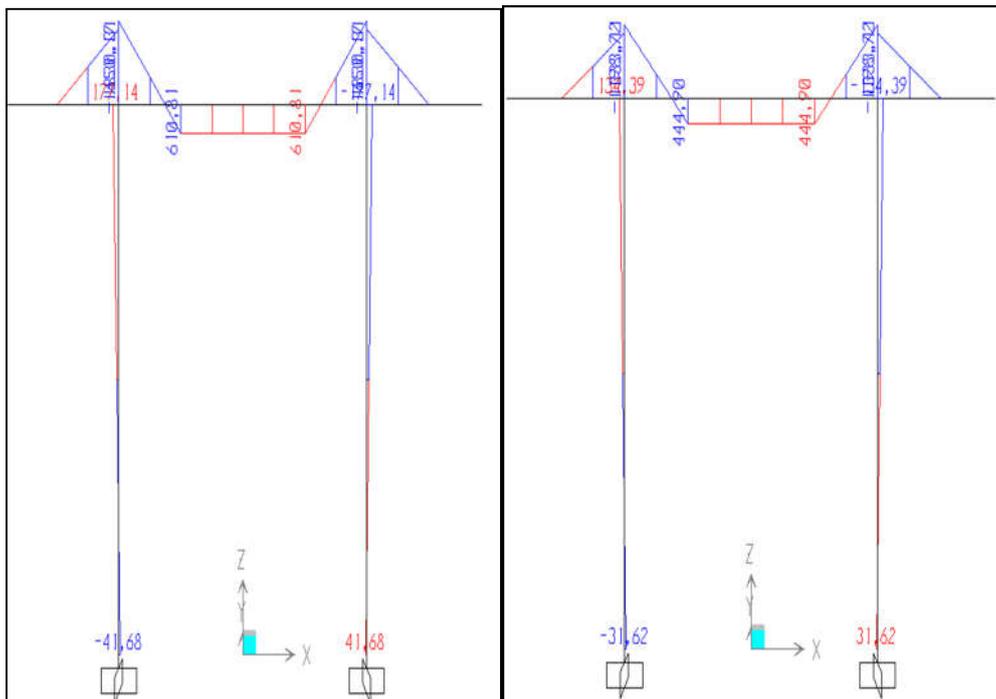


Figure. X.31. Diagramme des moments du convoie BT à l'ELU-ELS

ELU:

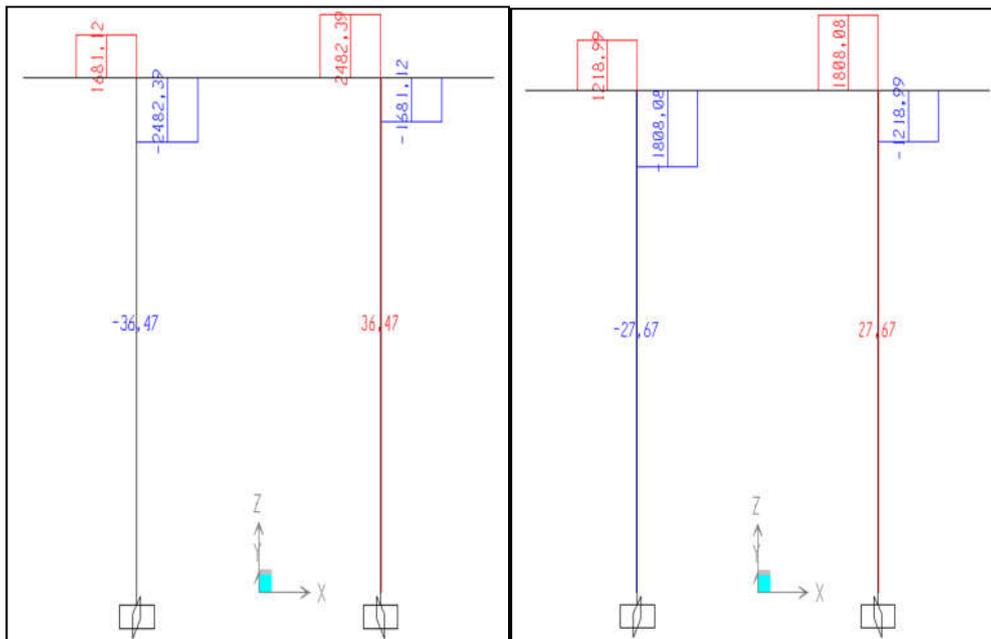
Moment max en appui : -1830.3113 KN.m

Moment max en travée : 610.8051 KN.m

ELS :

Moment max en appui : -1333.1140KN.m

Moment max en travée : 444.9028 KN.m



☞ **Figure. X.32.** Diagramme de l'effort tranchant du convoie Bt à l'ELU-ELS

ELU:

L'effort tranchant max : 2482.39 KN.m

ELS :

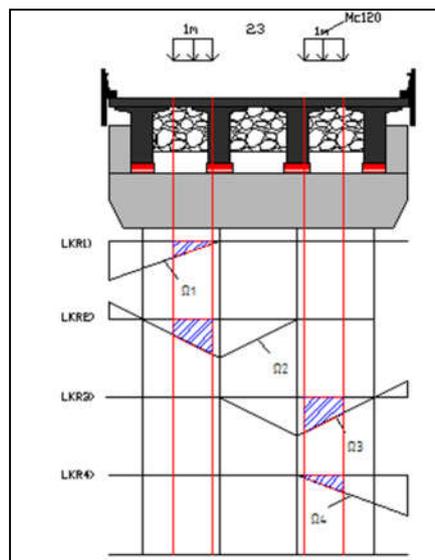
L'effort tranchant max : 808.05KN.m

Le moment fléchissent et l'effort tranchants du au convoie Mc120

- 1^{er} cas : Mc120 au milieu de chevêtre :

Détermination les réactions Ri dues au convoie Mc120 :

$r_{Mc120} = 585,502 \text{ KN/ml.}$



☞ **Figure. X.33.** Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de Mc120 « milieu »

Les surface des lignes d'influence du convois D_{240} au milieu de la travée sont déterminer par AUTO-CAD

$$\Omega_1 = 0.236677 \text{ m}^2, \quad \Omega_2 = 0.66103 \text{ m}^2, \quad \Omega_3 = 0.66103 \text{ m}^2, \quad \Omega_4 = 0.23667 \text{ m}^2$$

$$R_{Mc120-1} = R_{Mc120-4} = 138.57$$

$$R_{Mc120-2} = R_{Mc120-3} = 387.03$$

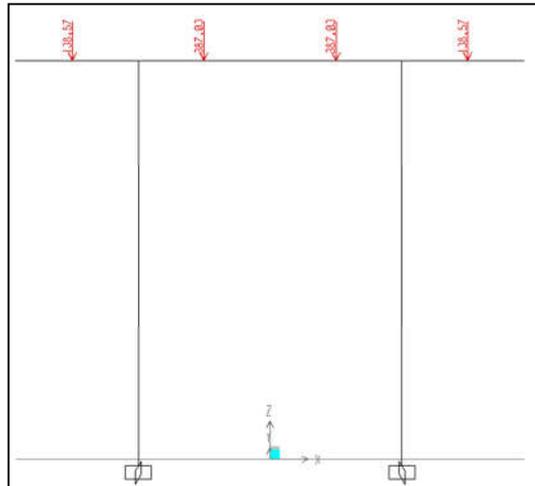


Figure X.34. Disposition des réactions dues à la charge Mc120 « SAP-2000 »

Le moment fléchissant et l'effort tranchants du au convoie Mc120

Combinaison d'action :

À l'ELU :

$$1.35G + 1.35 \text{ Mc120} + 0.9 W$$

À l'EIS :

$$G + \text{Mc120}$$

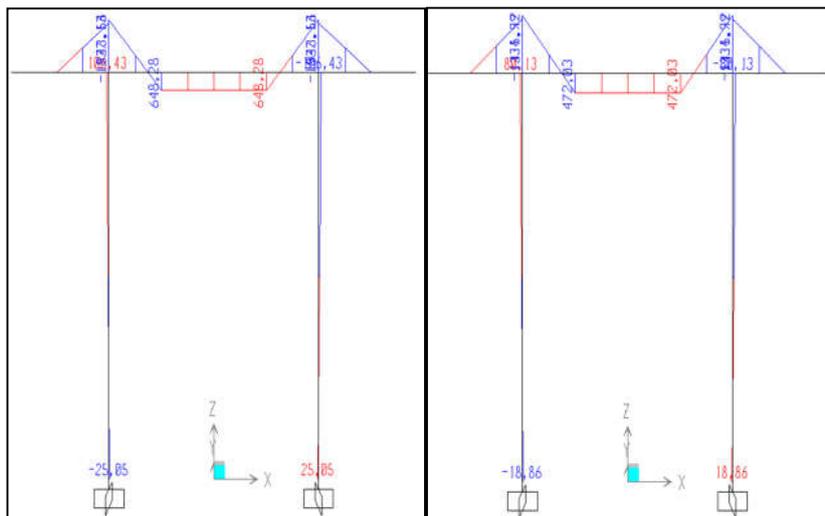


Figure X.35. Diagramme des moments du convoie Mc120 à l'ELU-ELS

ELU:

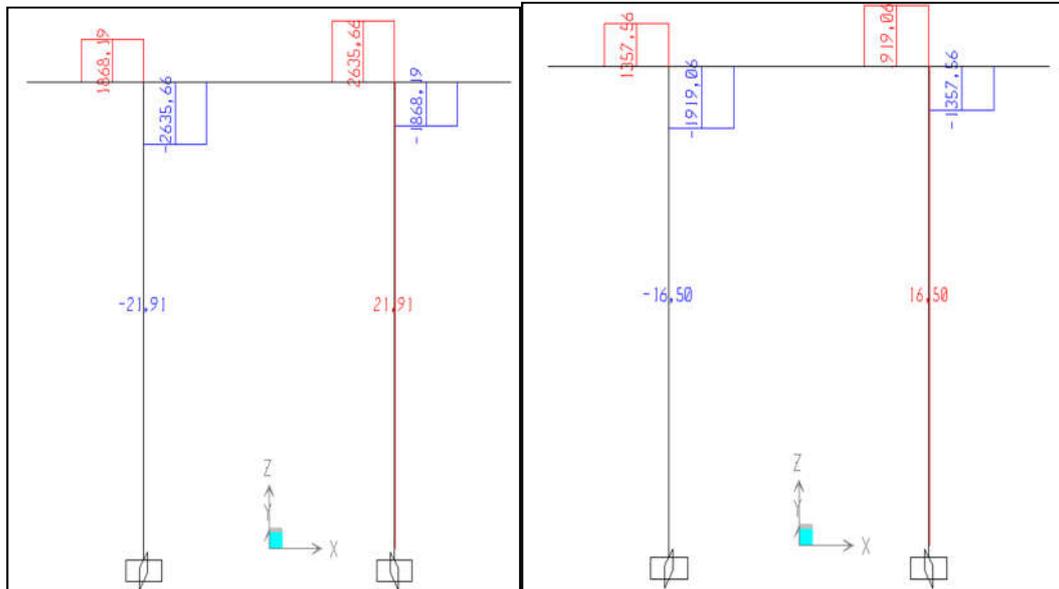
Moment max en appui : -1943.5602 KN.m

Moment max en travée : 648.2843 KN.m

ELS :

Moment max en appui : -1415.1223 KN.m

Moment max en travée : 472.0313 KN.m



☞ *Figure. X.36. Diagramme de l'effort tranchant du convoie c120 à l'ELU-ELS*

ELU:

L'effort tranchant max : 2635.66KN.m

ELS :

L'effort tranchant max : 1919.06 KN.m

X.5.Calcul des moments fléchissent et les efforts tranchant

	M_{max} En appuis	M_{max} En travée	L'ffort tranchant T
A(I)	-2038.2342	680.1819	2764.38
Bc au milieu du chevêtre	-1853.8758	618.2483	2513.92
Bt sur appui	-1897.8518	690.1031	2248.63
Bt sur travée	-1830.3113	610.8051	2482.39
Mc120 au milieu du chevêtre	-1943.5602	648.2843	2635.66
D240 au milieu du chevêtre	-2510.3672	839.89	3406.90
D240 au l'extrémité du chevêtre	<u>-2518.8091</u>	<u>958.1091</u>	<u>3535.10</u>

☞ *Tableau X.1. Récapitulatif des moments fléchissent et l'effort tranchant a l'ELU*

	M_{max} En appuis	M_{max} En travée	L'effort tranchant T
A(I)	-1488.5770	496.7733	2018.91
Bc au milieu du chevêtre	-1350.7332	450.4678	831.69
Bt sur appui	-1383.6115	504.1910	1633.31
Bt sur travée	-1333.1140	444.9028	808.05
Mc120 au milieu du chevêtre	-1415.1223	472.0313	1919.06
D240 au milieu du chevêtre	-1834.9794	613.9627	2490.34
D240 au l'extrémité du chevêtre	-1841.2326	701.5311	2585.75

☞ *Tableau X.2.* Récapitulatif des moments fléchissent et l'effort tranchant a l'ELS

X.6. Ferrailage :

X.6.1. Ferrailage en travée :

$M_u = 958.1091 \text{KN.m}$

$M_{ser} = 701.5311 \text{MN.m}$

Le logiciel SOCOTEC nous donne la section suivante : $A_s = 16.46 \text{ cm}^2$

verification a L'ELS

Soit : $(6\text{HA}22) = 22.81 \text{ cm}^2$.

Données saisies :

Largeur section : **2,1 m**
 Hauteur section : **1,4 m**
 Position centre de gravité des armatures supérieures : **0,3 m**
 Position centre de gravité des armatures inférieures : **0,05 m**
 Contrainte du béton : $f_{c,ij}$: **27 MPa**
 Limite élastique de l'acier : f_s : **500 MPa**
 Coefficient de durée d'application des charges : θ : **1**
 Coefficient de sécurité du béton : γ_b : **1,5**
 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s : **1,15**

Effort normal ELU : **0 kN**
 Moment fléchissant ELU : **958,1 kN*m**

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : **0 cm²**
 Section des armatures inférieures : **16,46 cm²**

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,03 \text{ m}$



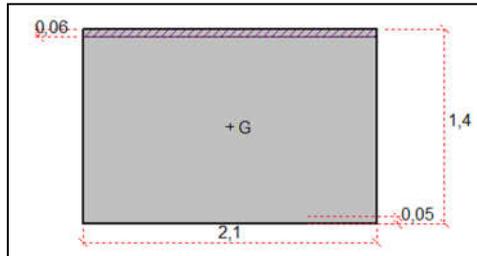
X.6.2 Ferrailage en appuis :

$M_u = \underline{-2518.8091KN.m}$

$M_{ser} = \underline{-1841.2326KNm}$

Le logiciel SOCOTEC nous donne la section suivante : $A_s = 43.67 \text{ cm}^2$

Soit : (12HA22) = 45.62 cm^2



Vérification vis à vis de l'effort tranchant :

$$\tau_{lim} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot 27}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 3.52 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$\tau_{lim} = 3.52 \text{ MPa}$

T_u : L'effort tranchant ultime au droit de l'appui " $T_u = 3535.10 \text{ KN}$ ".

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{3535.10 \times 10^{-3}}{2.1 \times 1.35} = 1.24 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3.52 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$K=1$: Pour flexion simple

$\alpha = 90$ armatures d'âme droites

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj}) b_0}{0.9 f_e}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{1.15 (1.24 - 0.3 \times 2.22) \times 210}{0.9 \times 500}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0.30$$

On adopte un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc : $A_t = 20 \times 0.3 = 6 \text{ cm}^2$

Soit 6 HA 12 = 6.79 cm^2

X.7. Calcul des fûts :

Le fût être vérifié à la flexion composée (N, M) ou N et M sont respectivement l'effort normal et le moment fléchissant dans le fût.

X.7.1. Vérification au flambement :

On assimile notre fût à une colonne encastree à sa base et articulée au sommet.

NB : Le calcul sera mené sur le plus long fût ($l_0 = 6 \text{ m}$).

$l_f = 0,707.l_0$ Avec : l_f : Longueur de flambement ;

l_0 : Longueur du fût.

$$l_f = 0,707.l_0 = 0,707 \times 6 = 4.242 \text{ m}$$

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

λ : l'élancement

i : le rayon de giration de la section transversal de la pile

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I: moment d'inertie flexionnel de la section transversal de la pile dans la direction susceptible

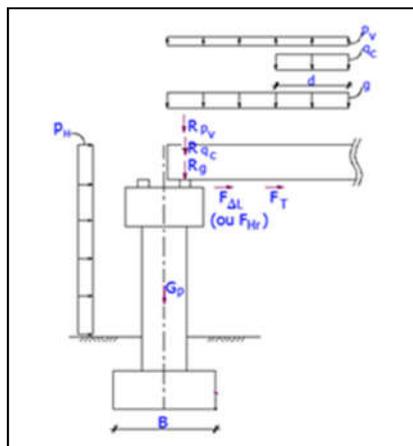
au flambement ; $I = \frac{\pi D^4}{64}$

B: l'aire de la section de la pile, $B = \frac{\pi D^2}{4}$

$$i = \sqrt{\frac{\pi.D^4 / 64.}{\pi.D^2 / 4}} = \frac{D}{4} = \frac{1.2}{4} = 0.3 \text{ m}$$

Donc: $\lambda = \frac{4.242}{0,3} = 14.14 < 50$ donc le calcul au flambement n'est pas nécessaire

X.7.2. en construction :



☞ *Figure . X.37.* Sollicitation d'une pile en phase de construction

▀ Charges verticales :

Chevêtre + fut : puisqu'on a modélisé à l'aide du logiciel SAP-2014, le poids propre du chevêtre plus le fut sera calculé automatiquement

Bossage + Plots antisismiques : ce sont des charges réparties sur le chevêtre = $74.376 + 11/7.6$
= 11.23 KN/ml

Tablier : 3757.02 KN

Murettes : 32.418 KN

▀ La charge du vent horizontale

Sur le chevêtre :

C'est une charge répartie sur le chevêtre

$F_{WH2} = P_H \times h_{chevêtre}$; telle que

$P_H : 2 \text{ KN/m}^2$

$F_{WH2} = 2 \times 1.40 = 2.8 \text{ KN}$

Sur le fut :

C'est une charge répartie sur le fut

$F_{WH2} = P_H \times d$; telle que

d : diamètre du fut = 1.20 m

$F_{WH2} = 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ KN}$

Détermination dues à la charge qc de chantier :

On supposera que seule la travée 2 est chargée avec la charge de chantier qc

Calcul des réactions :

$$q_c = S_c \times B_q$$

Telle que : S_c : les surcharges de chantier sont assimilées à une charge répartie = 10 KN/m^2

B_q : la largeur de chantier = 7.6 m

$q_c = 10 \times 7.6 = 76 \text{ KN/ml}$.

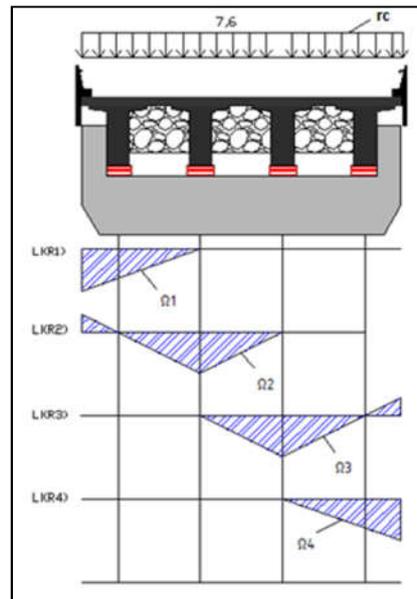
$\Omega^+ = 14 \text{ m}^2$

Donc la réaction due la charge de chantier sera :

$R_c = q_c \times \Omega^+ = 76 \times 14 = 1064 \text{ KN}$

Calculons la réaction par mètre linéaire de largeur :

$r_c = R_c / L_{charger} = 1064 / 7.6 = 140 \text{ KN/ml}$



☞ **Figure X.38.** Réactions des dés d'appui dû à la charge du chantier

Les Surfaces sont calculées avec le logiciel AUTO-CAD.

$$\Omega_1 = \Omega_4 = 1,408 \text{ m}^2 \quad ; \quad \Omega_2 = \Omega_3 = 1.7831 \text{ m}^2$$

$$R_{G1} = R_{G4} = r_g \times \Omega_1 = 140 \times 1,408 = 197.12 \text{ KN}$$

$$R_{G2} = R_{G3} = r_g \times \Omega_2 = 140 \times 1.7831 = 249.63 \text{ KN}$$

Détermination due a la charge du vent verticale (W)

Calcul des réactions :

$$FW_v = P_v \times L. \text{ Telle que.}$$

$$FW_v : \text{intensité du vent en construction} = 0.65 \text{ KN/m}^2$$

$$L : \text{largeur de travée} = 7.6 \text{ m}$$

$$FW_v = 0.65 \times 7.6 = 4.94 \text{ KN/ml}$$

Calcule la réaction de vent :

$$R_v = q_v \times \frac{l_t}{2} = 4.94 \times \frac{28}{2} = 69.16 \text{ KN.}$$

Donc

$$r_v = R_v / L_{\text{chargée}} = 69.16 / 7.6 = 9.1 \text{ KN/ml}$$

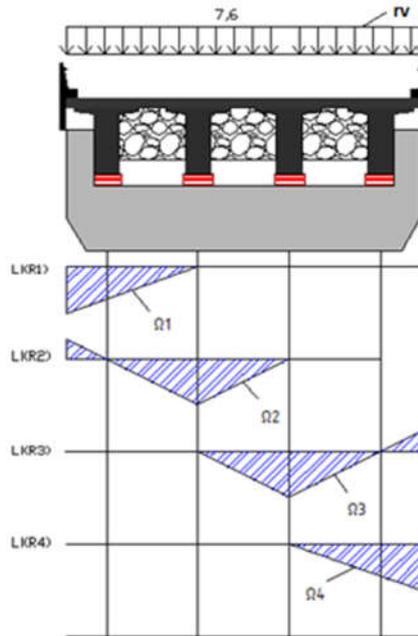


Figure. X.39. Réactions des d'appui du a la charge du vent vertical

$$\Omega_1 = \Omega_4 = 1,408 \text{ m}^2 ; \Omega_2 = \Omega_3 = 1.7831 \text{ m}^2$$

$$R_{G1} = R_{G4} = r_g \times \Omega_1 = 9.1 \times 1,408 = 12.812 \text{ KN}$$

$$R_{G2} = R_{G3} = r_g \times \Omega_2 = 9.1 \times 1.7831 = 16.226 \text{ KN}$$

Détermination du moment dû aux effets différés retrait + fluage :

Calcul de la force $F \Delta l$:

$$F_{flu} = F \Delta l = \Delta l$$

$$\Delta l = 0.2 \varepsilon_d \times \frac{l_p}{2} \text{ avec}$$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{flu} + \varepsilon_r \text{ telle que :}$$

$$\varepsilon_{flu} = 7.0187 \cdot 10^{-4} \quad \left. \vphantom{\varepsilon_{flu}} \right\} \text{ (voir chapitre 7)}$$

$$\varepsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_d = (7.0187 + 2) \cdot 10^{-4} = 9.01 \cdot 10^{-4}$$

Donc :

$$\Delta l = 0.2 \times 9.01 \cdot 10^{-4} \times \frac{28}{2} = 2.525 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$k = \frac{n \cdot G \cdot a \cdot b}{T} = \frac{4 \times 0.8 \times 0.35 \times 0.35}{0.065} = 6.030 \text{ MPa}$$

$$F_{flu} = F \Delta l = 2.525 \cdot 10^{-3} \times 6.030 = 0.0153 \text{ MN} = 15.3 \text{ KN}$$

Détermination du moment dû à la variation de la température:

Calcul de la force $F \Delta_T$:

$$F \Delta_T = K' \times \Delta l_T$$

$$\Delta l_T = \frac{\alpha \times l_0 \times \Delta T}{2} \text{ avec :}$$

$$l_0 = 28 \text{ m}$$

$$\alpha = 9.9 \cdot 10^{-6} \text{ (Béton armé)}$$

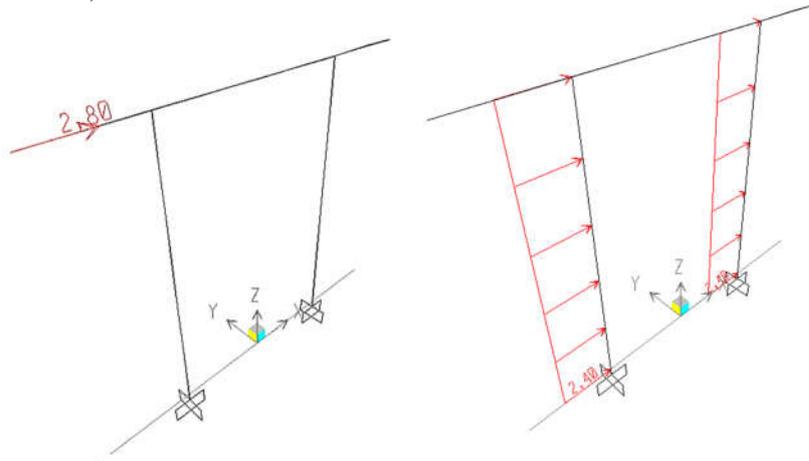
$$\Delta T = T_{\min} - T_{\text{ref}} = -15 - 20 = -35^\circ\text{C}$$

$$\Delta l_T = \frac{9.9 \cdot 10^{-6} \times 28 \times -35}{2} = -4.85 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$K' = \frac{n \cdot G' \cdot a \cdot b}{T} = \frac{4 \times 1.6 \times 0.35 \times 0.35}{0.065} = 12.06 \text{ Mpa}$$

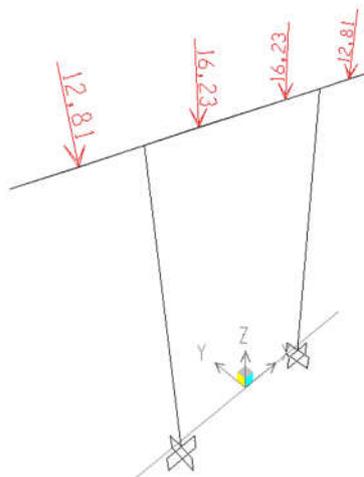
Donc, la force de la variation de la température sera :

$$F_{\Delta T} = 12.06 \times (-4.85 \cdot 10^{-3}) = 0.058 \text{ MN} = 58 \text{ KN}$$



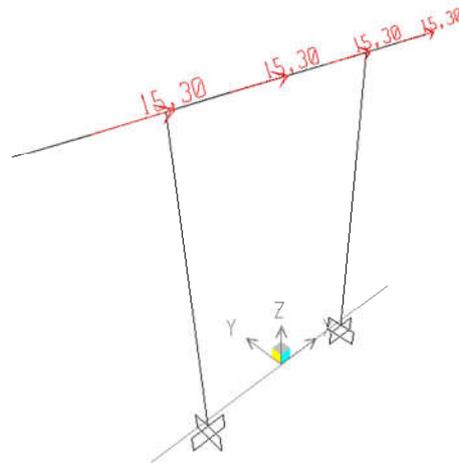
☞ *Figure. X.40. Bilan des forces du vent horizontal sur la pile*

■ la charge du vent vertical



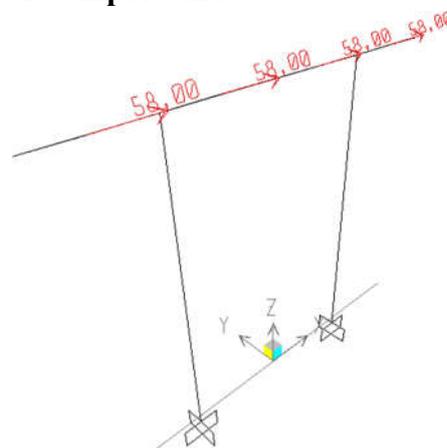
☞ *Figure. X.41. Les réactions + les moments dus à la charge du vent vertical*

■ Les forces des effets différés retrait + fluage :



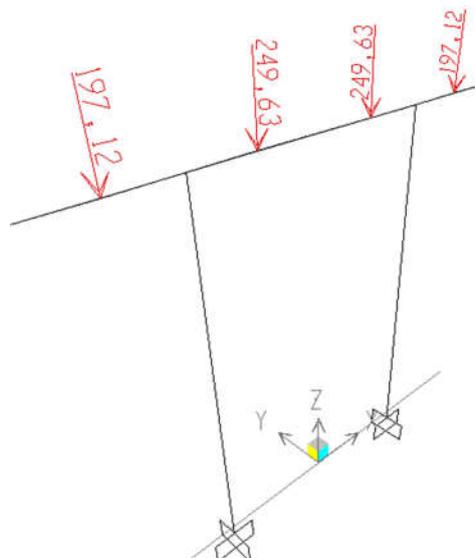
☞ *Figure. X.42. Les réactions + les moments due aux effets différenter*

▀ La force de la variation de la température:



☞ *Figure. X.43. Les réactions + les moments dus à la variation de la température*

▀ La charge de chantier :



☞ *Figure. X.44. Les réactions + les moments dus à charge du chantier*

A l'aide du logiciel SAP2000 on a défini les valeurs de l'effort normal et le moment fléchissant à l'ELU et l'ELS.

Condition normale

À L'ELU

$$M_u = 1.35 M_{Rg} + 1.35 M_{qc} + 1.35 M_{Fflu} + 0.9 (FWH2 + FWV) + 0.9 F\Delta_T$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 937.25 \text{ KN.m} \\ N_u = 4576.88 \text{ KN} \end{array} \right.$$

À L'els

$$M_s = M_{Rg} + M_{qc} + M_{Fflu} + (FWH2 + FWV) + 0.6.F\Delta_T$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s = 851.66 \text{ KN.m} \\ N_s = 3401.25 \text{ KN} \end{array} \right.$$

X.7.3. en exploitation:

On suppose que seulement la travée 2 est chargée avec la convoie exceptionnelle D₂₄₀ en milieu et en extrémité du chevêtre.

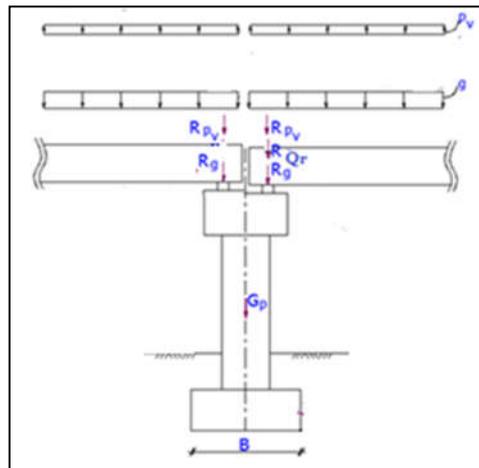


Figure X.45. Sollicitation d'une pile en phase de d'exploitation

Le système D₂₄₀ centré

$$\text{L'ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_u = 1098.39 \text{ KN.m} \\ N_u = 5325.27 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{L'ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_s = 1059.72 \text{ KN.m} \\ N_s = 3955.86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Le système D₂₄₀ excentré

$$\underline{\text{L'ELU}} \left\{ \begin{array}{l} M_u = 1041.30 \text{ KN.m} \\ N_u = 5900.456 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\underline{\text{L'ELS}} \left\{ \begin{array}{l} M_s = 1017.44 \text{ KN.m} \\ N_s = 4381.67 \text{ KN} \end{array} \right.$$

X. 8. Ferrailage du fut

▀ Armatures longitudinales :

- Condition normal

$$\left. \begin{array}{l} N_{u_{\text{fut}}} = 5325.27 \text{ KN} \\ M_{U_{\text{fut}}} = 1098.39 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ le système } D_{240} \text{ centré}$$

- Condition extrême (avec séisme) (1+- 0.07)

$$\left. \begin{array}{l} N_{u_{\text{fut}}} \times (1+0.07) = 5698.03 \text{ KN} \\ M_{U_{\text{fut}}} = 1098.39 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ le système } D_{240} \text{ centré}$$

Le logiciel SOCOTEC nous donne la section suivante : $AS = 0 \text{ cm}^2$

D'après RPOA 2008, Le pourcentage géométrique des barres longitudinales doit respecter la condition de non fragilité en flexion composée tout en restant compris dans les fourchettes admissibles :

Le pourcentage géométrique ρ_g doit être compris dans les limites de :

$$0,5\% \leq \rho_g < 3\% \text{ avec } \rho_g = A_s/B$$

A_s section totale d'acier.

B section totale du béton.

$$\rho_g = A_s/B = 0.5\% \rightarrow A_s = B \times 0.005$$

$$A_s = 1.131 \times 0.005 = 0.0056548 \text{ m}^2$$

$$A_s = 56.548 \text{ cm}^2$$

Soit : 20HA 22 = 68.42 cm² avec un espacement de 20 cm

▀ Armature transversal :

Il y a lieu de satisfaire la condition :

Espacement maximal = Min [20 Φ_L ; 200 mm].

-b est la petite cote du rectangle circonscrit.

- Φ_L : plus gros diamètres des armatures longitudinales

Espacement maximal = Min [20 (22); 200 mm]. = 200 mm

$$\frac{1}{3} \cdot \Phi_1 \leq \Phi_t \leq \Phi_1 \Rightarrow \frac{1}{3} \cdot 22 \leq \Phi_t \leq 22$$

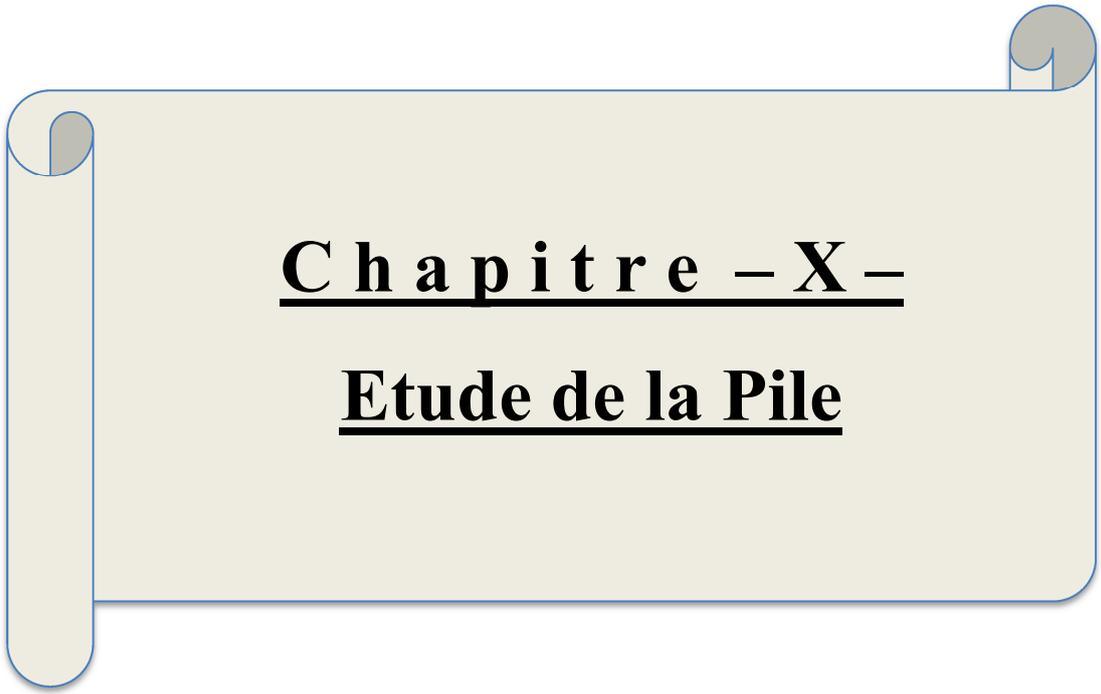
$$\Rightarrow 7,33 \leq \Phi_t \leq 22$$

Soit : $\Phi_t = 12 \text{ mm}$

$A_t = \text{HA}12$ espacées de 20 cm

X.9. Conclusion

En réalité, le calcul des efforts dans la pile se fait dans les deux sens ; longitudinal et transversal. la pile sera soumise a la flexion déviée composée. Dans ce chapitre, on n'a considéré que le sens longitudinal le volume important des calculs.



Chapitre – X –
Etude de la Pile

X.1. Introduction

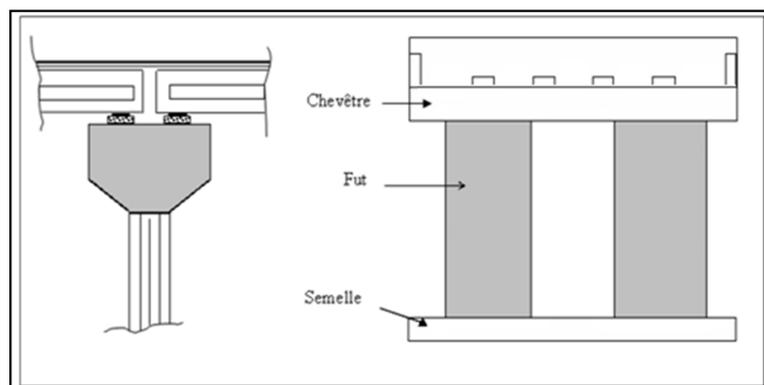
La pile est un appui intermédiaire d'un pont à travées multiples, son rôle est de transmettre des charges verticales et horizontales du tablier vers les fondations. La pile est constituée de 3 parties :

- Le sommier : c'est la partie supérieure de la pile qui reçoit les charges du tablier, elle est en béton armé.
- Le fût : c'est la partie verticale qui fait descendre les charges vers la fondation. Le fût est construit soit en B.A soit en B.P, en maçonnerie ou en métal.
- La fondation : c'est une semelle en B.A. Elle est soit superficielle, soit semi profonde sur puits en gros béton, soit profonde sur pieux.
- Mode de liaison entre la pile et le tablier.

Par ailleurs, les piles jouent un rôle plus au moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier, selon que ce dernier est simplement appuyé sur elle, partiellement ou totalement encastré.

X.2. La stabilité de l'ensemble de la pile

Puisque la pile que nous avons étudiée repose sur une fondation profonde à pieux, la vérification à la stabilité au renversement et glissement n'est pas nécessaire.



☞ *Figure. X.1. les éléments constructifs de la pile*

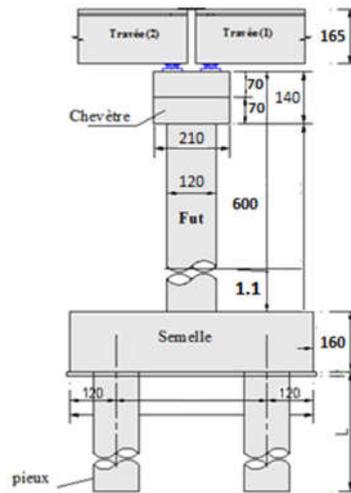


Figure. X.2. Détail des dimensions des éléments constructifs de la pile

X.3. Calcul de la pile :

X.3.1. Calcul du chevêtre :

X.3.1.1 Flexion simple :

Le chevêtre est supposé une poutre reposant sur trois appuis (futs) et soumise aux trois charges :

- Son poids propre.
- Le poids de la murette.
- Les réactions verticales R_i provenant des dés d'appuis.

X.4 Détermination de la réaction R_i :

(D'après le chapitre 9)

$$R_g = 6342.56 \text{ KN.}$$

$$R_{A(l)} = 1158.724 \text{ KN}$$

$$R_{Bc} = 1105.383 \text{ KN}$$

$$R_{Bt} = 679.59 \text{ KN}$$

$$R_{Mc120} = 1171.004 \text{ KN}$$

$$R_{D240} = 2039.9225 \text{ KN}$$

$$r_g = R_g / L_{\text{chargée}} = 6342.56 / 7.6 = 834,547 \text{ KN/ml.}$$

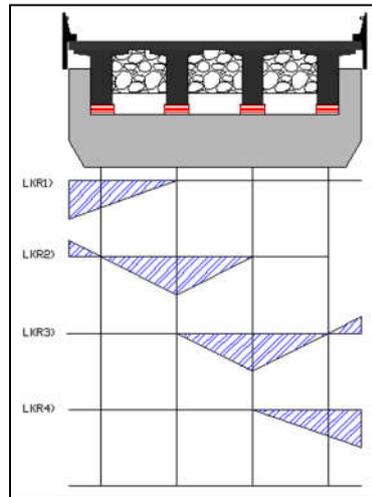
$$r_{A(l)} = R_{A(l)} / L_{\text{chargée}} = 1158.724 / 5.6 = 206,915 \text{ KN/ml.}$$

$$r_{Bc} = R_{Bc} / n = 1105.383 / 6 = 184,230 \text{ KN/ml}$$

$$r_{Bt} = R_{Bt} / n = 679.59 / 2 = 339,795$$

$$r_{Mc120} = R_{Mc120} / L_{\text{chargée}} = 1171.004 / 2 = 585,502 \text{ KN/ml.}$$

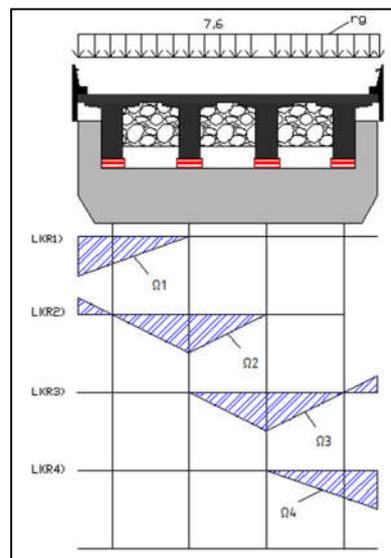
$$r_{D240} = R_{D240} / L_{\text{chargée}} = 2039.9225 / 3.2 = 637,4750 \text{ KN/ml.}$$



☞ *Figure. X.3. Les lignes d'influence des réactions des dés d'appuis*

Détermination des réactions R_i dues à la charge permanente (G)

$r_g = 834,547 \text{ KN/ml}$



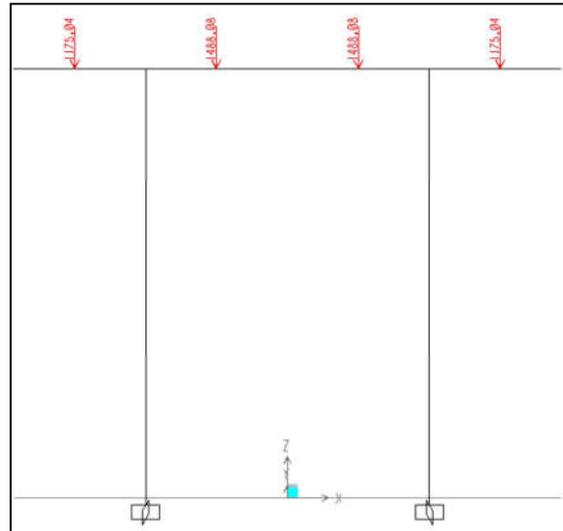
☞ *Figure. X.4. Réactions des dés d'appuis dus à la charge permanente*

Les Surfaces sont calculées avec le logiciel AUTO-CAD.

$\Omega_1 = \Omega_4 = 1,408 \text{ m}^2$; $\Omega_2 = \Omega_3 = 1.7831 \text{ m}^2$

$R_{G1} = R_{G4} = r_g \times \Omega_1 = 834,547 \times 1,408 = 1175.042 \text{ KN}$

$R_{G2} = R_{G3} = r_g \times \Omega_2 = 834,547 \times 1.7831 = 1488.08 \text{ KN}$



☞ *Figure. X.5. Disposition des réactions dues à la charge permanente R_G « SAP-2000 »*

Calcul des efforts :

- Le poids propre de la murette latérale : $G_m = 1.3 \times 0.475 \times 2.1 \times 25 = 32.418 \text{ KN}$
- Le poids propre du plot antisismique : $G_{\text{plot}} = 1.4167 \times 2.1 \times 0.5 \times 25 \times 2 = 74.376 \text{ KN}$
- Le poids propre du bossage : $G_B = 0.55 \times 0.5 \times 0.2 \times 25 \times 8 = 11 \text{ KN}$

Nous prendrons le poids du plot antisismique et le bossage comme une charge répartie sur le chevêtre donc :

$$g = \frac{G_{\text{plot}} + G_B}{L} \text{ telle que.}$$

L : la largeur du chevêtre = 12.95 m

$$g = \frac{74.376 + 11}{7.60} = 11,23 \text{ KN/ml}$$

☞ *Remarque :*

La charge permanente G sera :

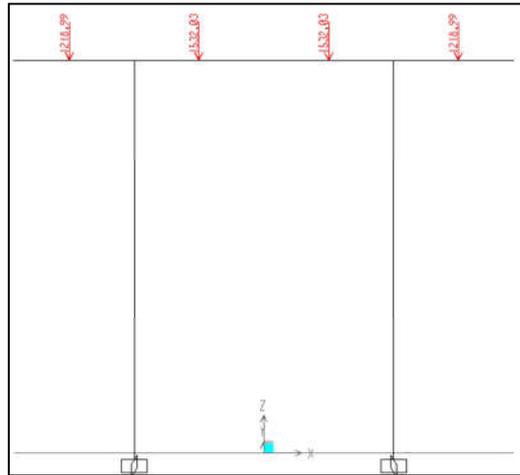
$$R_{G_T} = R_G + G_m + g$$

$$R_{G1} = R_{G4} = r_g \times \Omega_1 = 834,547 \times 1,408 = 1175.042 \text{ KN}$$

$$R_{G2} = R_{G3} = r_g \times \Omega_2 = 834,547 \times 1.7831 = 1488.08 \text{ KN}$$

$$R_{G_T1} = R_{G_T4} = 1175.042 + 11,53 + 32.418 = 1218,99 \text{ KN}$$

$$R_{G_T2} = R_{G_T3} = 1488.08 + 11,53 + 32.418 = 1532,028 \text{ KN}$$



☞ *Figure X.6. Disposition des réactions dues à la charge permanente totale G « SAP-2000 »*

Détermination des réactions Ri dues au vent vertical (W) :

$q_v = P_v \times L$. Telle que.

P_v : intensité du vent en service = 1 KN/m^2

L : largeur de travée = 7.6 m

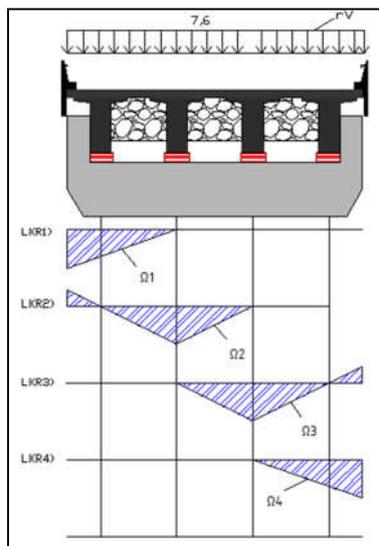
$$q_v = 1 \times 7.6 = 7.6 \text{ KN/ml}$$

Calcule la réaction de vent :

$$R_v = 2 \times q_v \times \frac{l_t}{2} = 2 \times 7.6 \times \frac{28}{2} = 212.8 \text{ KN.}$$

Donc

$$r_v = R_v / L_{\text{chargée}} = 212.8 / 7.6 = 28 \text{ KN/ml}$$

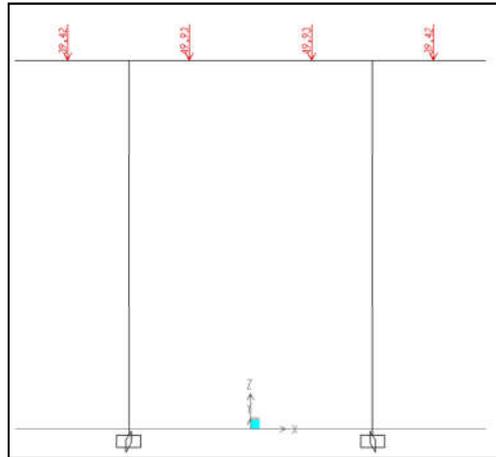


☞ *Figure X.7. Réactions des dés d'appui dû à la charge du vent vertical*

$$\Omega_1 = \Omega_4 = 1,408 \text{ m}^2 ; \Omega_2 = \Omega_3 = 1.7831 \text{ m}^2$$

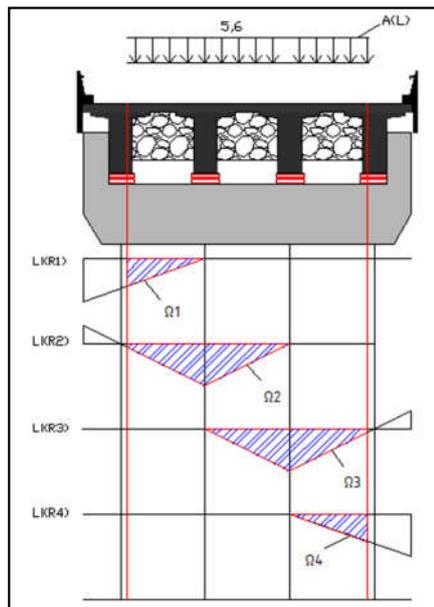
$$R_{V1} = R_{V4} = r_v \times \Omega_1 = 39.424 \text{ KN.}$$

$$R_{V2} = R_{V3} = r_v \times \Omega_2 = 49.9268 \text{ KN}$$



☞ **Figure. X.8.** Disposition des réactions dues à la charge du vent « SAP-2000 »

Détermination des réactions Ri dues au système A(l) :



☞ **Figure. X.9.** Réactions des dés d'appui dû au système A (l)

$$r_{A(l)} = 206,915 \text{ KN/ml.}$$

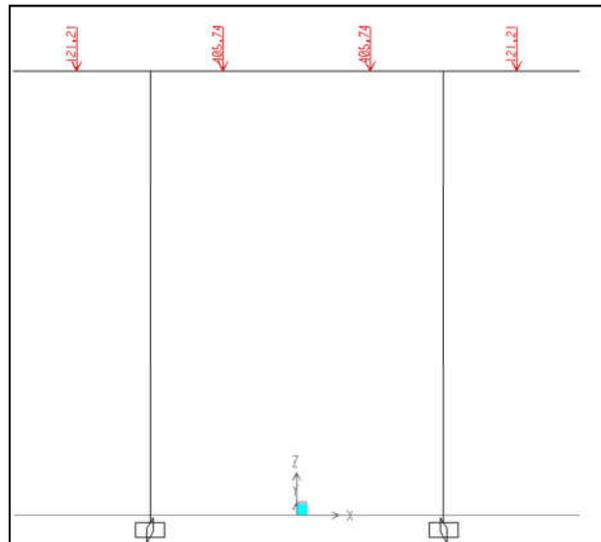
$$\Omega_1 = \Omega_4 = 0.5858 \text{ m}^2 ; \Omega_2 = \Omega_3 = 1.9609 \text{ m}^2$$

$$R_{A(l)1} = r_{A(l)} \times \Omega_1 = 121,210 \text{ KN.}$$

$$R_{A(l)2} = r_{A(l)} \times \Omega_2 = 405,739 \text{ KN}$$

$$R_{A(l)3} = r_{A(l)} \times \Omega_3 = 405,739 \text{ KN}$$

$$R_{A(l)4} = r_{A(l)} \times \Omega_4 = 121,210 \text{ KN}$$



☞ *Figure. X.10. Disposition des réactions dues à la charge A(l) « SAP-2000 »*

Calcule le moment fléchissant et l'effort tranchants du au system A(l) :

NB : On a utilisé le logiciel « SAP 2014 » pour tirer les valeurs maximales des moments en travées et en appuis.

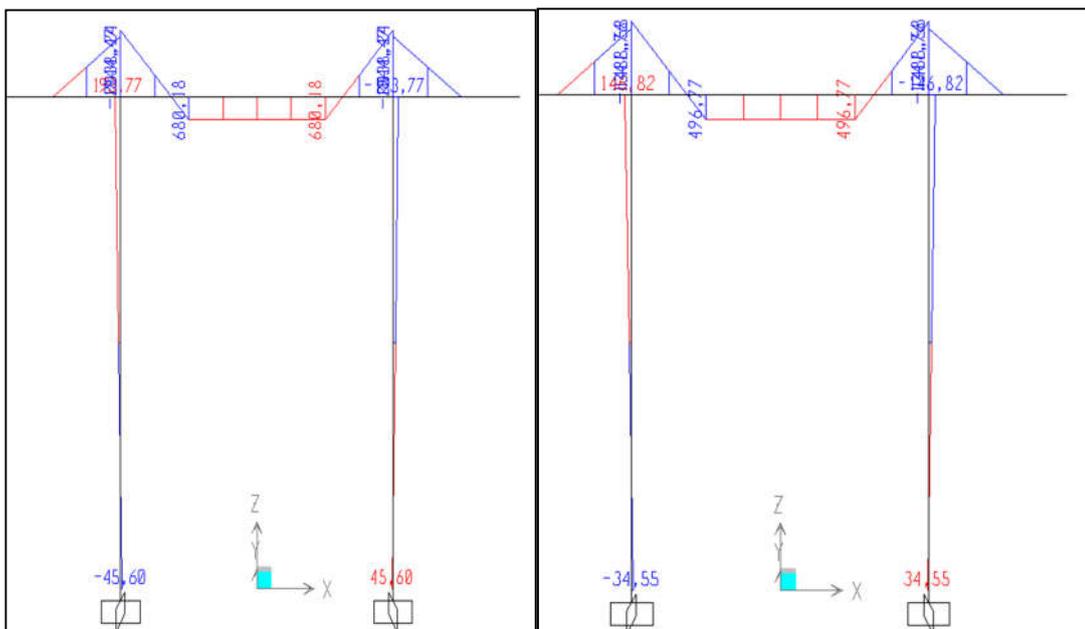
Combinaison d'action :

À l'ELU :

$$1.35G + 1.605 A(l) + 0.9 W$$

À l'EIS :

$$G + 1.2 A(l)$$



☞ *Figure. X.11. Diagramme des moments du système A(l) à l'ELU -ELS*

ELU:

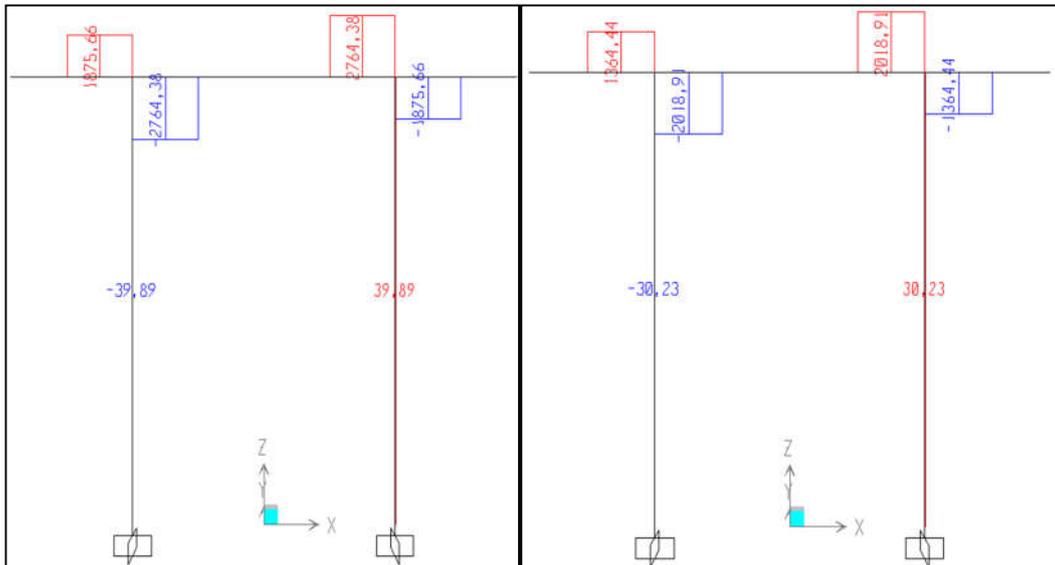
Moment max en appui : -2038.2342 KN.m

Moment max en travée : 680.1819KN.m

ELS :

Moment max en appui : -1488.5770 KN.m

Moment max en travée : 496.7733KN.m



☞ *Figure. X.12. Diagramme de l'effort tranchant du système A(l) à l'ELU-ELS*

ELU:

L'effort tranchant max : 2764.38 KN.m

ELS :

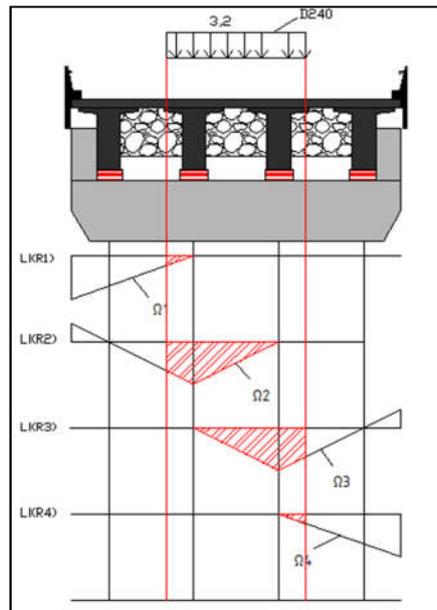
L'effort tranchant max : 2018.91 KN.m

a.4 Flexion dues au convoi D240 :

$\Gamma_{D240} = 637,4750 \text{ KN/ml.}$

● **1^{er} cas : D₂₄₀ au milieu de chevette :**

Détermination les réactions Ri dues au convoie D₂₄₀ :



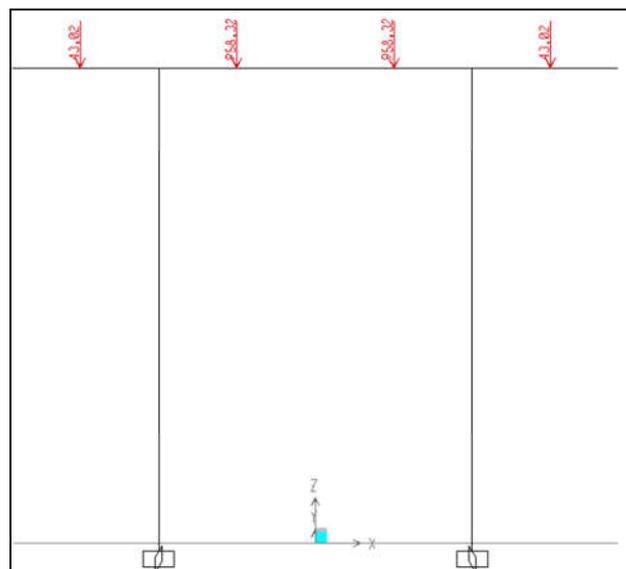
☞ *Figure. X.13. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de D_{240} « milieu »*

Les surface des lignes d'influence du convois D_{240} au milieu de la travée sont déterminer par AUTO-CAD

$$\Omega_1 = 0.0675 \text{ m}^2, \quad \Omega_2 = 1.5033 \text{ m}^2, \quad \Omega_3 = 1.5033 \text{ m}^2, \quad \Omega_4 = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$R_{D_{240-1}} = R_{D_{240-4}} = 43.023$$

$$R_{D_{240-2}} = R_{D_{240-3}} = 958.316$$



☞ *Figure. X.14. Disposition des réactions dues à la charge D_{240} « SAP-2000 »*

► **Le moment fléchissant et l'effort tranchants du au convoie D_{240}**

Combinaison d'action :

À l'ELU :

$$1.35G + 1.35 D_{240} + 0.9 W$$

À l'ELS :

$$G + D_{240}$$

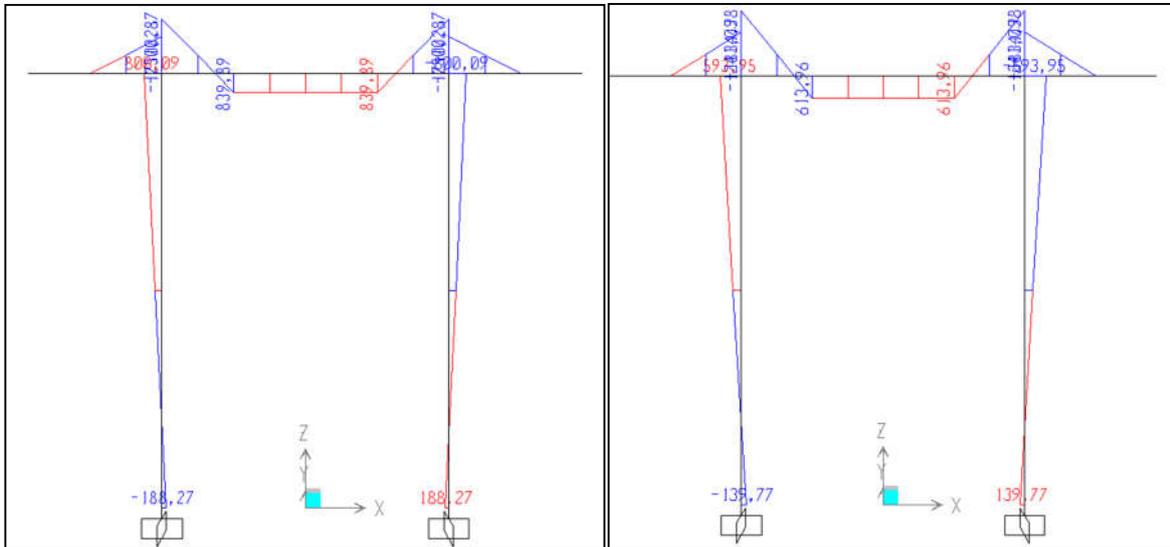


Figure X.15. Diagramme des moments du convoie D_{240} à l'ELU-ELS

ELU:

Moment max en appui : -2510.3672 KN.m

Moment max en travée : 839.8916 KN.m

ELS :

Moment max en appui : -1834.9794 KN.m

Moment max en travée : 613.9627 KN.m

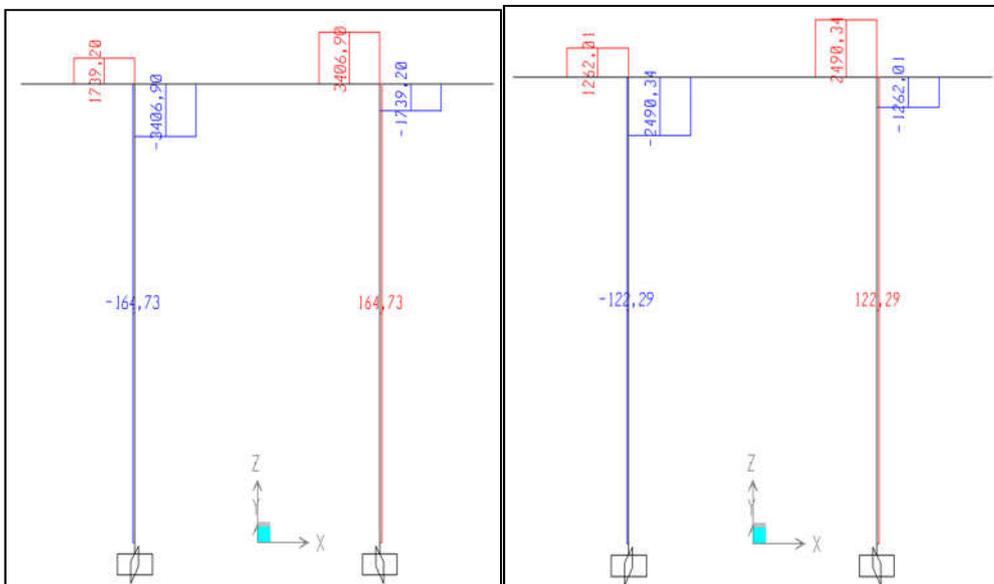


Figure X.16. Diagramme de l'effort tranchant du convoie D_{240} à l'ELU-ELS

ELU:

L'effort tranchant max : 3406.90KN.m

ELS :

L'effort tranchant max : 2490.34 KN.m

2^{ème} cas : D₂₄₀ à l'extrémité de la travée :

Détermination les réactions Ri dues au convoie D₂₄₀ :

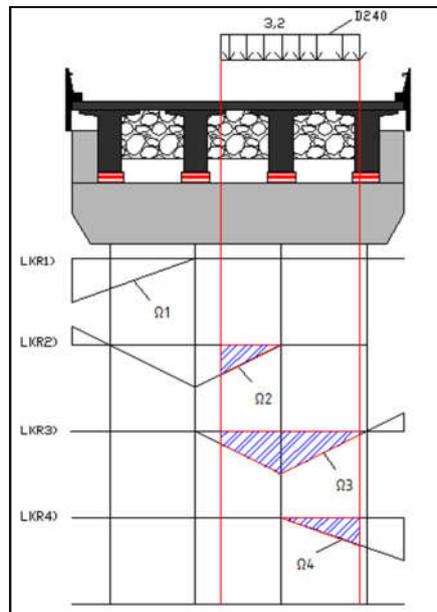


Figure X.17. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de D₂₄₀ « extrémité »

$$\Omega_2 = 0.4864 \text{ m}^2, \quad \Omega_3 = 1.8747 \text{ m}^2, \quad \Omega_4 = 0.5858 \text{ m}^2$$

$$R_{D240-1} = 0 \text{ KN.}$$

$$R_{D240-2} = r_{D240} \times \Omega_2 = 310,067 \text{ KN}$$

$$R_{D240-3} = r_{D240} \times \Omega_3 = 1195,074 \text{ KN}$$

$$R_{D240-4} = r_{D240} \times \Omega_4 = 373,432 \text{ KN}$$

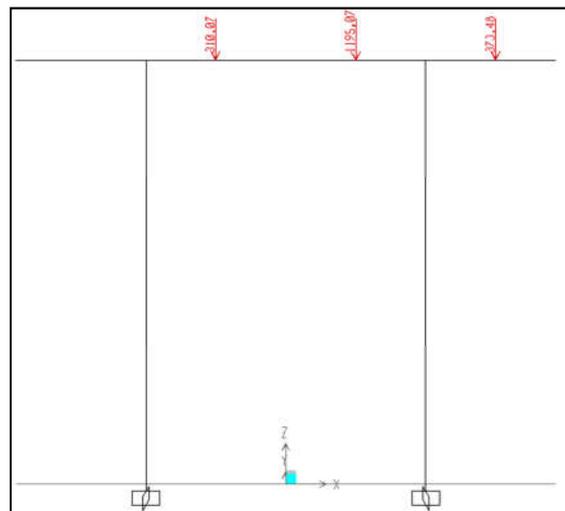


Figure X.18. Disposition des réactions dues à la charge D₂₄₀ « SAP-2000 »

Calculer le moment fléchissant et l'effort tranchants du au convoie D₂₄₀

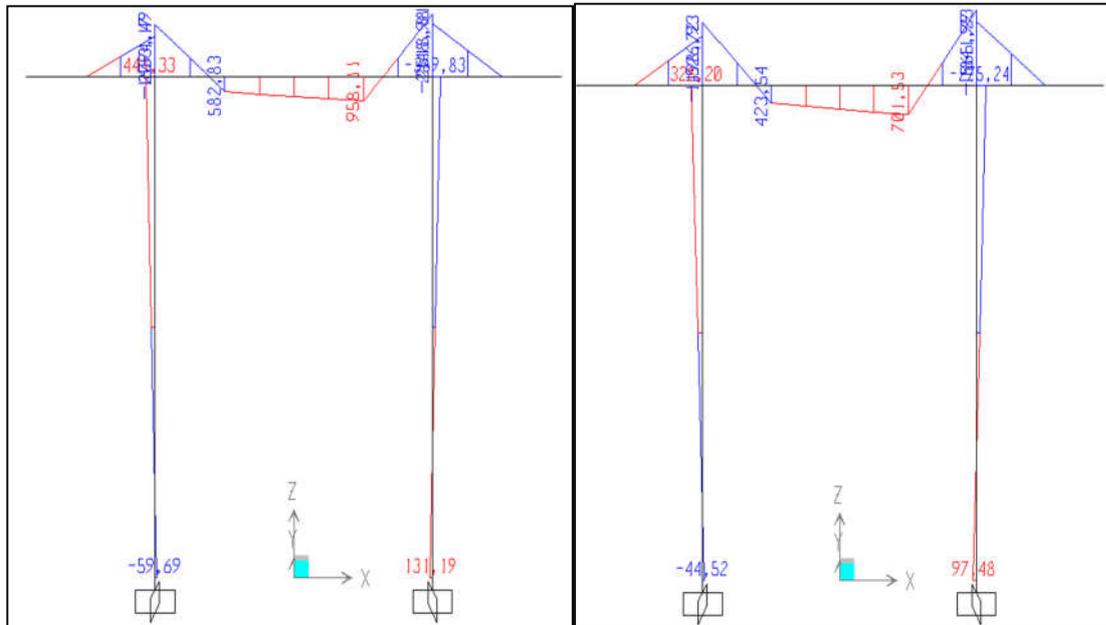


Figure X.19. Diagramme des moments du convoie D₂₄₀ à l'ELU-ELS

ELU:

Moment max en appui : -2518.8091 KN.m

Moment max en travée : 958.1091 KN.m

ELS :

Moment max en appui : -1841.2326KN.m

Moment max en travée : 701.5311KN.m

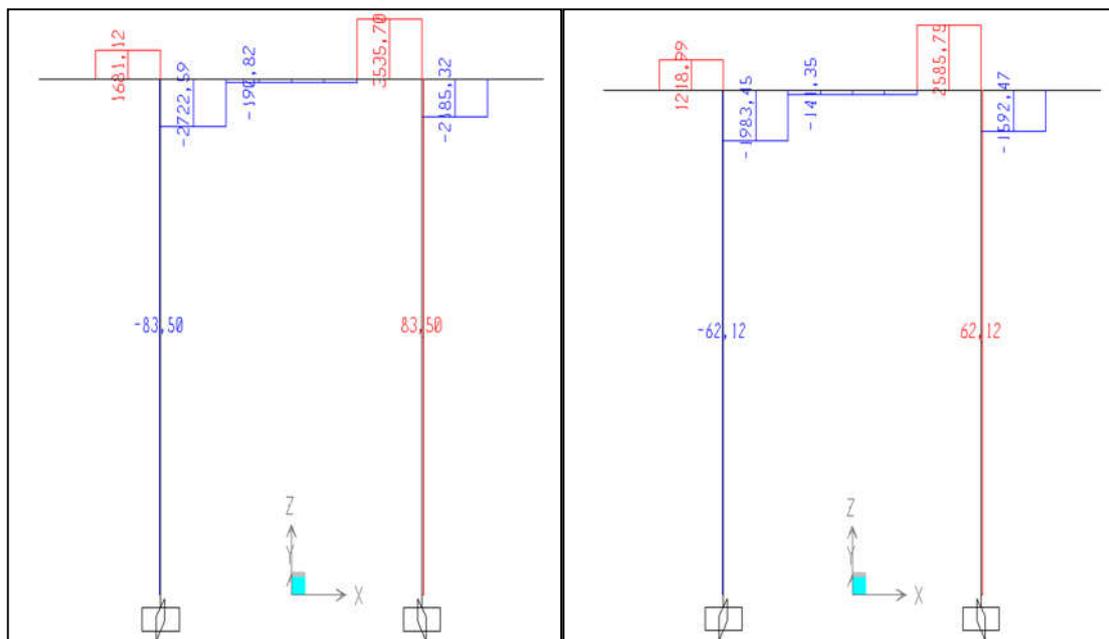


Figure X.20. Diagramme de l'effort tranchant du convoie D240 à l'ELU-ELS

ELU:

L'effort tranchant max : 3535.10 KN.m

ELS :

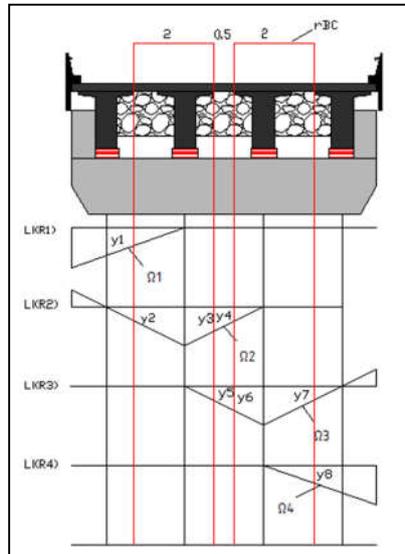
L'effort tranchant max : 2585.75 KN.m

a.5 Flexion dues au système Bc :

$$r_{Bc} = 184,230 \text{ KN/ml}$$

► Bc au milieu du chevêtre :

Détermination les réactions Ri dues au système Bc :



☞ *Figure. X.21. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de Bc*

$$Y1 = y8 = 0,4497 \quad , \quad y2 = y7 = 3553 \quad , \quad y3 = y6 = 0,6271 \quad , \quad y4 = y5 = 0,3729$$

$$R1_{Bc} = r_{Bc} \times y1 = 184,230 \times 0,4497 = 82.848 \text{ KN.}$$

$$R2_{Bc} = r_{Bc} \times (y2 + y3 + y4) = 184,230 \times 1.3553 = 249.686 \text{ KN.}$$

$$R3_{Bc} = r_{Bc} \times (y5 + y6 + y7) = 184,230 \times 1.359 = 249.686 \text{ KN.}$$

$$R4_{Bc} = r_{Bc} \times (y8) = 184,230 \times 0,4497 = 82.848 \text{ KN.}$$

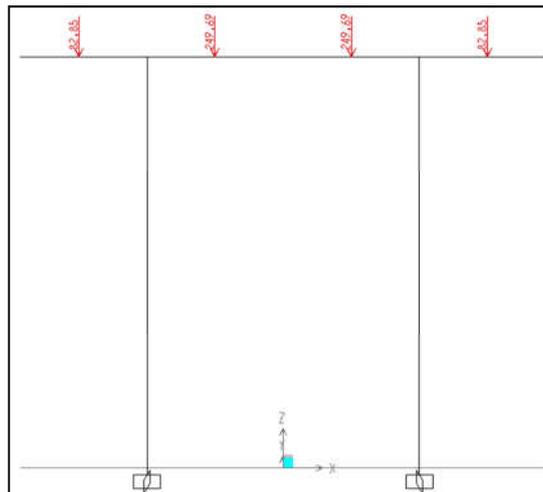


Figure. X.22. Disposition des réactions de de système Bc

Calcule le moment fléchissant et l'effort tranchants du au système Bc

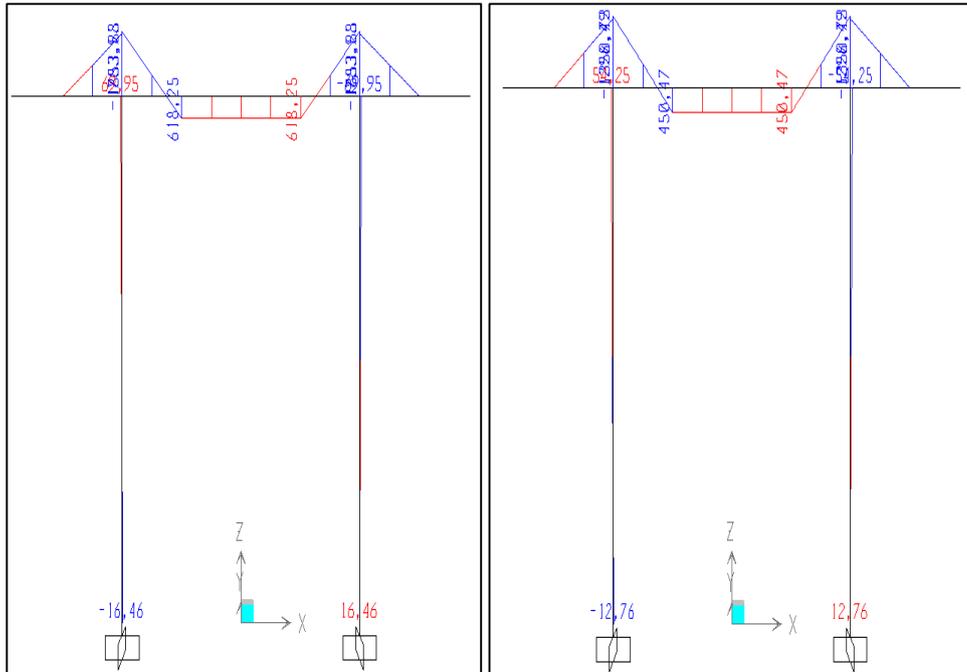
Combinaison d'action :

À l'ELU :

$$1.35G + 1.605 Bc + 0.9 W$$

À l'ELS :

$$G + 1.2Bc$$



☞ *Figure. X.23.* Diagramme de moments de système Bc à l'ELU-ELSi

ELU:

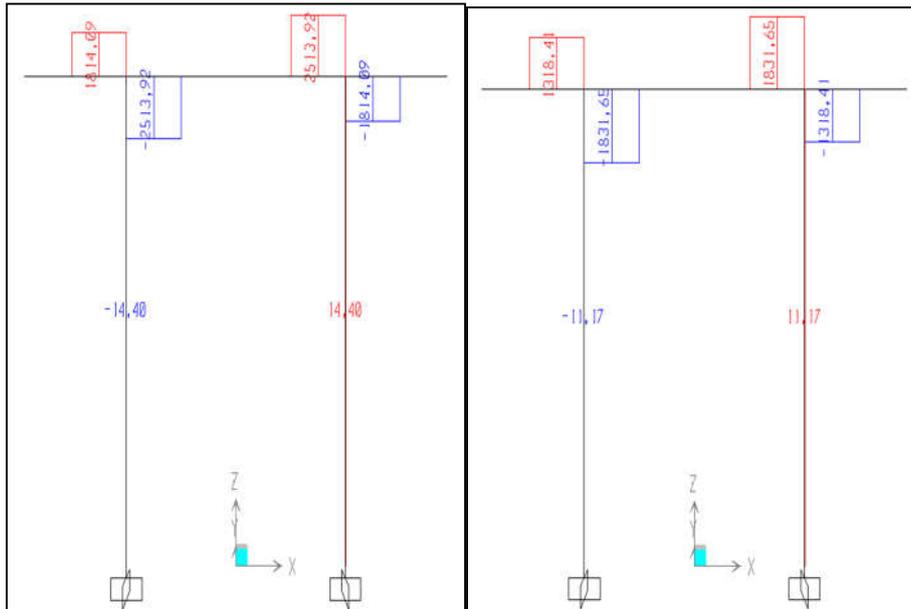
Moment max en appui : -1853.8758 KN.m

Moment max en travée : 618.2483 KN.m

ELS :

Moment max en appui : -1350.7322 KN.m

Moment max en travée : 450.4578 KN.m



☞ *Figure. X.24. Diagramme de l'effort tranchant du convoie Bc à l'ELU-ELS*

ELU:

L'effort tranchant max : 2513.92 KN.m

ELS :

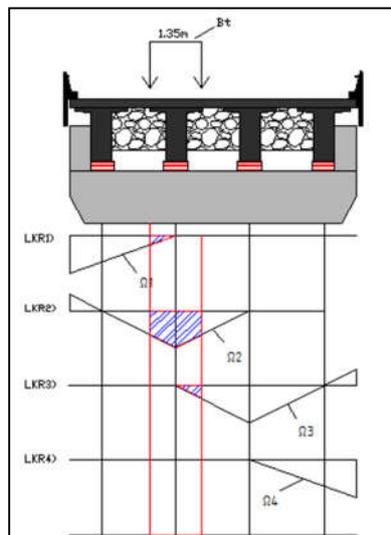
L'effort tranchant max : 813.69 KN.m

a.4 Flexion dues au système Bt :

$r_{Bt} = 339,795 \text{ KN/ml}$.

► **1^{er} cas : Bt sur appui :**

Détermination les réactions Ri dues au convoie Bt :



☞ *Figure X.25. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de Bt*

Les surface des lignes d'influence du convoies Bt au milieu de la travée sont déterminer par AUTO-CAD

$$\Omega_1 = 0.08088 \text{ m}^2, \quad \Omega_2 = 1.1183 \text{ m}^2, \quad \Omega_3 = 0.08088 \text{ m}^2$$

$$R_{Bt-1} = R_{Bt-3} = 27,482 \text{ KN}$$

$$R_{Bt-2} = 379,992$$

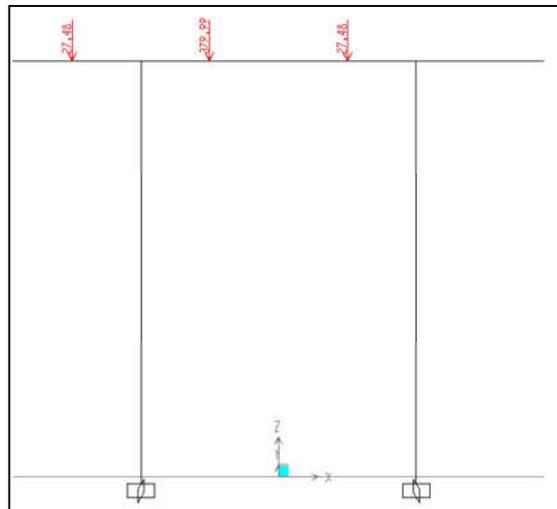


Figure. X.26. Disposition des réactions dues à la charge Bt « SAP-2000 »

Le moment fléchissant et l'effort tranchants du au convoie Bt

Combinaison d'action :

À l'ELU :

$$1.35G + 1.35 Bt + 0.9 W$$

À l'EIS :

$$G + 1.2 Bt$$

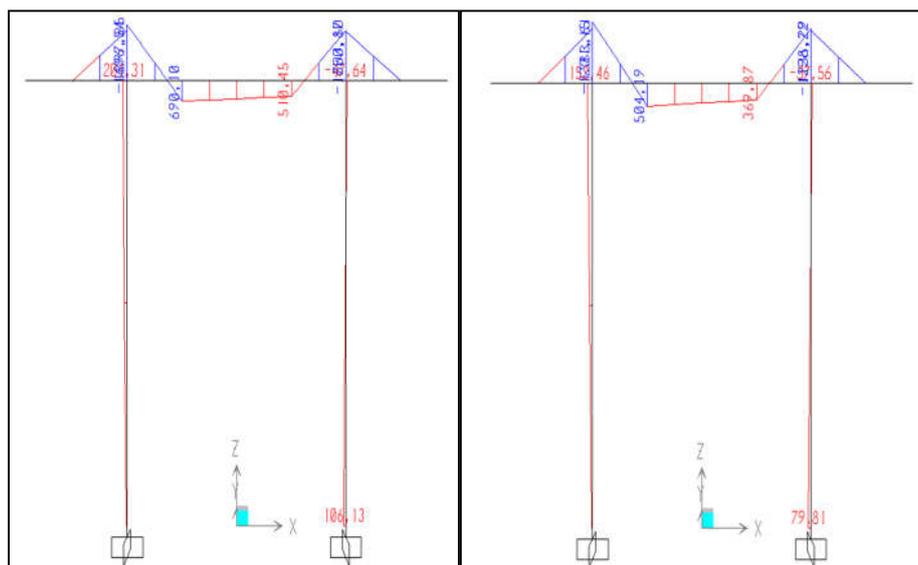


Figure. X.27. Diagramme des moments du convoie Bt à l'ELU

ELU:

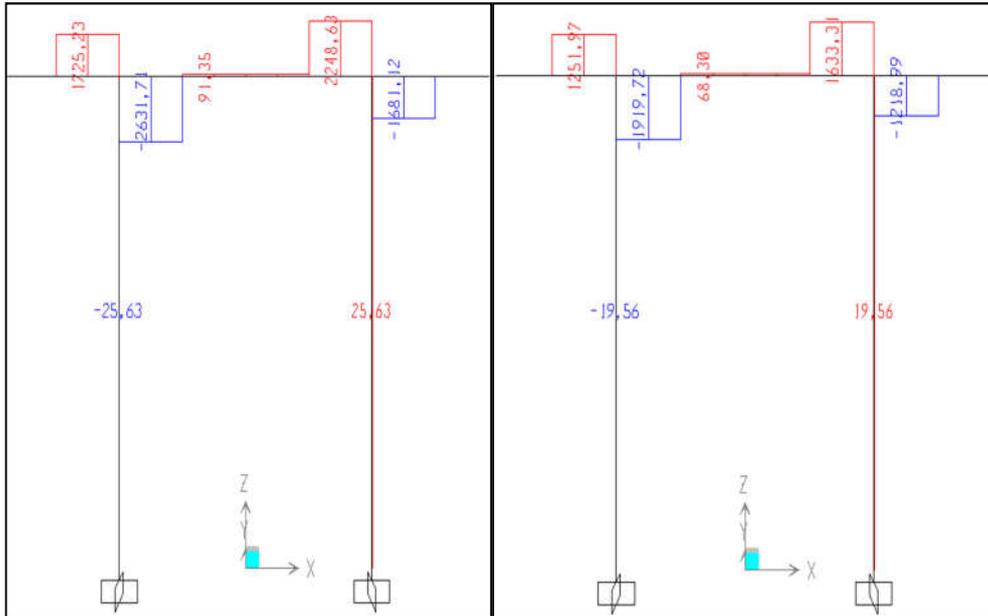
Moment max en appui : -1897.8518 KN.m

Moment max en travée : 690.1031 KN.m

ELS :

Moment max en appui : -1383.6115 KN.m

Moment max en travée : 504.1910 KN.m



☞ **Figure. X.28.** Diagramme de l'effort tranchant du convoie Bt à l'ELU-ELS

ELU:

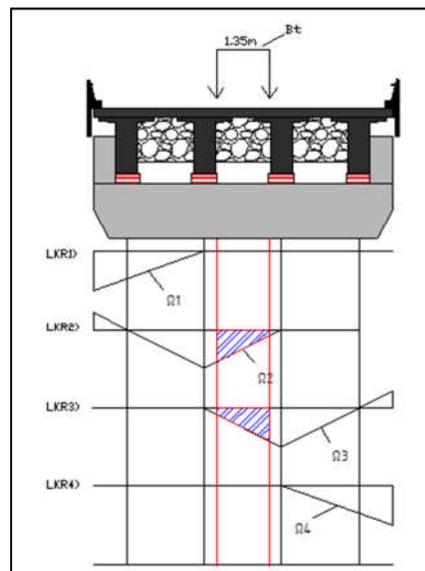
L'effort tranchant max : 2248.63KN.m

ELS :

L'effort tranchant max : 1633.31 KN.m

● 2^{eme} cas : Bt sur travée :

Détermination les réactions Ri dues au convoie Bt :



☞ **Figure. X.29.** Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de Bt

$$\Omega_2 = 0.6770 \text{ m}^2, \quad \Omega_3 = 0.6770 \text{ m}^2$$

$$R_{Bt-1} = 0 \text{ KN.}$$

$$R_{Bt-2} = r_{Bt} \times \Omega_2 = 230,04 \text{ KN}$$

$$R_{Bt-3} = r_{Bt} \times \Omega_3 = 230,04 \text{ KN}$$

$$R_{Bt-4} = 0 \text{ KN}$$

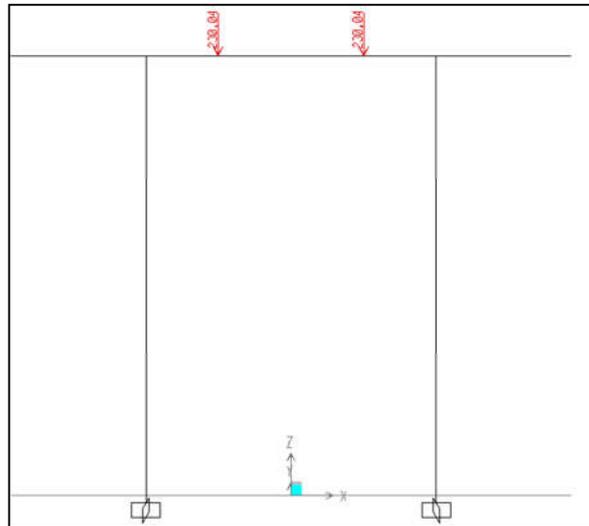


Figure. X.30. Disposition des réactions dues à la charge Bt « SAP-2000 »

▀ Calcule le moment fléchissant et l'effort tranchants du au convoie Bt

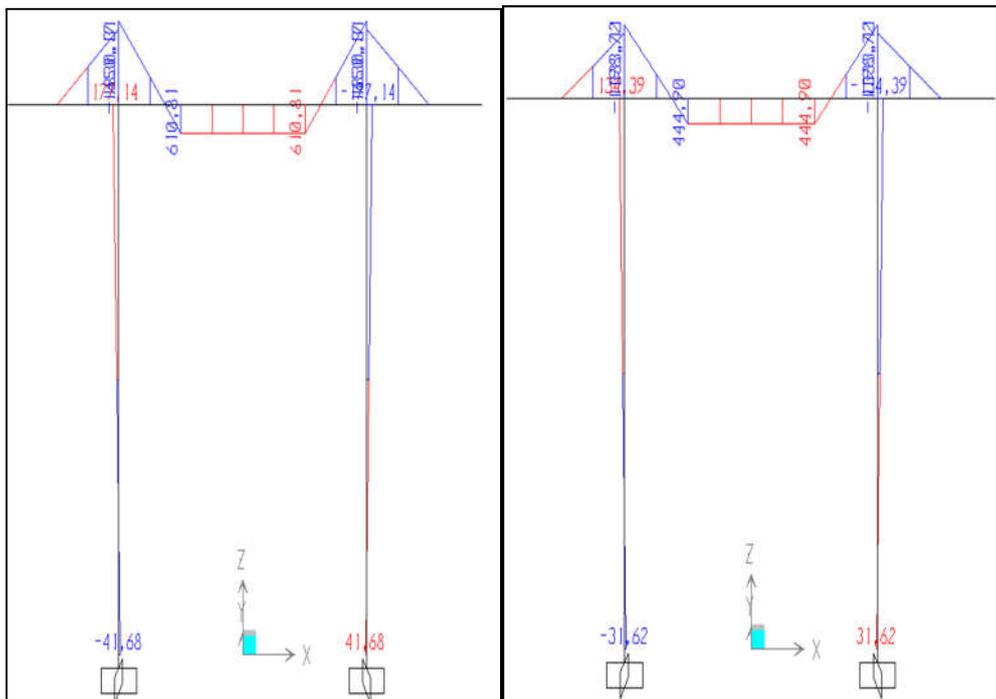


Figure. X.31. Diagramme des moments du convoie BT à l'ELU-ELS

ELU:

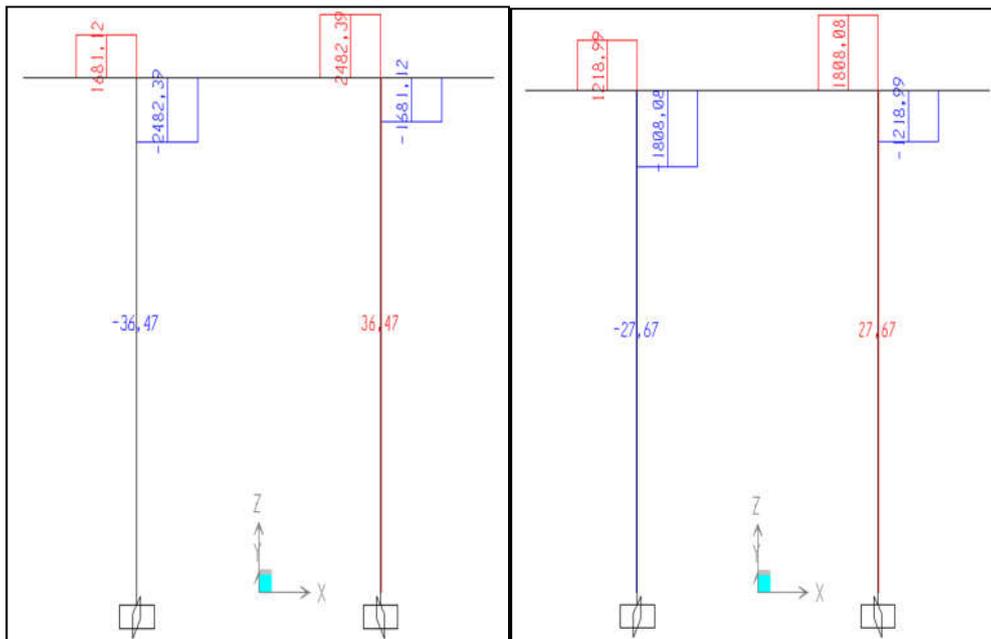
Moment max en appui : -1830.3113 KN.m

Moment max en travée : 610.8051 KN.m

ELS :

Moment max en appui : -1333.1140KN.m

Moment max en travée : 444.9028 KN.m



☞ **Figure. X.32.** Diagramme de l'effort tranchant du convoie Bt à l'ELU-ELS

ELU:

L'effort tranchant max : 2482.39 KN.m

ELS :

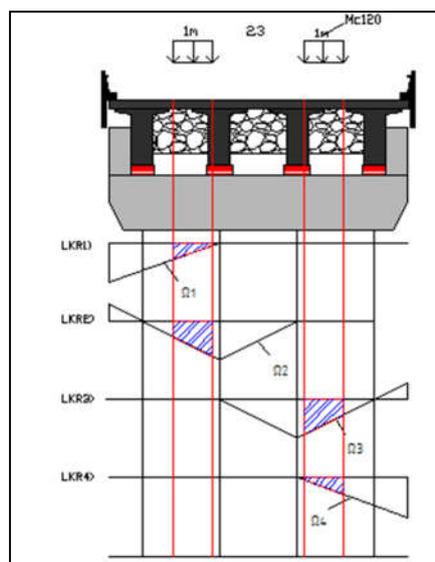
L'effort tranchant max : 808.05KN.m

Le moment fléchissent et l'effort tranchants du au convoie Mc120

- 1^{er} cas : Mc120 au milieu de chevêtre :

Détermination les réactions Ri dues au convoie Mc₁₂₀ :

$r_{Mc120} = 585,502 \text{ KN/ml.}$



☞ **Figure. X.33.** Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de Mc₁₂₀ « milieu »

Les surface des lignes d'influence du convois D_{240} au milieu de la travée sont déterminer par AUTO-CAD

$$\Omega_1 = 0.236677 \text{ m}^2, \quad \Omega_2 = 0.66103 \text{ m}^2, \quad \Omega_3 = 0.66103 \text{ m}^2, \quad \Omega_4 = 0.23667 \text{ m}^2$$

$$R_{Mc120-1} = R_{Mc120-4} = 138.57$$

$$R_{Mc120-2} = R_{Mc120-3} = 387.03$$

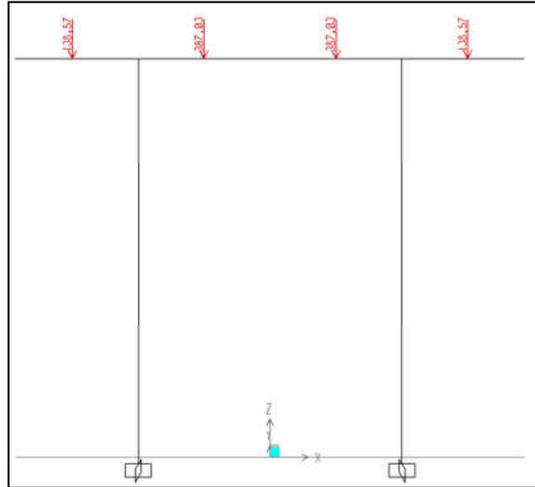


Figure X.34. Disposition des réactions dues à la charge Mc120 « SAP-2000 »

Le moment fléchissant et l'effort tranchants du au convoie Mc120

Combinaison d'action :

À l'ELU :

$$1.35G + 1.35 Mc120 + 0.9 W$$

À l'EIS :

$$G + Mc120$$

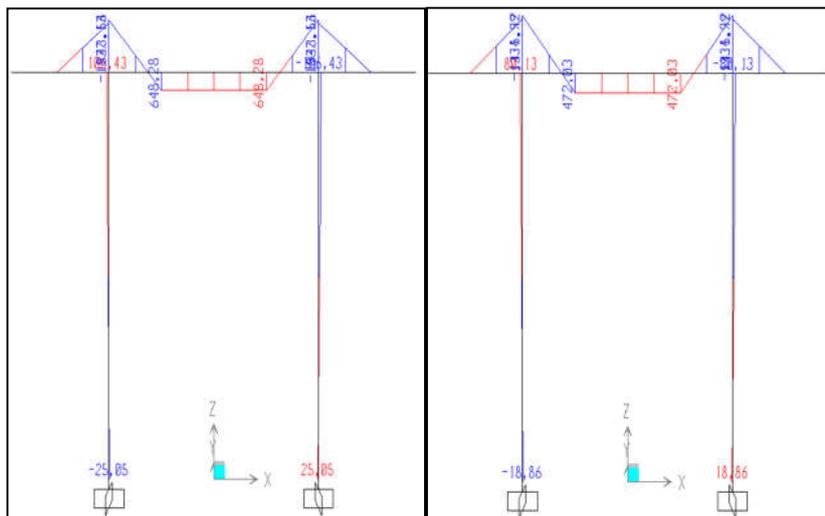


Figure X.35. Diagramme des moments du convoie Mc120 à l'ELU-ELS

ELU:

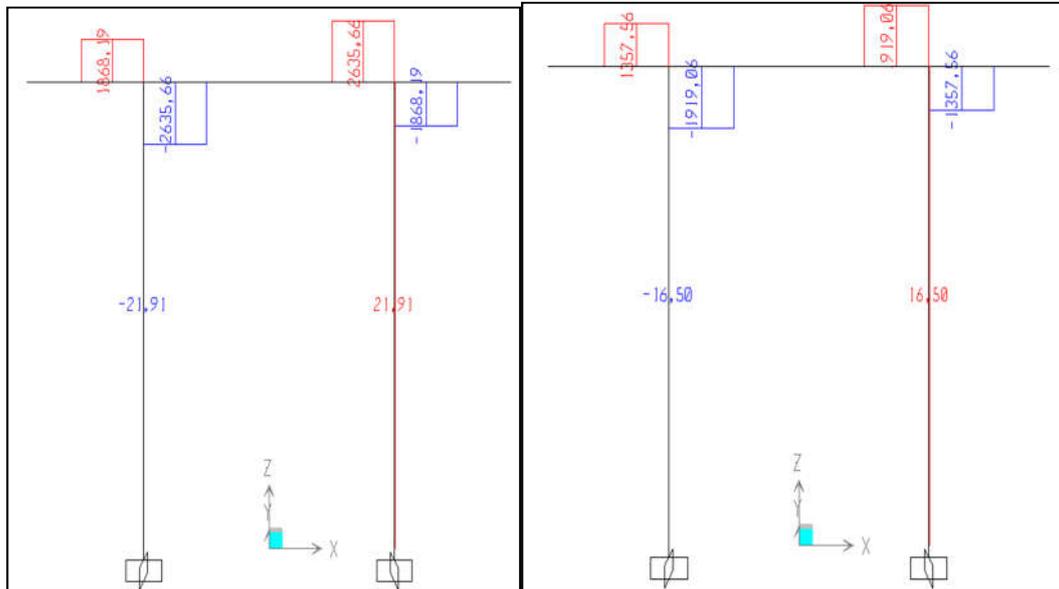
Moment max en appui : -1943.5602 KN.m

Moment max en travée : 648.2843 KN.m

ELS :

Moment max en appui : -1415.1223 KN.m

Moment max en travée : 472.0313 KN.m



☞ *Figure. X.36. Diagramme de l'effort tranchant du convoie c120 à l'ELU-ELS*

ELU:

L'effort tranchant max : 2635.66KN.m

ELS :

L'effort tranchant max : 1919.06 KN.m

X.5.Calcul des moments fléchissent et les efforts tranchant

	M_{max} En appuis	M_{max} En travée	L'ffort tranchant T
A(I)	-2038.2342	680.1819	2764.38
Bc au milieu du chevêtre	-1853.8758	618.2483	2513.92
Bt sur appui	-1897.8518	690.1031	2248.63
Bt sur travée	-1830.3113	610.8051	2482.39
Mc120 au milieu du chevêtre	-1943.5602	648.2843	2635.66
D240 au milieu du chevêtre	-2510.3672	839.89	3406.90
D240 au l'extrémité du chevêtre	<u>-2518.8091</u>	<u>958.1091</u>	<u>3535.10</u>

☞ *Tableau X.1. Récapitulatif des moments fléchissent et l'effort tranchant a l'ELU*

	M_{max} En appuis	M_{max} En travée	L'effort tranchant T
A(I)	-1488.5770	496.7733	2018.91
Bc au milieu du chevêtre	-1350.7332	450.4678	831.69
Bt sur appui	-1383.6115	504.1910	1633.31
Bt sur travée	-1333.1140	444.9028	808.05
Mc120 au milieu du chevêtre	-1415.1223	472.0313	1919.06
D240 au milieu du chevêtre	-1834.9794	613.9627	2490.34
D240 au l'extrémité du chevêtre	-1841.2326	701.5311	2585.75

☞ **Tableau X.2.** Récapitulatif des moments fléchissent et l'effort tranchant a l'ELS

X.6. Ferrailage :

X.6.1. Ferrailage en travée :

$M_u = 958.1091 \text{KN.m}$

$M_{ser} = 701.5311 \text{MN.m}$

Le logiciel SOCOTEC nous donne la section suivante : $A_s = 16.46 \text{ cm}^2$

verification a L'ELS

Soit : $(6\text{HA}22) = 22.81 \text{ cm}^2$.

Données saisies :

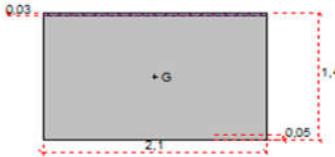
Largeur section : **2,1 m**
 Hauteur section : **1,4 m**
 Position centre de gravité des armatures supérieures : **0,3 m**
 Position centre de gravité des armatures inférieures : **0,05 m**
 Contrainte du béton : f_{cj} : **27 MPa**
 Limite élastique de l'acier : f_s : **500 MPa**
 Coefficient de durée d'application des charges : θ : **1**
 Coefficient de sécurité du béton : γ_b : **1,5**
 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s : **1,15**

Effort normal ELU : **0 kN**
 Moment fléchissant ELU : **958,1 kN*m**

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : **0 cm²**
 Section des armatures inférieures : **16,46 cm²**

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,03 \text{ m}$



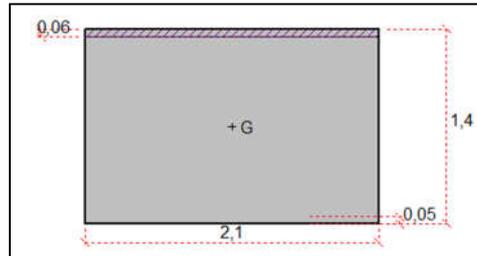
X.6.2 Ferrailage en appuis :

$M_u = \underline{-2518.8091\text{KN.m}}$

$M_{ser} = \underline{-1841.2326\text{KNm}}$

Le logiciel SOCOTEC nous donne la section suivante : $A_s = 43.67 \text{ cm}^2$

Soit : (12HA22) = 45.62 cm^2



Vérification vis à vis de l'effort tranchant :

$$\tau_{lim} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot 27}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 3.52 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$\tau_{lim} = 3.52 \text{ MPa}$

T_u : L'effort tranchant ultime au droit de l'appui " $T_u = 3535.10 \text{ KN}$ ".

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{3535.10 \times 10^{-3}}{2.1 \times 1.35} = 1.24 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3.52 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$K=1$: Pour flexion simple

$\alpha = 90$ armatures d'âme droites

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj}) b_0}{0.9 f_e}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{1.15 (1.24 - 0.3 \times 2.22) \times 210}{0.9 \times 500}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0.30$$

On adopte un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc : $A_t = 20 \times 0.3 = 6 \text{ cm}^2$

Soit 6 HA 12 = 6.79 cm^2

X.7. Calcul des fûts :

Le fût être vérifié à la flexion composée (N, M) ou N et M sont respectivement l'effort normal et le moment fléchissant dans le fut.

X.7.1. Vérification au flambement :

On assimile notre fût à une colonne encastree à sa base et articulée au sommet.

NB : Le calcul sera mené sur le plus long fût ($l_0 = 6 \text{ m}$).

$l_f = 0,707.l_0$ Avec : l_f : Longueur de flambement ;

l_0 : Longueur du fût.

$$l_f = 0,707.l_0 = 0,707 \times 6 = 4.242 \text{ m}$$

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

λ : l'élancement

i : le rayon de giration de la section transversal de la pile

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I: moment d'inertie flexionnel de la section transversal de la pile dans la direction susceptible

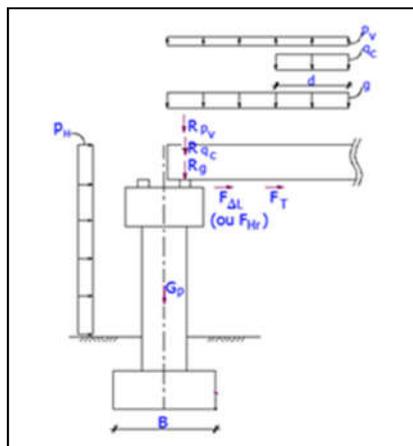
au flambement ; $I = \frac{\pi D^4}{64}$

B: l'aire de la section de la pile, $B = \frac{\pi D^2}{4}$

$$i = \sqrt{\frac{\pi.D^4 / 64.}{\pi.D^2 / 4}} = \frac{D}{4} = \frac{1.2}{4} = 0.3 \text{ m}$$

Donc: $\lambda = \frac{4.242}{0,3} = 14.14 < 50$ donc le calcul au flambement n'est pas nécessaire

X.7.2. en construction :



☞ **Figure . X.37.** Sollicitation d'une pile en phase de construction

▀ Charges verticales :

Chevêtre + fut : puisqu'on a modélisé à l'aide du logiciel SAP-2014, le poids propre du chevêtre plus le fut sera calculé automatiquement

Bossage + Plots antisismiques : ce sont des charges réparties sur le chevêtre = $74.376 + 11/7.6$
= 11.23 KN/ml

Tablier : 3757.02 KN

Murettes : 32.418 KN

▀ La charge du vent horizontale

Sur le chevêtre :

C'est une charge répartie sur le chevêtre

$F_{WH2} = P_H \times h_{chevêtre}$; telle que

$P_H : 2 \text{ KN/m}^2$

$F_{WH2} = 2 \times 1.40 = 2.8 \text{ KN}$

Sur le fut :

C'est une charge répartie sur le fut

$F_{WH2} = P_H \times d$; telle que

d : diamètre du fut = 1.20 m

$F_{WH2} = 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ KN}$

▀ Détermination dues à la charge qc de chantier :

On supposera que seule la travée 2 est chargée avec la charge de chantier qc

Calcul des réactions :

$$q_c = S_c \times B_q$$

Telle que : S_c : les surcharges de chantier sont assimilées à une charge répartie = 10 KN/m^2

B_q : la largeur de chantier = 7.6 m

$q_c = 10 \times 7.6 = 76 \text{ KN/ml}$.

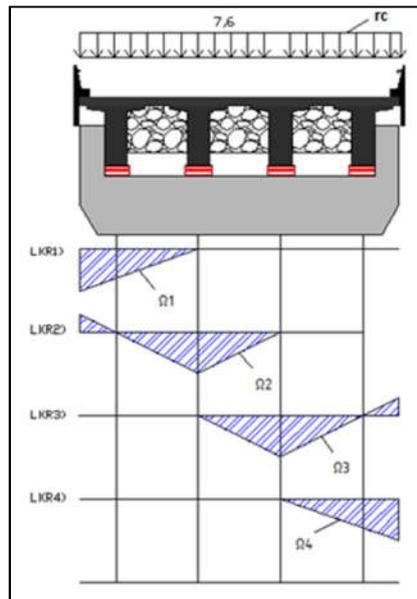
$\Omega^+ = 14 \text{ m}^2$

Donc la réaction due la charge de chantier sera :

$R_c = q_c \times \Omega^+ = 76 \times 14 = 1064 \text{ KN}$

Calculons la réaction par mètre linéaire de largeur :

$r_c = R_c / L_{charger} = 1064 / 7.6 = 140 \text{ KN/ml}$



☞ **Figure X.38.** Réactions des dés d'appui dû à la charge du chantier

Les Surfaces sont calculées avec le logiciel AUTO-CAD.

$$\Omega_1 = \Omega_4 = 1,408 \text{ m}^2 \quad ; \quad \Omega_2 = \Omega_3 = 1.7831 \text{ m}^2$$

$$R_{G1} = R_{G4} = r_g \times \Omega_1 = 140 \times 1,408 = 197.12 \text{ KN}$$

$$R_{G2} = R_{G3} = r_g \times \Omega_2 = 140 \times 1.7831 = 249.63 \text{ KN}$$

Détermination due a la charge du vent verticale (W)

Calcul des réactions :

$FW_v = P_v \times L$. Telle que.

FW_v : intensité du vent en construction = 0.65 KN/m^2

L : largeur de travée = 7.6 m

$$FW_v = 0.65 \times 7.6 = 4.94 \text{ KN/ml}$$

Calcule la réaction de vent :

$$R_v = q_v \times \frac{l_t}{2} = 4.94 \times \frac{28}{2} = 69.16 \text{ KN.}$$

Donc

$$r_v = R_v / L_{\text{chargée}} = 69.16 / 7.6 = 9.1 \text{ KN/ml}$$

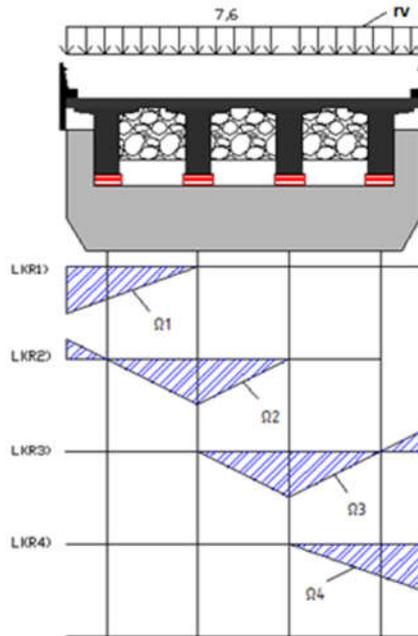


Figure. X.39. Réactions des d'appui du a la charge du vent vertical

$$\Omega_1 = \Omega_4 = 1,408 \text{ m}^2 ; \Omega_2 = \Omega_3 = 1.7831 \text{ m}^2$$

$$R_{G1} = R_{G4} = r_g \times \Omega_1 = 9.1 \times 1,408 = 12.812 \text{ KN}$$

$$R_{G2} = R_{G3} = r_g \times \Omega_2 = 9.1 \times 1.7831 = 16.226 \text{ KN}$$

Détermination du moment dû aux effets différés retrait + fluage :

Calcul de la force $F \Delta l$:

$$F_{flu} = F \Delta l = \Delta l$$

$$\Delta l = 0.2 \varepsilon_d \times \frac{l_p}{2} \text{ avec}$$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{flu} + \varepsilon_r \text{ telle que :}$$

$$\varepsilon_{flu} = 7.0187 \cdot 10^{-4} \quad \left. \vphantom{\varepsilon_{flu}} \right\} \text{ (voir chapitre 7)}$$

$$\varepsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_d = (7.0187 + 2) \cdot 10^{-4} = 9.01 \cdot 10^{-4}$$

Donc :

$$\Delta l = 0.2 \times 9.01 \cdot 10^{-4} \times \frac{28}{2} = 2.525 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$k = \frac{n \cdot G \cdot a \cdot b}{T} = \frac{4 \times 0.8 \times 0.35 \times 0.35}{0.065} = 6.030 \text{ MPa}$$

$$F_{flu} = F \Delta l = 2.525 \cdot 10^{-3} \times 6.030 = 0.0153 \text{ MN} = 15.3 \text{ KN}$$

Détermination du moment dû à la variation de la température:

Calcul de la force $F \Delta_T$:

$$F \Delta_T = K' \times \Delta l_T$$

$$\Delta l_T = \frac{\alpha \times l_0 \times \Delta T}{2} \text{ avec :}$$

$$l_0 = 28 \text{ m}$$

$$\alpha = 9.9 \cdot 10^{-6} \text{ (Béton armé)}$$

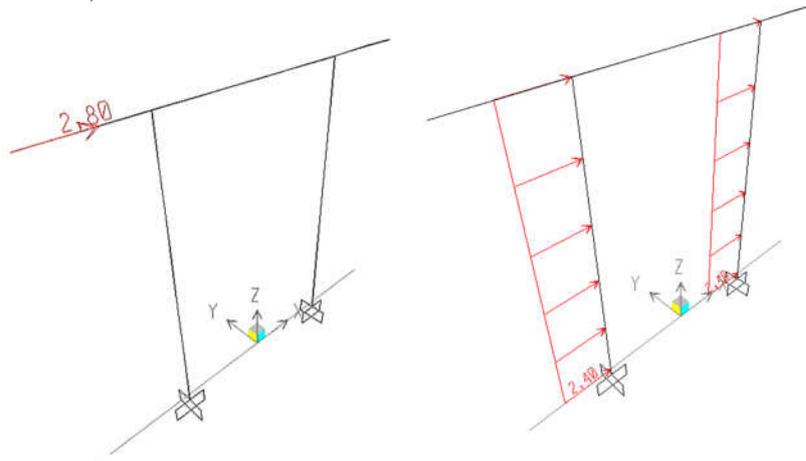
$$\Delta T = T_{\min} - T_{\text{ref}} = -15 - 20 = -35^\circ\text{C}$$

$$\Delta l_T = \frac{9.9 \cdot 10^{-6} \times 28 \times -35}{2} = -4.85 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$K' = \frac{n \cdot G' \cdot a \cdot b}{T} = \frac{4 \times 1.6 \times 0.35 \times 0.35}{0.065} = 12.06 \text{ Mpa}$$

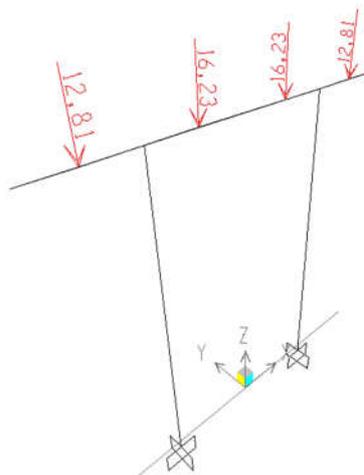
Donc, la force de la variation de la température sera :

$$F_{\Delta T} = 12.06 \times (-4.85 \cdot 10^{-3}) = 0.058 \text{ MN} = 58 \text{ KN}$$



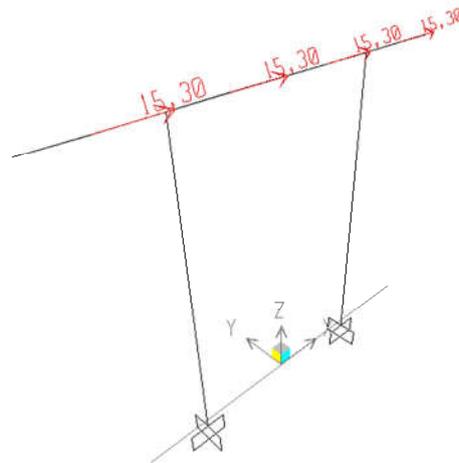
☞ *Figure. X.40. Bilan des forces du vent horizontal sur la pile*

■ la charge du vent vertical



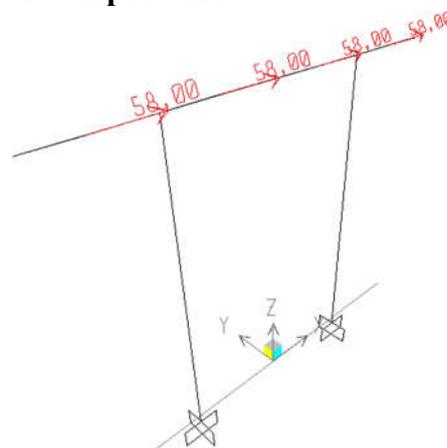
☞ *Figure. X.41. Les réactions + les moments dus à la charge du vent vertical*

■ Les forces des effets différés retrait + fluage :



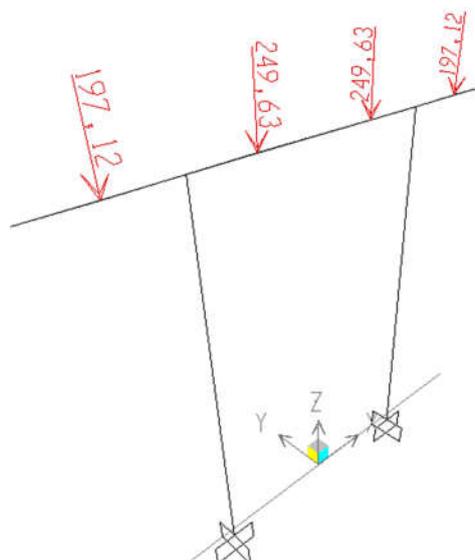
☞ *Figure. X.42. Les réactions + les moments due aux effets différenter*

▀ La force de la variation de la température:



☞ *Figure. X.43. Les réactions + les moments dus à la variation de la température*

▀ La charge de chantier :



☞ *Figure. X.44. Les réactions + les moments dus à charge du chantier*

A l'aide du logiciel SAP2000 on a défini les valeurs de l'effort normal et le moment fléchissant à l'ELU et l'ELS.

Condition normale

À L'ELU

$$M_u = 1.35 M_{Rg} + 1.35 M_{qc} + 1.35 M_{Fflu} + 0.9 (FWH2 + FWV) + 0.9 F\Delta_T$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 937.25 \text{ KN.m} \\ N_u = 4576.88 \text{ KN} \end{array} \right.$$

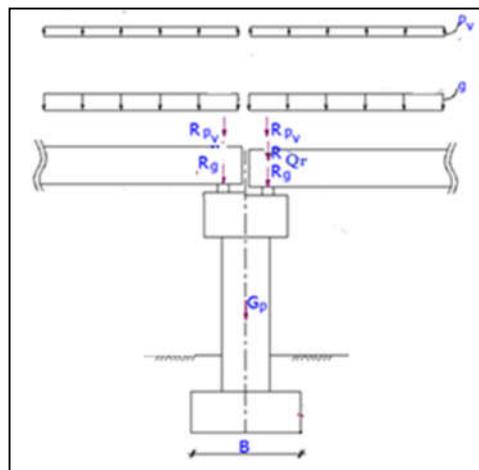
À L'els

$$M_s = M_{Rg} + M_{qc} + M_{Fflu} + (FWH2 + FWV) + 0.6.F\Delta_T$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s = 851.66 \text{ KN.m} \\ N_s = 3401.25 \text{ KN} \end{array} \right.$$

X.7.3. en exploitation:

On suppose que seulement la travée 2 est chargée avec la convoie exceptionnelle D₂₄₀ en milieu et en extrémité du chevêtre.



☞ *Figure. X.45.* Sollicitation d'une pile en phase de d'exploitation

■ Le système D₂₄₀ centré

$$\underline{\text{L'ELU}} \left\{ \begin{array}{l} M_u = 1098.39 \text{ KN.m} \\ N_u = 5325.27 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\underline{\text{L'ELS}} \left\{ \begin{array}{l} M_s = 1059.72 \text{ KN.m} \\ N_s = 3955.86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

■ Le système D₂₄₀ excentré

$$\underline{\text{L'ELU}} \left\{ \begin{array}{l} M_u = 1041.30 \text{ KN.m} \\ N_u = 5900.456 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\underline{\text{L'ELS}} \left\{ \begin{array}{l} M_s = 1017.44 \text{ KN.m} \\ N_s = 4381.67 \text{ KN} \end{array} \right.$$

X. 8. Ferrailage du fut

▀ Armatures longitudinales :

- Condition normal

$$\left. \begin{array}{l} N_{u_{\text{fut}}} = 5325.27 \text{ KN} \\ M_{U_{\text{fut}}} = 1098.39 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ le système } D_{240} \text{ centré}$$

- Condition extrême (avec séisme) (1+- 0.07)

$$\left. \begin{array}{l} N_{u_{\text{fut}}} \times (1+0.07) = 5698.03 \text{ KN} \\ M_{U_{\text{fut}}} = 1098.39 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ le système } D_{240} \text{ centré}$$

Le logiciel SOCOTEC nous donne la section suivante : $AS = 0 \text{ cm}^2$

D'après RPOA 2008, Le pourcentage géométrique des barres longitudinales doit respecter la condition de non fragilité en flexion composée tout en restant compris dans les fourchettes admissibles :

Le pourcentage géométrique ρ_g doit être compris dans les limites de :

$$0,5\% \leq \rho_g < 3\% \text{ avec } \rho_g = A_s/B$$

A_s section totale d'acier.

B section totale du béton.

$$\rho_g = A_s/B = 0.5\% \rightarrow A_s = B \times 0.005$$

$$A_s = 1.131 \times 0.005 = 0.0056548 \text{ m}^2$$

$$A_s = 56.548 \text{ cm}^2$$

Soit : 20HA 22 = 68.42 cm² avec un espacement de 20 cm

▀ Armature transversal :

Il y a lieu de satisfaire la condition :

Espacement maximal = Min [20 Φ_L ; 200 mm].

-b est la petite cote du rectangle circonscrit.

- Φ_L : plus gros diamètres des armatures longitudinales

Espacement maximal = Min [20 (22); 200 mm]. = 200 mm

$$\frac{1}{3} \cdot \Phi_1 \leq \Phi_t \leq \Phi_1 \Rightarrow \frac{1}{3} \cdot 22 \leq \Phi_t \leq 22$$

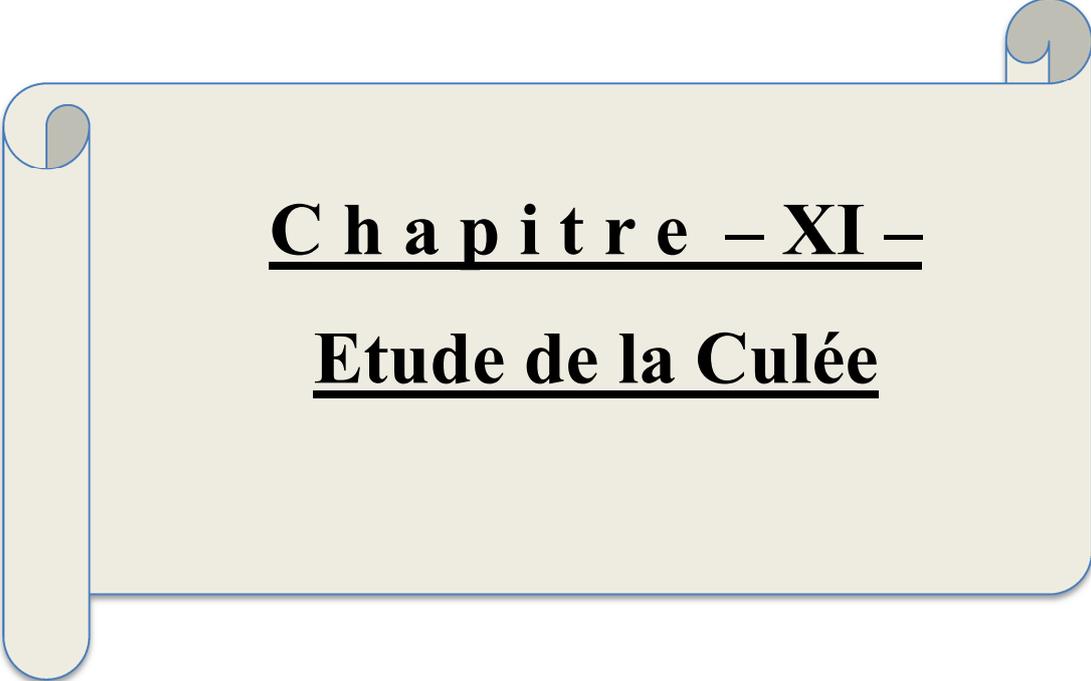
$$\Rightarrow 7,33 \leq \Phi_t \leq 22$$

Soit : $\Phi_t = 12 \text{ mm}$

$A_t = \text{HA}12$ espacées de 20 cm

X.9. Conclusion

En réalité, le calcul des efforts dans la pile se fait dans les deux sens ; longitudinal et transversal. la pile sera soumise a la flexion déviée composée. Dans ce chapitre, on n'a considéré que le sens longitudinal le volume important des calculs.



Chapitre – XI –
Etude de la Culée

XI.1. Introduction

Dans notre projet, vue la nature topographique du site, on a choisi une culée enterrée (pile-culée). Puisque cette dernière est fondée sur des pieux, la vérification de la stabilité d'ensemble n'est pas nécessaire. On calculera directement les éléments de la culée à savoir le mur de garde grève, le chevêtre, le mur en retour, la dalle de transition et les voiles porteurs.

XI .2 Fonction de la culée

Fonction mécanique : Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation
- Transmission de la poussée des terres au sol de fondation
- Limitation des déplacements horizontaux et verticaux vis-à-vis :
- Du comportement mécanique du tablier
- Du fonctionnement des équipements (appareils d'appui ; joint de chaussée)
- La 1^{ère} et la 2^{ème} fonction pour un bon cheminement des efforts
- Les 1^{ère} ; 2^{ème} ; 3^{ème} fonctions pour équilibrer des efforts et assurer une rigidité suffisante des éléments de la culée

Fonction technique : Elle se caractérise par le fait que :

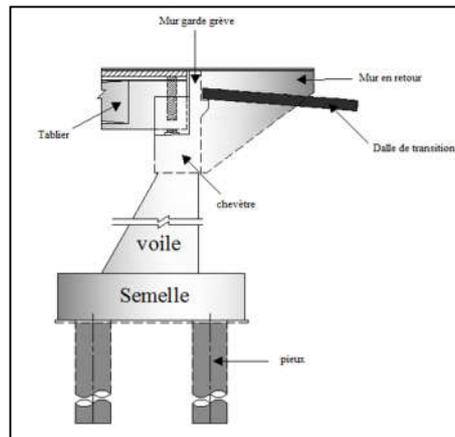
- L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- L'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque des conditions ou canalisations passent à l'intérieur du tablier

Le choix de la culée peut se faire progressivement ; il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage
- Les contraintes naturelles de site.

On désigne plusieurs types de culées

- Culées creuses
- Culées enterrées
- Culées en terre armée
- Culée à contre poids
- Culée remblayée



☞ **Figure XI.1.** Les éléments constructifs de la culée

XI.3 Les éléments de la culée :

La culée est constituée par les éléments suivants :

Le chevêtre : c'est la partie supérieure de la culée qui supporte les dés d'appuis, il doit être aménagé de façon à permettre :

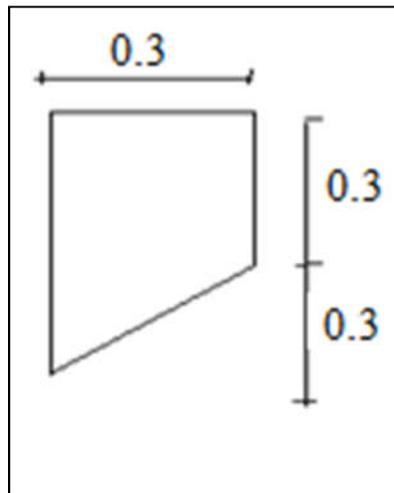
- L'implantation des appareils d'appuis, donc la largeur doit être suffisante
- La mise en place des vérins lorsque on veut changer les appareils d'appuis
- L'évacuation des eaux d'infiltration vers la cuvette « saignée »

Le mur garde grève : C'est un voile en béton armé encastrée à sa base au sommier. Son rôle principal est de protéger le tablier contre tout contact avec le remblai. La hauteur (h) du mur garde grève dépend de celle du tablier.

Le mur en retour : C'est un mur latéral en béton armé parallèle à l'axe de l'ouvrage. Le remblai derrière le mur de front est bien protégé. C'est pour cela qu'on site fluviale, on utilise les murs en retour. Le mur en retour est encastré dans sa partie supérieure au mur garde grève et à sa partie inférieure au mur de front et à la semelle. Le poids du mur en retour joue un rôle stabilisateur pour la cul

Dalle de transition : Reposant sur le remblai et s'appuie à son extrémité sur le corbeau. Cette dalle supporte le corps de chaussée, Le rôle principale de la dalle de transition est de limiter la dénivellation entre la chaussée et le tablier du à un manque inviable de compactage du remblai derrière la culée. L'épaisseur de la dalle de transition est de 30 cm, sa largeur est la même que celle du mur de garde grève,

Le corbeau : Sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai.



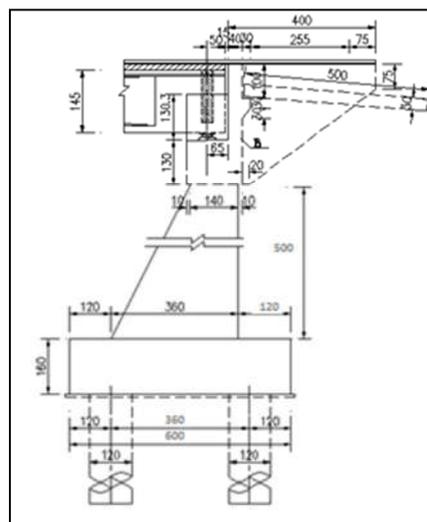
☞ *Figure. XI.2.* Les dimensions du corbeau

Le muret cache: La tête de culée comprend à ses deux extrémités les murets caches, leur fonction est de protéger les appareils d'appuis contre le remblai surtout si la ligne de ce dernier passe par le coin inférieur du tablier.

- Le deuxième rôle du muret cache est de protéger les appareils d'appuis contre les pluies qui frappent les flancs du tablier avec une direction inclinée par rapport à la verticale.
- Le troisième rôle est l'esthétique

☞ *Remarque :* La stabilité de l'ensemble de la pile : Puisque cette dernière repose sur une fondation profonde à pieux, la vérification à la stabilité au renversement et glissement n'est pas nécessaire.

XI.4 Dimensionnement des éléments de la culée :



☞ *Figure. XI.3.* Détail des dimensions des éléments constructifs de la culée « longitudinale »

XI.5. Ferrailage des éléments de la culée :

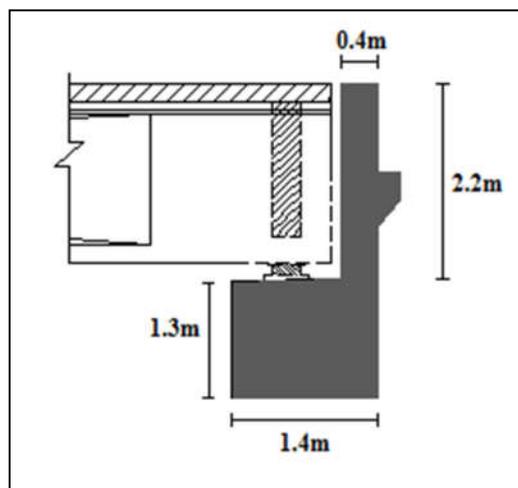
XI.5.1. Le mur garde grève :

a) force verticales :

- Le poids propre du mur garde grève ;
- La réaction d’une charge directement appliquée sur le mur garde grève ;
- La réaction d’une dalle de transition éventuelle.

b) Forces horizontales :

- Poussée des terres ;
- Poussée d’une charge locale située à l’arrière du mur garde grève ;
- Force de freinage d’un essieu lourd du camion Bc



☞ **Figure XI.4.** Géométrie du mur de garde grève

c) Evaluation des charges

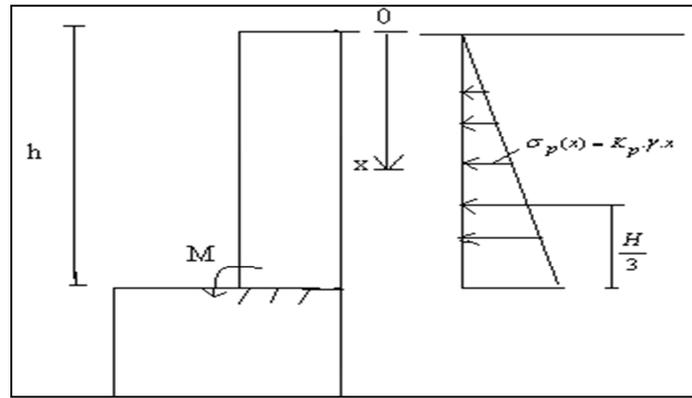
Le poids propre du mur garde grève

c.1) La poussée des terres :

Fp : poussées des terres

$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ avec : } \varphi = 35^\circ \text{ (angle de frottement)}$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2}\right) = 0.271 \quad \gamma : \text{Poids volumique du remblai. Avec : } \gamma = 20 \text{ KN/ml}$$



☞ **Figure XI.5.** La poussée des terres

$$F_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot h^2 = 0.5 \times 0.271 \times 20 \times 2.2$$

$$\Rightarrow F_p = 13.116 \text{ KN/ml.}$$

$$T_p = F_p = \mathbf{13.116 \text{ KN/ml.}}$$

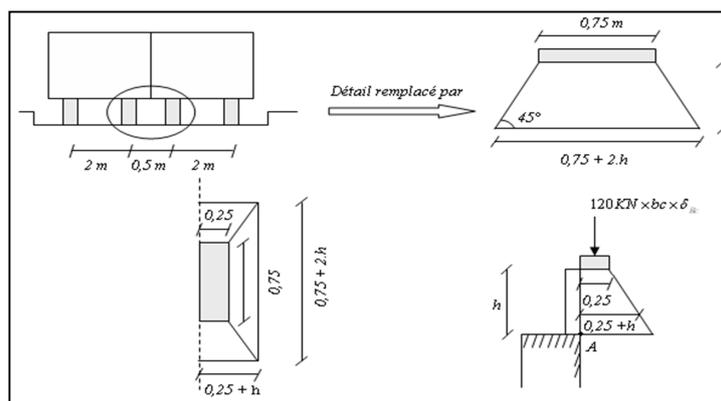
Le moment maximal d’encastrement a pour valeur

$$M_p = F_p \times \frac{h}{3} = 13.116 \times \frac{2.2}{3} = \mathbf{9.618 \text{ KN.m/ml}}$$

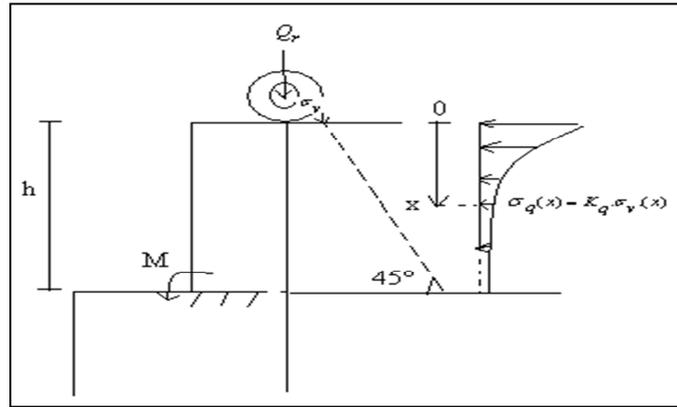
c.2) La poussée due aux charges locales Bc

L’effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière du système Bc de deux camions accolés placés de telle manière que les rectangles d’impact soient au contact de la face arrière du mur Garde grève.

Soit deux roues de 60 KN distantes de 0,50 m remplacées par une charge uniforme équivalente de 120 KN répartie sur un rectangle de (0.25 m × 0,75 m) circonscrivent aux carrés d’impact de chacune des roues.



☞ **Figure. XI.6.** La poussée due aux charges locales Bc



☞ **Figure. XI. 7.** Poussée due aux charges locales*

$$Tq = \frac{Kq \times 120 \times bc \times \delta_{Bc}}{(0.75 + 2h)} \times \ln(1 + 4h) = \frac{0.271 \times 120 \times 1 \times 1.104}{(0.75 + 2 \times 2.2)} \times \ln(1 + 4 \times 2.2)$$

Tq = 16.71 KN/ml

$$Mq = \frac{Kq \times 120 \times bc \times \delta_{Bc}}{(0.75 + 2h)} [(0.25+h) \times \ln(1+4h) - h] =$$

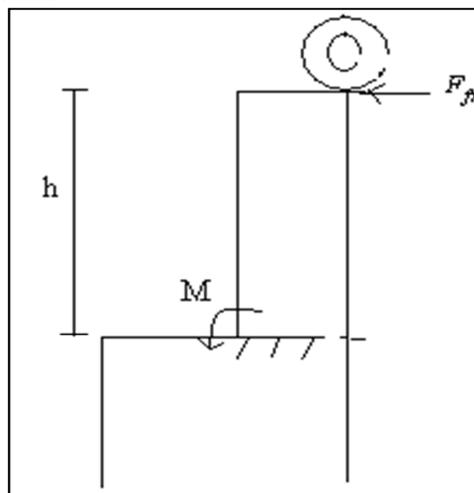
$$Mq = \frac{0.271 \times 120 \times 1 \times 1.104}{(0.75 + 2 \times 2.2)} [(0.25 + 2.2) \times \ln(1 + 4 \times 2.2) - 2.2]$$

Mq = 34.834 KN.m/ml

c-3. Le freinage Bc:

$$Tfr = \frac{Ffr}{0.25 + 2h} = \frac{30}{0.25 + 2 \times 2.2} = 6.451 \text{ KN/ml.}$$

$$Mfr = \frac{Ffr \times h}{0.25 + 2h} = 14.19 \text{ kn/ml.}$$



☞ **Figure. XI.8.** Le freinage Bc

d) Bilan des efforts

ELU :

$$T_u = 1.35T_p + 1.605(T_q + T_{fr}) = 1.35 \times 13.116 + 1.605 (16.71 + 6.451) = \mathbf{54.88 \text{ KN/ml}}$$

$$M_u = 1.35M_p + 1.605(M_q + M_{fr}) = 1.35 \times 9.618 + 1.605(34.834 + 14.19) = \mathbf{91.667 \text{ kn.m/ml}}$$

ELS:

$$T_s = T_p + 1.2(T_q + T_{fr}) = 13.116 + 1.2(16.71 + 6.451) = \mathbf{40.909 \text{ KN/ml}}$$

$$M_s = M_p + 1.2(M_q + M_{fr}) = 9.618 + 1.2(34.834 + 14.19) = \mathbf{68.446 \text{ KN.m/ml.}}$$

e) ferraillage du mur de garde grève :

Ferraillage en flexion simple :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

– **Armature verticale**

$$M_u = 91.667 \text{ KN.m/ml}$$

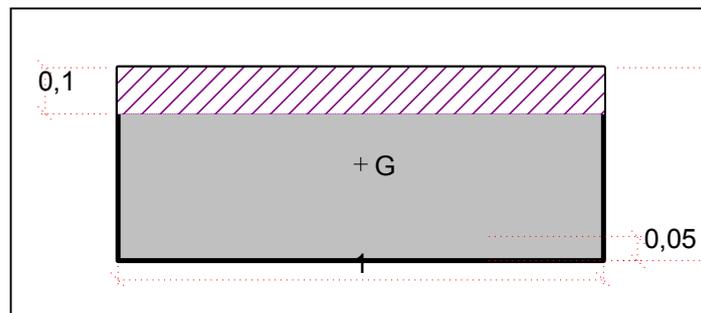
Le logiciel SOCOTEC nous donne sur une bande de 1m une section d'armature :

$$A_u = 0.98 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

$$M_s = 68.446 \text{ KN.m/ml.}$$

Choix des armatures : Soit : 6HA12 ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$)



– **Armature horizontales :**

$$A_y = \frac{A_s}{4} = 1.69 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

– **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{1 \times 0.4}{1000}; 0.23 \times 1 \times 0.35 \times \frac{2.22}{500} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \text{Max} \{ 0.0004; 0.00036 \}$$

$$A_{\min} = 0,0004 \text{ m}^2 = 4 \text{ cm}^2.$$

$A > A_{\min}$ **condition vérifiée.**

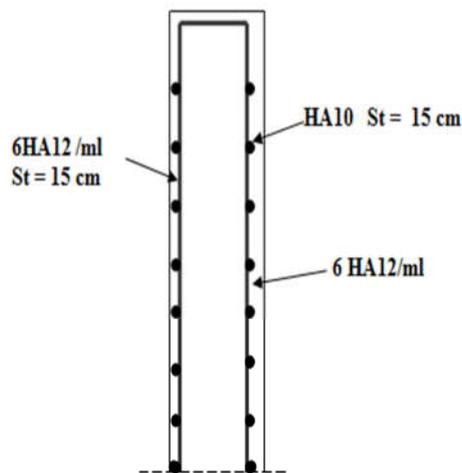
– **Vérification de l'effort tranchant :**

On vérifie le cisaillement du béton :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Avec : } b_0 = 1 \text{ m et } d = h - 0,03 = 0,37 \text{ m}$$

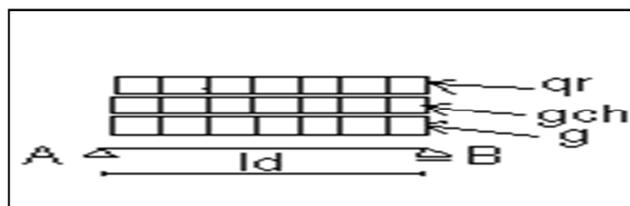
$$\tau_u = \frac{54,88 \times 10^{-3}}{1 \times 0,37} \leq \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{27}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 0,148 \leq 2,7 \quad \text{Condition vérifiée}$$



☞ *Figure. XI. 9. Ferrailage du mur garde grève*

XI .5.2. Calcul de la dalle de transition:



☞ *Figure. XI.10. La dalle de transition*

La dalle de transition est soumise à l'action des surcharges et poids du remblai au dessus la dalle. Elle se calcule en béton armé comme une travée indépendante appuyée d'un côté

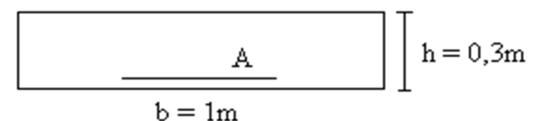
- Sur le corbeau solitaire et de l'autre côté

- Sur le remblai qui est appui élastique

– Son poids propre : $g = b \times e_d \times \gamma = 1 \times 0,3 \times 25 = 7,5$

KN/m

– Poids du corps de chaussée : $g_{ch} = e_{ch} \times \gamma_{ch} = 0,5 \times 19 = 9,5 \text{ KN/ml}$



– Surcharge sur corps de chaussée : $S_r = 10 \times 1.2 = 12 \text{ KN/ml}$.

a. Bilan des efforts

ELU :

$$T_u = 1.35 (g+gch) \frac{ld}{2} + 1.605 q_r \cdot \frac{ld}{2} = 1.35 (7.5+9.5) \times \frac{5}{2} + 1.605 \times 12 \times \frac{5}{2} = 70.312 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = 1.35(g+gch) \frac{ld^2}{8} + 1.605 q_r \cdot \frac{ld^2}{8} = 1.35(7.5+9.5) \frac{5^2}{8} + 1.605 \times 12 \times \frac{5^2}{8} = 127.969 \text{ KN.m/ml.}$$

ELS:

$$T_s = (g+gch) \frac{ld}{2} + 1.2 q_r \cdot \frac{ld}{2} = (7.5+9.5) \times 5/2 + 1.2 \times 12 \times 5/2 = 78.5 \text{ KN/ml.}$$

$$M_s = (g+gch) \frac{ld^2}{8} + 1.2 q_r \cdot \frac{ld^2}{8} = (7.5+9.5) \frac{5^2}{8} + 1.2 \times 12 \times \frac{5^2}{8} = 98.125 \text{ KN.m/ml.}$$

b. Ferrailage:

– **Armature verticale**

À l'ELU :

$$M_u = 127.969 \text{ KN.m/ml}$$

Le logiciel SOCOTEC nous donne sur une bande de 1m une section d'armature :

$$A_u = 11.63 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

$$M_s = 98.125 \text{ KN.m/ml.}$$

Choix de barres : 6HA20 $\Rightarrow A_s = 18.85 \text{ cm}^2$

– **Armature horizontales :**

$$A_y = \frac{A_s}{4} = 4.71 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

– **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{1 \times 0.3}{1000}; 0.23 \times 1 \times 0.25 \frac{2.22}{500} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \text{Max} \{ 0.0003; 0.000255 \}$$

$$A_{\min} = 0.0003 \text{ m}^2 = 3 \text{ cm}^2.$$

$A > A_{\min}$ condition vérifiée.

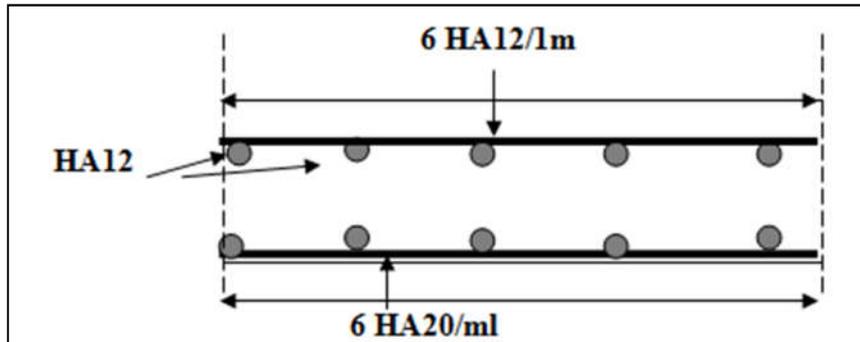
– **Vérification de l'effort tranchant :**

On vérifie le cisaillement du béton :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} \quad \text{Avec : } b_0 = 1\text{m et } d = h - 0,03 = 0,27\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{70.312 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} \leq \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{27}{1.5}; 4MPa \right\}$$

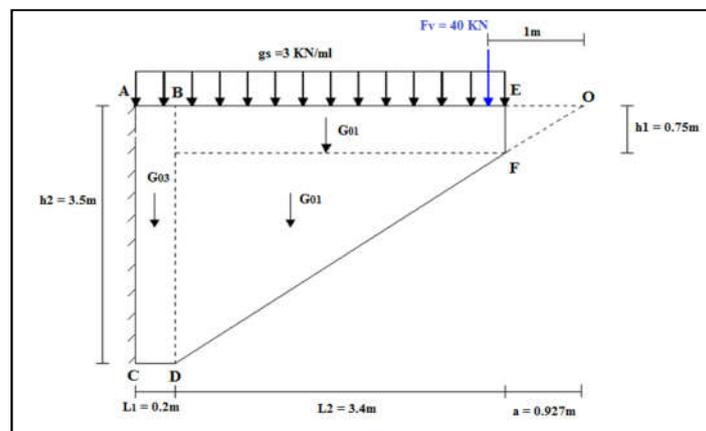
$\tau_u = 0.26 \leq 2.7$ Condition vérifiée.



☞ Figure XI.11. Ferrailage de la dalle de transition.

XI.5.3. Mur en retour :

Le mur en retour est soumis à la poussée horizontale due au poids propre du remblai et à la surcharge du remblai.



☞ Figure. XI.112. Mur en retour

-calcul de l'oreille :

a. les charges verticales :

– Poids propre de l'oreille : $G_0 = G_{01} + G_{02} + G_{03}$

$$G_{01} = h_1 \times L_2 \times e \times 25 = 0.75 \times 3.4 \times 0.65 \times 25 = 41.438 \text{ KN}$$

$$G_{02} = \frac{1}{2} \times L_2 \times (h_2 - h_1) \times e \times 25 = \frac{1}{2} \times 3.4 \times (3.5 - 0.75) \times 0.65 \times 25 = 75.969 \text{ KN}$$

$$G_{03} = h_2 \times L_1 \times e \times 25 = 3.5 \times 0.2 \times 0.65 \times 25 = 11.375 \text{ KN}$$

$$a = \frac{h_1 \times L_2}{h_2 - h_1} = \frac{0.75 \times 3.4}{3.5 - 0.75} = 0.927 \text{ m}$$

- Le poids propre des superstructures : $q_s = 3 \text{ KN/ml}$
- Charge concentrée : $F_v = 40 \text{ KN}$

ELU :

$$T_u = 1.35 (G_{01} + G_{02} + G_{03} + q_s \times L_t) + 1.605 F_v = 248.436 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1.35 (G_{01} (\frac{L_2}{2} + L_1) + G_{02} (\frac{L_2}{3} + L_1) + G_{03} \cdot \frac{L_1}{2} + q_s \frac{L_t^2}{2}) + 1.605 F_v (L_t + a - 1) = 482.09$$

KN.m

ELS:

$$T_s = (G_{01} + G_{02} + G_{03} + q_s \times L_t) + F_v = 179.582 \text{ KN.}$$

$$M_s = (G_{01} (\frac{L_2}{2} + L_1) + G_{02} (\frac{L_2}{3} + L_1) + G_{03} \cdot \frac{L_1}{2} + q_s \frac{L_t^2}{2}) + F_v (L_t + a - 1) = 341.428 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage:**

$$M_u = 482.09 \text{ KN.m/ml}$$

Le logiciel SOCOTEC nous donne une section d'armature :

$$A_u = 3.2 \text{ cm}^2$$

Vérification a L'ELS :

$$M_s = 341.428 \text{ KN.m/ml.}$$

$$\text{Choix de barres : } 4T12 \Rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{0.65 \times 3.5}{1000}; 0.23 \times 0.65 \times 3.45 \frac{2.22}{500} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \text{Max} \{ 0.002275; 0.00229 \}$$

$$A_{\min} = 0.00229 \text{ m}^2 = 22.9 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 8HA20 \quad A_{\min} = 25.13 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On vérifie le cisaillement du béton :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \tau_u = \frac{248.436 \times 10^{-3}}{0.65 \times 3.45} \leq \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{27}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 0.112 \leq 2.7 \text{ Condition vérifiée.}$$

XI.6. CALCUL DU CHEVETRE**XI.6.1 Flexion simple :**

Le chevêtre est supposé une poutre reposant sur 02 appuis (futs) et soumise aux 04 charges :

- Son poids propre.
- Le poids de la murette.
- Les réactions verticales R_i provenant des dés d'appuis.
- Les poids de mur de garde grève, mur en retour, le corbeau, la dalle de transition et le remblai sur cette dernière

XI.6.1.1. Détermination de la réaction R_i : (d'après le chapitre 9)

Les réactions sur la culée de chaque système :

$$R_g = 3171.28 \text{ KN}$$

$$R_{A(l)} = 862.53 \text{ KN}$$

$$R_{Bc} = 1034.589 \text{ KN}$$

$$R_{Bt} = 689.88 \text{ KN}$$

$$R_{Mc120} = 1101.1926 \text{ KN}$$

$$R_{D240} = 1617.748 \text{ KN}$$

$$r_g = R_g / L_{\text{chargée}} = 3171.28 / 7.6 = 417.273 \text{ KN/ml.}$$

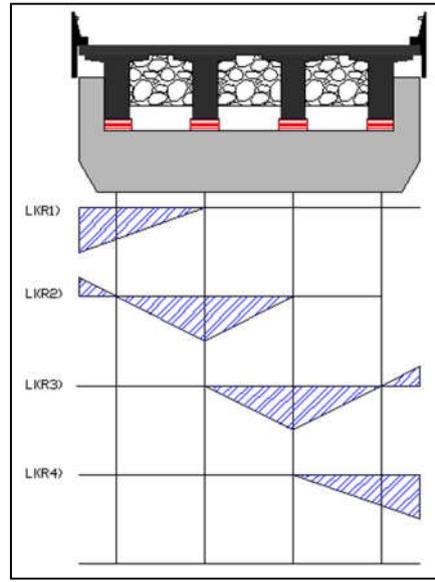
$$r_{A(l)} = R_{A(l)} / L_{\text{chargée}} = 862.53 / 5.6 = 154.023 \text{ KN/ml.}$$

$$r_{Bc} = R_{Bc} / n = 1034.589 / 6 = 172.431 \text{ KN/ml}$$

$$r_{Bt} = R_{Bt} / n = 689.88 / 2 = 344.94 \text{ KN/ml}$$

$$r_{Mc120} = R_{Mc120} / L_{\text{chargée}} = 1101.1926 / 2 = 550.5963 \text{ KN/ml.}$$

$$r_{D240} = R_{D240} / L_{\text{chargée}} = 1617.748 / 3.2 = 505.546 \text{ KN/ml.}$$

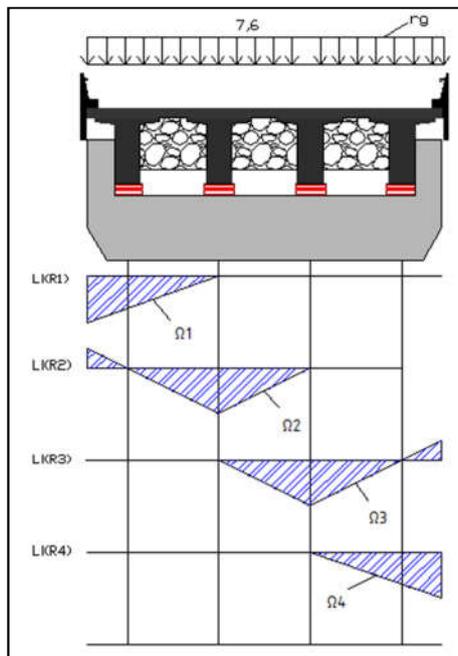


☞ *Figure XI.13.* Les lignes d'influence des réactions des dés d'appuis

a. Détermination des réactions R_i dues à la charge permanente (G)

b.1) due à la charge permanente du tablier

$rg = 417.273$



☞ *Figure. XI.14.* Réactions des dés d'appuis dus à la charge permanente

Les Surfaces sont calculées avec le logiciel AUTO-CAD.

$\Omega_1 = \Omega_4 = 1,408 \text{ m}^2$; $\Omega_2 = \Omega_3 = 1.7831 \text{ m}^2$

$RG1 = RG4 = rg \times \Omega_1 = 417.273 \times 1,408 = 587.520 \text{ KN}$

$RG2 = RG3 = rg \times \Omega_2 = 417.273 \times 1.7831 = 744.04 \text{ KN}$

b.2) dues aux charges et surcharges sur le chevêtre :

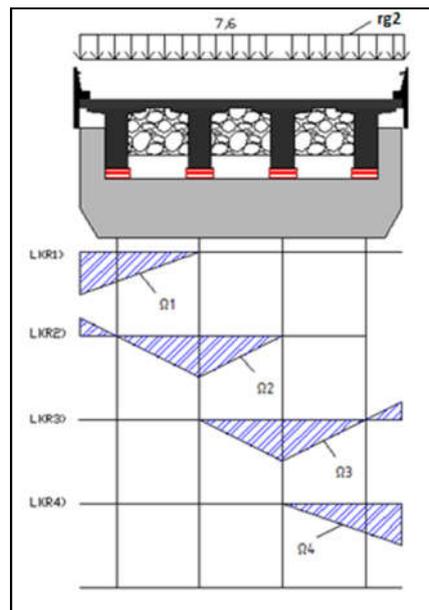
Les charges sur le chevêtre sont :

- Mur garde grève = 125.4 KN.
- Corbeau = 25.65 KN.
- Dalle de transitsons = 142.5 KN.
- corps de chaussée = 183.825 KN.

$$R_{gt} = 477.375 \text{ KN}$$

$$r_{g2} = R_{gt} / L_{\text{chargée}} = 477.375 / 13.59 = 62.8125 \text{ KN/ml.}$$

$$r_{g2} = 62.8125 \text{ KN/ml.}$$



☞ *Figure. XI.15. Réactions des dés d'appuis dus aux charges et des surcharges sur le chevêtre*

$$\Omega_1 = \Omega_4 = 1,408 \text{ m}^2 \quad ; \quad \Omega_2 = \Omega_3 = 1.7831 \text{ m}^2$$

$$RG2-1 = RG2-4 = r_{g2} \times \Omega_1 = 62.8125 \times 1,408 = 44.611 \text{ KN}$$

$$RG2-2 = RG2-3 = r_{g2} \times \Omega_2 = 62.8125 \times 1.7831 = 35.2265 \text{ KN}$$

b. calcul des efforts :

- Le poids propre de la murette latérale : $G_m = 1.3 \times 0.475 \times 2.1 \times 25 = 32.418 \text{ KN}$
- Le poids propre du plot antisismique : $G_{\text{plot}} = 1.4167 \times 2.1 \times 0.5 \times 25 \times 2 = 74.376 \text{ KN}$
- Le poids propre du bossage : $G_B = 0.55 \times 0.5 \times 0.2 \times 25 \times 8 = 11 \text{ KN}$
- Le poids propre de mur en retour : $G_{\text{mur}} = G_{01} + G_{02} + G_{03} = 128.782$

Nous prendrons le poids du plot antisismique et le bossage comme une charge répartie sur le chevêtre donc :

$$g = \frac{G_{\text{plot}} + G_B}{L} \text{ telle que.}$$

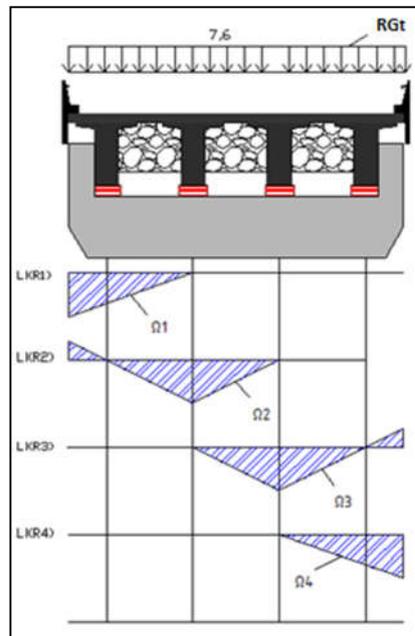
L : la largeur du chevêtre = 13.59 m

$$g = \frac{74.376 + 1}{7.6} = 11.233 \text{ KN/ml}$$

☞ Remarque :

La charge permanente G sera : $G = R_G + R_{G2} + G_m + G_{mur} + g$

$$R_{Gt} = 417.273 + 62.8125 + 32.418 + 128.782 + 11.233 = 652.51 \text{ KN/ml}$$



☞ Figure. XI.16 Réactions des dés d'appuis dus à la charge permanente RGT

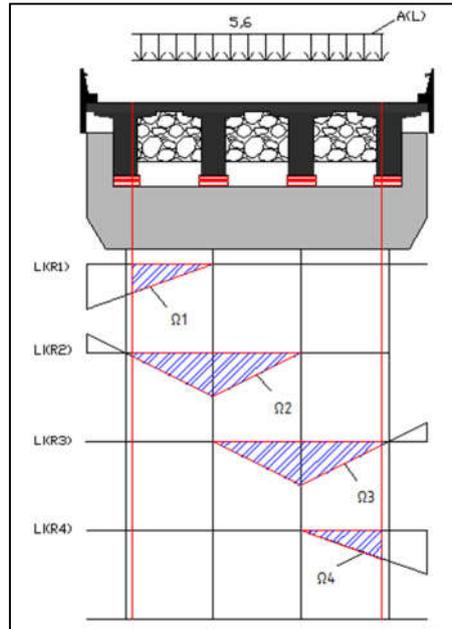
$$\Omega_1 = \Omega_4 = 1,408 \text{ m}^2 ; \Omega_2 = \Omega_3 = 1.7831 \text{ m}^2$$

$$R_{Gt-1} = R_{t2-4} = r_{gT} \times \Omega_1 = 652.518 \times 1,408 = 918.74 \text{ KN}$$

$$R_{Gt-2} = R_{t2-3} = r_{gT} \times \Omega_2 = 652.518 \times 1.7831 = 1163.503 \text{ KN}$$

c. Détermination des réactions R_i dues au système A(I) :

$$r_{A(I)} = 154.023 \text{ KN/ml.}$$



☞ **Figure. XI.17.** Réactions des dés d'appuis dus au système A(l)

$$\Omega_1 = \Omega_4 = 0.5858 \text{ m}^2 \quad ; \quad \Omega_2 = \Omega_3 = 1.9609 \text{ m}^2$$

$$RA(l) \ 1 = rA(l) \times \Omega_1 = 90.226 \text{ KN.}$$

$$RA(l) \ 2 = rA(l) \times \Omega_2 = 302.023 \text{ KN}$$

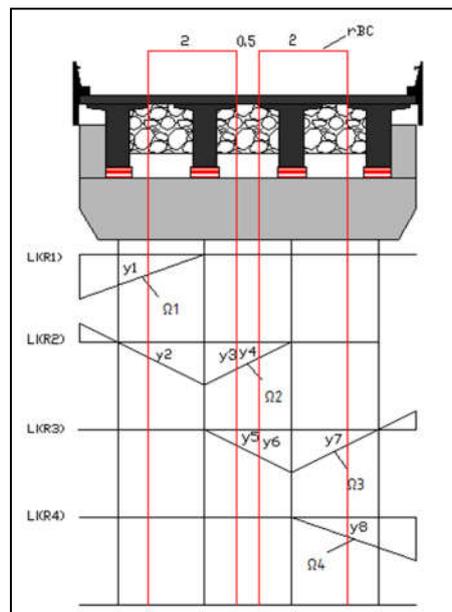
$$RA(l) \ 3 = rA(l) \times \Omega_3 = 302.023 \text{ KN}$$

$$RA(l) \ 4 = rA(l) \times \Omega_4 = 90.226 \text{ KN}$$

d. Détermination des réactions Ri dues au système Bc :

$$r_{Bc} = 172.431 \text{ KN/ml}$$

– **Bc à l'extrémité de la travée :**



☞ **Figure. XI.18.** Réactions des dés d'appui dû à la surcharge Bc

$$Y1 = y8 = 0,4497 \quad , \quad y2 = y7 = 3553 \quad , \quad y3 = y6 = 0,6271 \quad , \quad y4 = y5 = 0,3729$$

$$R1 Bc = r Bc \times y1 = 172.431 \times 0,4497 = 77.54 \text{ KN.}$$

$$R2 Bc = r Bc \times (y2 + y3 + y4) = 172.431 \times 1.3553 = 233.573 \text{ KN.}$$

$$R3 Bc = r Bc \times (y5 + y6 + y7) = 172.431 \times 1.359 = 234.333 \text{ KN.}$$

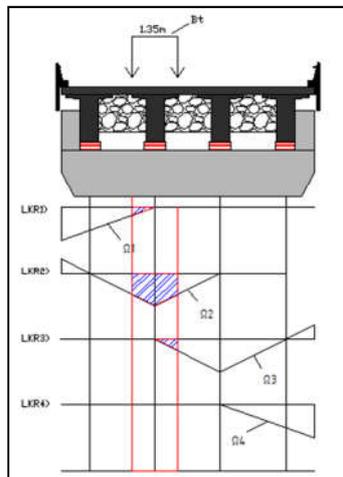
$$R4 Bc = r Bc \times (y8) = 172.431 \times 0,4497 = 77.54 \text{ KN.}$$

a.4 Flexion dues au système Bt :

$$rBt = 344.94 \text{ KN/ml.}$$

– 1er cas : Bt sur appui :

– Détermination les réactions Ri dues au système Bt :



☞ *Figure . XI.19.* Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de Bt

Les surface des lignes d'influence du convoies Bt au milieu de la travée sont déterminer par AUTO-CAD

$$\Omega1 = 0.08088 \text{ m}^2 \quad , \quad \Omega2 = 1.1183 \text{ m}^2 \quad , \quad \Omega3 = 0.08088 \text{ m}^2$$

$$RBt-1 = RBt-3 = 27,898 \text{ KN}$$

$$RBt-2 = 385.746$$

– 2eme cas : Bt sur travée :

– Détermination les réactions Ri dues au convoie Bt :

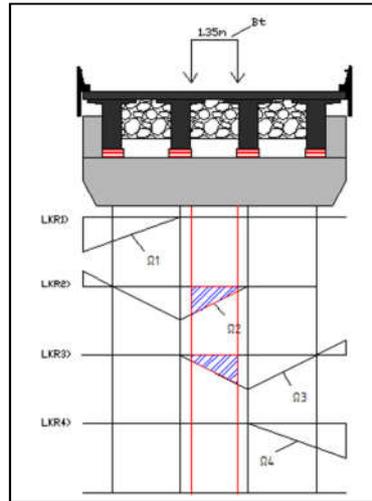


Figure XI.120. Réactions des dés d'appui dû à la surcharge de Bt

$$\Omega_2 = 0.6770 \text{ m}^2, \quad \Omega_3 = 0.6770 \text{ m}^2$$

$$RBt-1 = 0 \text{ KN.}$$

$$RBt-2 = r \text{ Btx } \Omega_2 = 233.542 \text{ KN}$$

$$RBt-3 = r \text{ Btx } \Omega_3 = 233.542 \text{ KN}$$

$$RBt-4 = 0 \text{ KN}$$

e. Détermination des réactions Ri dues au système Mc120 :

$$r_{Mc120} = 550.5963 \text{ KN}$$

– 1^{er} cas : Mc₁₂₀ à l'extrémité de la travée :

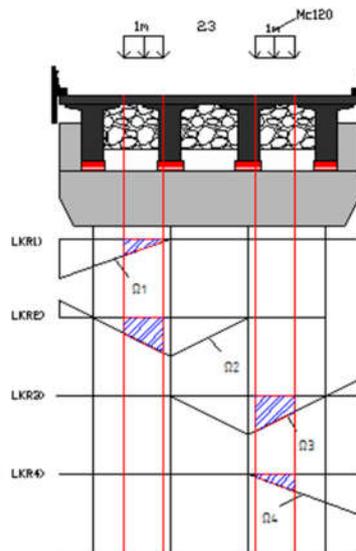


Fig. XI.21. Réactions des dés d'appui dû au système Mc₁₂₀ « extrémité »

$$\Omega_1 = 0.236677 \text{ m}^2, \quad \Omega_2 = 0.66103 \text{ m}^2, \quad \Omega_3 = 0.66103 \text{ m}^2, \quad \Omega_4 = 0.236677 \text{ m}^2$$

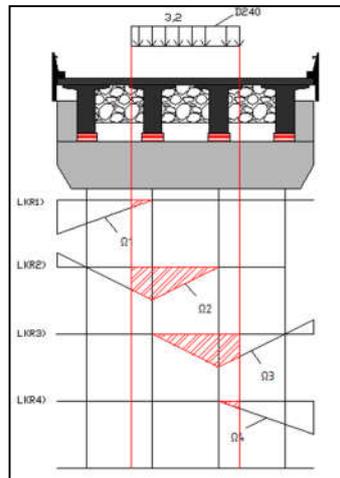
$$RMc120-1 = RMc120-4 = 130.313 \text{ KN}$$

$$RMc120-2 = RMc120-3 = 363.96 \text{ KN}$$

f. Détermination des réactions R_i dues au système D_{240} :

$$r_{D240} = 505.546 \text{ KN/ml.}$$

- 1^{ère} cas : en milieu du chevêtre :



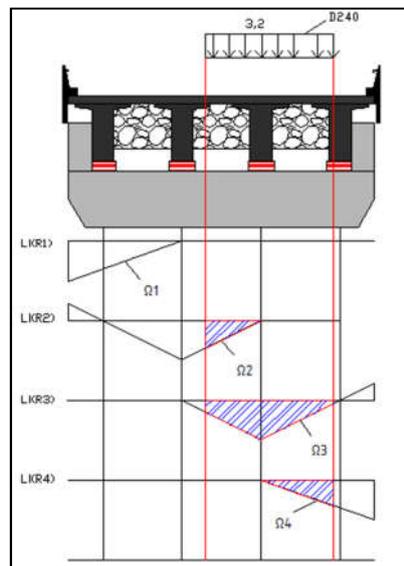
☞ **Figure. XI.22.** Réactions des dés d'appui dû à la convoie exceptionnel D_{240} « milieu »

$$\Omega_1 = 0.0675 \text{ m}^2, \quad \Omega_2 = 1.5033 \text{ m}^2, \quad \Omega_3 = 1.5033 \text{ m}^2, \quad \Omega_4 = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$RD_{240-1} = RD_{240-4} = 34.124 \text{ KN}$$

$$RD_{240-2} = RD_{240-3} = 775.02 \text{ KN}$$

- 2^{ème} cas : en extrémité du chevêtre :



☞ **Figure. IX.23.** Réactions des dés d'appui dû à la convoie exceptionnel D_{240} « extrémité »

$$\Omega_2 = 0.4864 \text{ m}^2, \quad \Omega_3 = 1.8747 \text{ m}^2, \quad \Omega_4 = 0.5858 \text{ m}^2$$

$$RD_{240-1} = 0 \text{ KN.}$$

$$RD_{240-2} = r_{D240} \times \Omega_2 = 245.89 \text{ KN}$$

$$RD_{240-3} = r_{D240} \times \Omega_3 = 947.74 \text{ KN}$$

$$RD240-4 = r D240 \times \Omega4 = 296.148 \text{ KN}$$

g. Détermination des réactions Ri due à la charge du vent verticale (W)

Calcul des réactions :

$$qv = P_v \times L. \text{ Telle que.}$$

$$P_v : \text{intensité du vent en cex} = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (d'après DTR-RCPR)}$$

$$L : \text{largeur de travée} = 7.6 \text{ m}$$

$$qv = 1 \times 7.6 = 7.6 \text{ KN/ml}$$

Calcule la réaction de vent :

$$Rv = qv \times \frac{l_t}{2} = 7.6 \times \frac{28}{2} = 106.4 \text{ KN.}$$

Donc

$$r_v = Rv/L_{\text{chargée}} = 106.4/7.6 = 14 \text{ KN/ml}$$

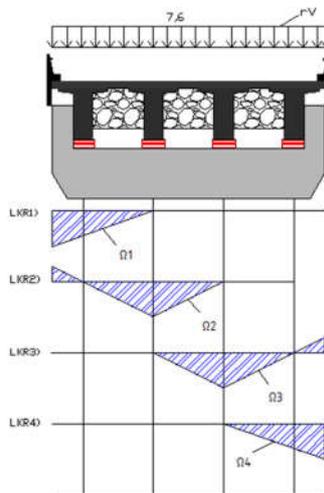


Figure IX.24. Réactions des dés d'appui dû à la charge du vent vertical

$$\Omega1 = \Omega4 = 1,408 \text{ m}^2 ; \Omega2 = \Omega3 = 1.7831 \text{ m}^2$$

$$RV1 = RV4 = r_v \times \Omega1 = 19.712 \text{ KN.}$$

$$RV2 = RV3 = r_v \times \Omega2 = 24.963 \text{ KN}$$

XI.7. calcule des moments fléchissent et les efforts tranchant :

NB: On a utilisé le logiciel « SAP 2014 » pour tirer les valeurs maximales des moments en travées et en appuis.

Combinaison d'action : (d'après le RPOA-2008)

À l'ELU :

$$1.35G + 1.605 A(l) + 0.9 W$$

$$1.35G + 1.605 Bc + 0.9 W$$

$$1.35G + 1.35 D_{240} + 0.9 W$$

$$1.35G + 1.35 Mc120 + 0.9 W$$

	M_{max} En appuis	M_{max} En travée	L'effort tranchant T
A(I)	-1532.095	511.30	2077.94
Bc « milieu »	-1451.24	484.12	1968.08
Bt « sur appuis »	-1519.39	564.95	1730.71
Bt « sur travée »	-1450.85	484.46	1968.03
D ₂₄₀ « milieu »	<u>-1944.76</u>	650.82	2639.47
D ₂₄₀ « extrémité »	-1936.5313	<u>739.34</u>	<u>2721.31</u>
Mc120 « milieu »	-1537.034	512.85	2084.54

Tableau. XI.1. Récapitulatif des moments fléchissent et l'effort tranchant a l'ELU

À l'EIS :

$$G + 1.2 Q_{sr} + 1.2 A(I)$$

$$G + 1.2 Q_{sr} + 1.2 Bc$$

$$G + 1.2 Q_{sr} + D_{240}$$

$$G + 1.2 Q_{sr} + Mc120$$

	M_{max} En appuis	M_{max} En travée	L'effort tranchant T
A(I)	-1125.0802	375.48	1525.93
Bc « milieu »	-1064.63	355.15	1443.79
Bt « sur appuis »	-1115.58	415.59	1266.32
Bt « sur travée»	-1064.63	355.41	1443.75
D ₂₄₀ « milieu »	<u>-1428.29</u>	478	1938.52
D ₂₄₀ « extrémité »	-1422.1918	<u>543.72</u>	<u>1999.15</u>
Mc120 « milieu »	-1126.26	375.80	1527.46

Tableau. XI.2. Récapitulatif des moments fléchissent et l'effort tranchant a l'ELS

XI.8. Ferrailage :

XI.8.1 Ferrailage en travée :

$$M_u = 739.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 543.72 \text{ MN.m}$$

Le logiciel SOCOTEC nous donne la section suivante : $A_u = 12.46 \text{ cm}^2$

verification a L'ELS

$$\text{Soit : (6HA20) = } 18.85 \text{ cm}^2 .$$

XI.8.2 Ferrailage en appuis :

$$M_u = -1944.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = -1428.29 \text{ KNm}$$

Le logiciel SOCOTEC nous donne la section suivante : $A_u = 39.63 \text{ cm}^2$

Vérification a L'EIS

$$\text{Soit : (12HA22) = } 45.62 \text{ cm}^2$$

c) Vérification vis à vis de l'effort tranchant :

$$\tau_{lim} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot 27}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 3.52 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_{lim} = 3.52 \text{ MPa}$$

T_u : L'effort tranchant ultime au droit de l'appui " $T_u = 2721.31 \text{ KN}$ " .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{2721.31 \times 10^3}{1.4 \times 1.3} = 1.49 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3.52 \text{ MPa}$$

d) Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$K=1$: Pour flexion simple

$\alpha = 90$ armatures d'âme droites

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj}) b_0}{0.9 f_e}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{1.15 (1.49 - 0.3 \times 2.22) \times 140}{0.9 \times 500}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0.29$$

On adopte un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$

Donc : $A_t = 20 \times 0.29 = 5.89 \text{ cm}^2$

Soit $6\text{HA } 12 = 7.92 \text{ cm}^2$

XI.9. Calcule des voiles porteurs :

Le voile être vérifié à la flexion composée (N, M) ou N et M sont respectivement l'effort normal et le moment fléchissant dans le fut.

On suppose que travée est charger par le convoie exceptionnelle D_{240} , ou milieu et en extrémité du chevtre

A l'aide du logiciel SAP2000 on a défini les valeurs de l'effort normal et le moment fléchissant à l'ELU et l'ELS

XI.9.1. Calcule des forces de poussée sur le fut :

$F_{pf} = 1/2 \times K_p \times b \times \gamma \times H^2$ (Due au poids du remblai).

$F_{qf} = K_q \times b \times S_r \times \delta_{sr} \times H$ (Due à la surcharge).

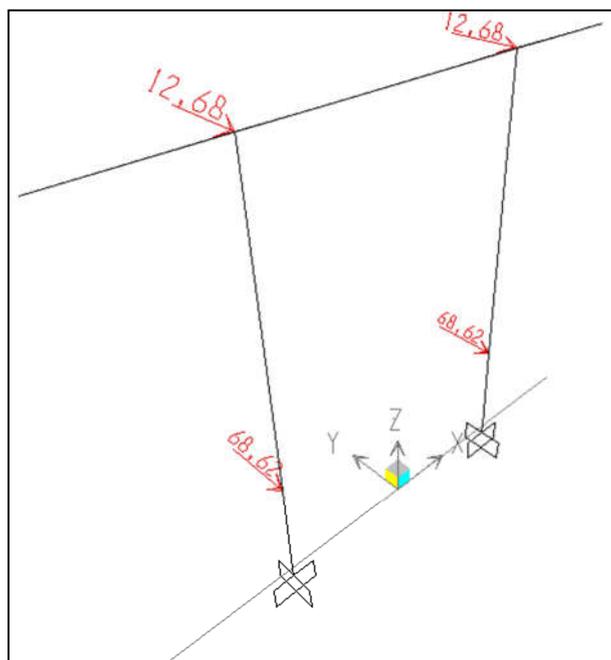
Sur le fut

$F_{pf} = 0,5 \times 0,271 \times 1.2 \times 20 \times 6.5^2 = 137.397 \text{ KN.}$

$F_{pf} = 137.397 / 2 = 68.69 \text{ KN (par fut)}$

$F_{qf} = 0,271 \times 1.2 \times 12 \times 6.5 = 25.36 \text{ KN.}$

$F_{qf} = 25.36 / 2 = 12.68 \text{ KN (par fut)}$



☞ **Figure. XI.25.** La force de poussée du remblai sur le Fut

Combinaison d'action :

À l'ELU :

$$1.35G + 1.35 D_{240\text{mel}} + 1,35 F_{\text{flu}} + 0.9 F_{\Delta_T} + 0.9 (FWH2 +FWV) + 1,35 T_p + 1.35 (F_{p_f} + F_{q_f})$$

$$1.35G + 1.35 D_{240\text{ ex}} + 1,35 F_{\text{flu}} + 0.9 F_{\Delta_T} + 0.9 (FWH2 +FWV) + 1,35 T_p + 1.35 (F_{p_f} + F_{q_f})$$

	Mu	Nu
Système D_{240 mel}	1641	8933.49
Système D_{240 ex}	1623.69	9767.82

Tableau . XI.3. Récapitulatif des moments fléchissent et l'effort normal a L'ELU

À l'EIS :

$$G + D_{240\text{mel}} + F_{\text{flu}} + 0.6. F_{\Delta_T} + (FWH2 +FWV) + T_p + (F_{p_f} + F_{q_f})$$

$$G + D_{240\text{ ex}} + F_{\text{flu}} + 0.6. F_{\Delta_T} + (FWH2 +FWV) + T_p + (F_{p_f} + F_{q_f})$$

	Ms	Ns
Système D_{240 mel}	1461.66	6628.48
Système D_{240 exe}	1539.14	8378.25

Tableau .XI.4. Récapitulatif des moments fléchissent et l'effort normal a L'ELS

XI .10. Ferrailage du fut

– **armatures longitudinales :**

– **Condition normale**

$$N_{u_{\text{fut}}} = 1641 \text{ KN}$$

$$M_{U \text{ fut}} = 8933.49 \text{KN.m}$$

– **Condition extrême (avec séisme) (1+- 0.07)**

$$- N_{u_{\text{fut}}} \times (1+0.07) = 9558.83 \text{ KN}$$

$$- M_{U \text{ fut}} = 1641 \text{ KN.m}$$

Le logiciel SOCOTEC nous donne la section suivante : $AS = 0 \text{ cm}^2$

D'après RPOA 2008, Le pourcentage géométrique des barres longitudinales doit respecter la condition de non fragilité en flexion composée tout en restant compris dans les fourchettes admissibles :

Le pourcentage géométrique ρ_g doit être compris dans les limites de :

$$0,5\% \leq \rho_g < 3\% \text{ avec } \rho_g = A_s/B$$

A_s section totale d'acier.

B section totale du béton.

$$\rho_g = A_s/B=0.5\% \rightarrow A_s = B \times 0.005$$

$$A_s = 3 \times 0.005 = 0.015 \text{ m}^2$$

$$A_s = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 20\text{HA}32 \quad A_s = 160.85 \text{ cm}^2$$

– **Armature transversal :**

Il y a lieu de satisfaire la condition :

$$\text{Espacement maximal} = \text{Min} [12 \Phi_L ; 200 \text{ mm}].$$

- b est la petite cote du rectangle circonscrit.

- Φ_L : plus gros diamètres des armatures longitudinales

$$\text{Espacement maximal} = \text{Min} [12 (25); 200 \text{ mm}]. = 200 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{3} \cdot \Phi_1 \leq \Phi_t \leq \Phi_1 \Rightarrow \frac{1}{3} \cdot 32 \leq \Phi_t \leq 32$$

$$\Rightarrow 10.66 \leq \Phi_t \leq 32$$

Soit : $\Phi_t = 14 \text{ mm}$

$A_t = \text{HA}14$ espacées de 20 cm

XI.11. Conclusion

Dans le cas de notre projet où on a utilisé une culée enterrée (pile-culée), l'effet de la poussée des terres est minimal par rapport a une culée remblayée ce qui est économique.



Chapitre – XII –

Etude de fondation

XII.1. Introduction

En génie civil, on rencontre des fondations quel que soit l'ouvrage à réaliser. Les fondations sont les éléments de liaison entre le sol et l'ouvrage qui permettent l'assise, la transmission des charges au sol et de limiter les tassements. Son dimensionnement dépend de la l'ampleur de l'ouvrage et du type de sol rencontré.

Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la structure et ses charges, c'est-à-dire la descente de charges, d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part.

En raison des conditions du sous-sol attendues sur la base du modèle géologique géotechnique il est prévu d'adopter des fondations profondes (sur pieux). En particulier les piles sont prévues sur 4 pieux, et les deux culées sont prévues sur 4 pieux.

XII.2. différent type de fondation

Lorsque les couche du terrain successible pour supporter l'ouvrage sont a une faible profondeur, on réalise des fondation superficiel, lorsque les couche sont a une grande profondeur, on réalise des fondation profondes qui peuvent prendre l'appuie sur des couches résistantes

a) Fondation profonde :

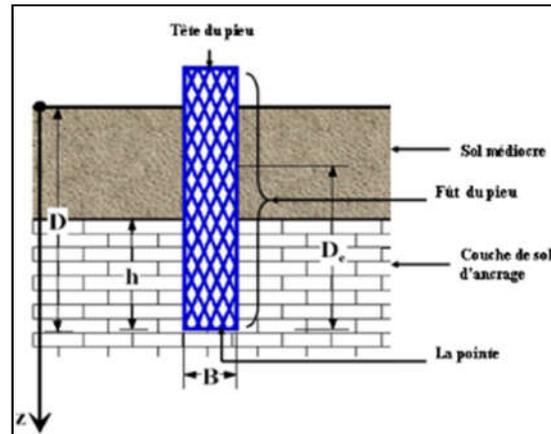
Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres, à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le terrain superficiel n'est pas susceptible de résister aux efforts qui sont en jeu, constitué par exemple par la vase du sable , de la tourbe ou d'une façon générale d'un terrain très compressible.

Les sondages indiquent qu'à une profondeur accessible, on trouve une couche de terrain ayant une bonne résistance, dans ce cas on réalise des pieux qui seront enfoncés à travers les mauvais terrains jusqu'au bon sol.

b) Définition d'un pieu :

Un pieu est une fondation élancée, qui reporte les charges de la structure, sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol.

Les parties principales d'un pieu sont : la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe (Fig. **XII.1**)

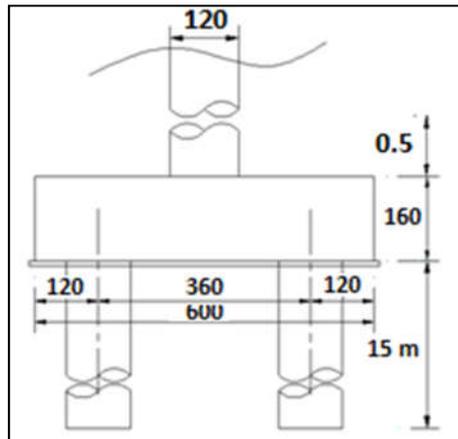


☞ *Figure. XII.1 : Schéma représentant les différentes parties d'un pieu.*

- **Hauteur d'encastrement (D)** : elle est dite aussi « fiche de pieu », elle représente sa longueur enterrée (Fig.).
- **Ancrage (h)** : c'est la hauteur de pénétration du pieu dans la couche d'ancrage. Si le pieu est fiché dans milieu homogène (monocouche), l'ancrage est égal à la hauteur d'encastrement (Fig.)
- **Ancrage critique (D_c)** : c'est la profondeur au-delà de laquelle la résistance en pointe du pieu devient constante avec la profondeur. La valeur de D_c varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol. Pour simplifier et dans les cas courants on pourra adopter les valeurs de D_c .
- **Couche d'ancrage** : c'est la couche dont la quelle est arrêté la base de la fondation ou de pieu.

XII.3. Calcul des fondations de la pile

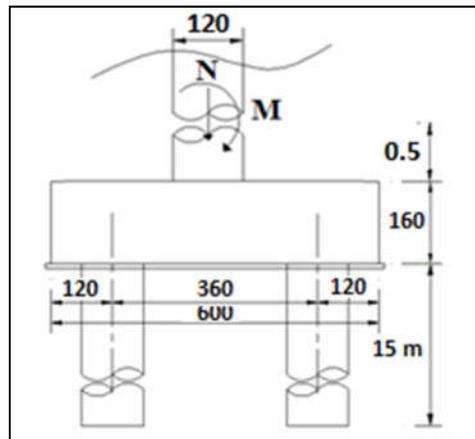
La semelle de la pile étudiée est rectangulaire et a pour dimension (6 m x 6 m) pour une épaisseur de 1.6 m. Elle repose sur 4 pieux de 1,2 m de diamètre pour une longueur de 15 m Elle est sujette aux actions transmises par la pile, à son poids propre, et au poids du remblai se trouvant sur la semelle.



☞ *Figure. XII 2* : Détaille de fondation sous pile

XII.3.1. Etude de la semelle :

Le calcul sera mené en phase d'exploitation par la méthode des bielles.



☞ *Figure. XII.3* : Efforts sur la fondation

– Calcul à l'ELU :

L'effort normal ultime Nu :

$$Nu = Nu_1 + 1,35 N_{ent}$$

Avec :

Nu1 : est l'effort normal ultime transmis par le fut

Nent : le poids propre de la partie enterrée (béton + remblai).

$$N_{\text{Béton}} = (\pi \times 1.2^2 \times 0.5 \times 2 + 1.6 \times 6 \times 6) \times 25 = 1553.09 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{remblai}} = [(6 \times 6) - (\pi \times 1.2^2 \times 2)] \times 0.5 \times 20 = 269.52 \text{ KN}$$

$$Nu_1 = 5698.03 \text{ KN}$$

$$Nu = 5698.03 + 1,35 (1553.09 + 269.52) = 8158.55 \text{ KN}$$

Moment ultime

$$M_u^L = M_L + F_{Hfr} \times h$$

M_L : Moment ultime provenant de fut 1098.39 KN.m

F_{Hfr} : Forces horizontales longitudinales due au freinage du système Bc

$$F_{HL} = 1,605 F_{fr} = 1.605 \times 300 = 481.5 \text{ KN.}$$

$$M_u^L = M_L + F_{Hfr} \times h = 1098.39 + 481.5 \times (1,6 + 0.5) = 2109.54 \text{ KN.m}$$

Calcul des réactions :

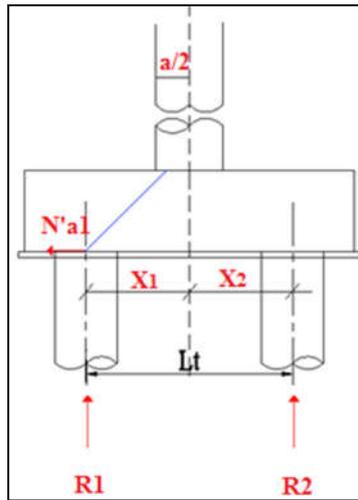


Figure. XII.4 : Principe des bielles

La réaction pour 4 pieux sera :

$$R_i = \frac{N_u}{4} \pm \frac{M_u L}{\sum x_i^2} x_i$$

$$x_1 = 1.8 \text{ m}$$

$$x_2 = 1.8 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{N_u}{4} - \frac{M_u L}{2(x_1)^2 + 2(x_2)^2} x_1 = \frac{8158.55}{4} + \frac{2109.54}{4 \times 1.8^2} \times (1.8) = 2332.62 \text{ KN}$$

$$R_2 = \frac{N_u}{4} - \frac{M_u L}{2(x_1)^2 + 2(x_2)^2} x_2 = \frac{8158.55}{4} - \frac{2109.54}{4 \times 1.8^2} \times (1.8) = 1746.64 \text{ KN}$$

- **Calcul à l'ELS :**

- L'effort normal service N_s :

$$N_s = N_{s1} + N_{ent}$$

$$N_{Béton} = 1553.09 \text{ KN.}$$

$$N_{remblai} = 269.52 \text{ KN}$$

$$N_{s1} = 3955.86 \text{ KN}$$

$$N_s = 3955.86 + (1553.09 + 269.52) = 5778.47 \text{ KN}$$

- Moment service :

$$M_s^L = M_L + F_{HL} \times h$$

M_L : Moment service provenant de fut 1059.88 KN.m

$$F_{Hfr} = 1,2 F_{fr} = 1.2 \times 300 = 360 \text{ KN.}$$

$$M_s^L = M_L + F_{Hfr} \times h = 1059.88 + 360 \times (1,6 + 0.5) = 1347.88 \text{ KN.m}$$

- Calcul des réactions :

$$R1 = \frac{Ns}{4} - \frac{MsL}{2(x1)^2 + 2(x2)^2} \times x1 = \frac{5778.47}{4} + \frac{1347.88}{4 \times 1.8^2} \times (1.8) = 1631.82 \text{ KN}$$

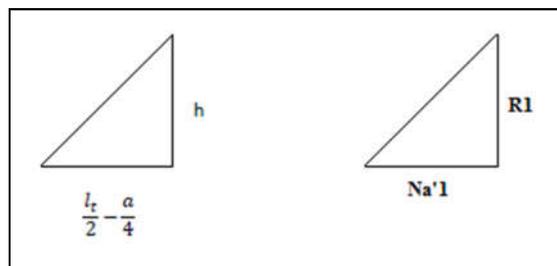
$$R2 = \frac{Ns}{4} - \frac{MsL}{2(x1)^2 + 2(x2)^2} \times x2 = \frac{5778.47}{4} - \frac{1347.88}{4 \times 1.8^2} \times (1.8) = 1257.41 \text{ KN}$$

XII.3.1.1 Ferrailage de la semelle :

- à L'ELU

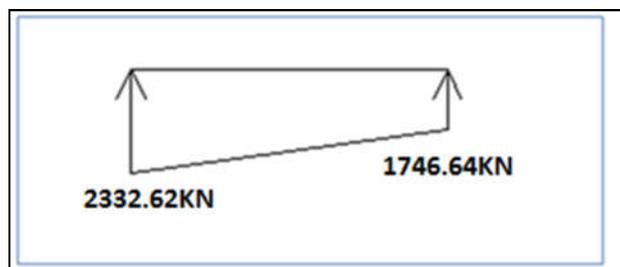
Les bielles partent du collet (intersection du poteau et de la semelle) pour aboutir aux pieux.

Si « $N'a1$ » est l'effort de traction dans les armatures au niveau du pieu 1 et $R1$ la réaction de ce même pieu, alors les triangles suivant sont semblables.



Et on peut donc tirer la relation suivante :

$$N'a1 = R1 \times \frac{(\frac{lt}{2} - \frac{a}{4})}{h}$$



☞ **Figure. XII.5.** Les réactions des pieux à l'ELU

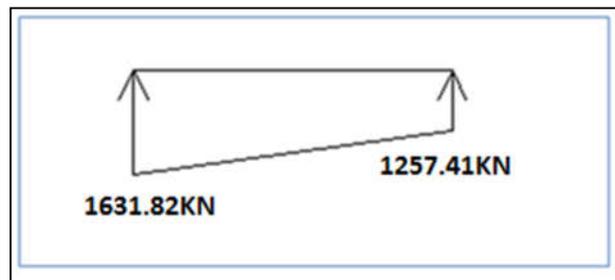
$$N'a1 = 2332.62 \times \frac{(\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4})}{1.6} = 2186.83 \text{ KN}$$

$$A = \frac{N'a1}{\sigma_s} = \frac{2186.83 \times 10^{-3}}{\frac{500}{1.15}} = 5.029 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 50.29 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage final de la semelle est :

$$A_L = A \times 2 = 50.29 \times 2 = 100.5 \text{ cm}^2, \text{ soit } 14\text{HA}32 (112.59 \text{ cm}^2)$$

– à L'ELS :



☞ **Figure. XII.6.** Les réactions des pieux à l'ELS

$$N'a1 = 1631.82 \times \frac{\left(\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4}\right)}{1.6} = 1529.83 \text{ KN}$$

$$A = \frac{N'a1}{\sigma_s} = \frac{1529.83 \times 10^{-3}}{0.5 \times 500} = 6.116 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 61.16 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage final de la semelle est :

$$A_L = A \times 2 = 61.16 \times 2 = 122.32 \text{ cm}^2, \text{ soit } 16\text{HA}32 (128.68 \text{ cm}^2)$$

D'après RPOA 2008, Le pourcentage géométrique des barres longitudinales doit respecter la condition de non fragilité en flexion composée tout en restant compris dans les fourchettes admissibles :

Le pourcentage géométrique ρ_g doit être compris dans les limites de :

$$0,25\% \leq \rho_g < 1.5\% \quad \text{avec} \quad \rho_g = A_s/B$$

A_s section totale d'acier.

B section totale du béton.

$$\rho_g = A_s/B = 0.25\% \rightarrow A_s = B \times 0.0025$$

$$A_s = 9.6 \times 0.0025 = 0.024 \text{ m}^2$$

$$A_s = 240 \text{ cm}^2$$

Soit 30 HA 32 (241.27 cm²)

XII.3.2. Calcul du pieu :

Dans cette section nous allons calculer le pieu le plus sollicité, c'est à dire le pieu avec la plus grande réaction.

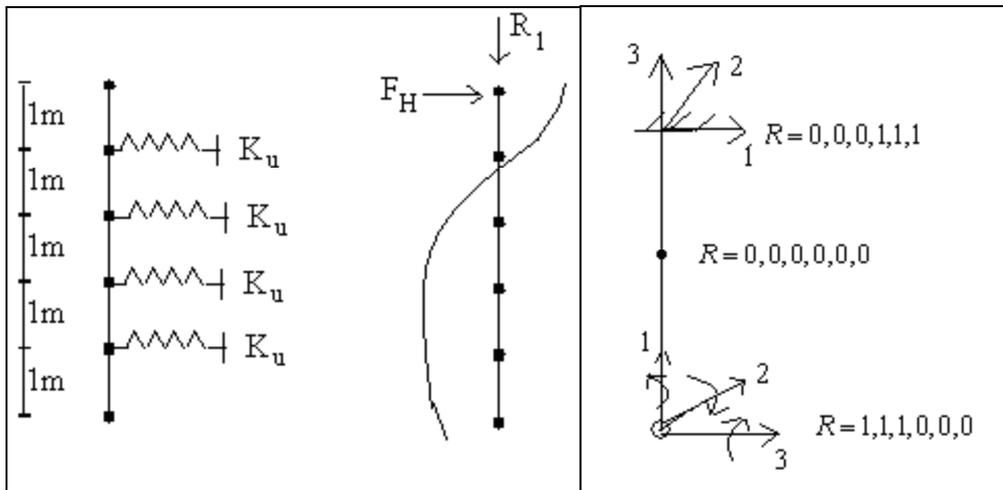
Ce pieu sera modélisé avec le logiciel SAP2000.

– Le pied du pieu est supposé articulé, donc toutes les rotations sont permises mais aucune translation.

– Les nœuds intermédiaires sont libres dans leur degré de liberté.

Au niveau de la tête du pieu les translations sont permises mais toutes les rotations sont bloquées.

– Le sol est modélisé par des ressorts à chaque mètre du pieu (la raideur K_u du ressort varie en fonction de la qualité du sol rencontré



☞ Figure. XII.7. Modèle du pieu

1. Les données géologiques (géotechniques) :

En fonction du type de structure, de l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques lithologiques du site, les travaux de reconnaissance ont été effectués au moyen de sondages carottés, tests in situ et essais de laboratoire

2. Caractéristique du sol :

N° sole	Nature de sol	Profondeur (m)	Em (Mpa)
1	Argile peu plastique	0 - 4	12600
2	Conglomérat totalement altéré	4 - 7	11000
3	Marne intensément altérée	7 - 13	16800
		13 - 15	16100

☞ Tableau . XII.1. Caractéristique du sol

3. Module de réaction du sol :

Les articles du Fascicule 62 concernant les courbes P-y ont été rédigés à partir de l'interprétation faite des essais in-situ au pressiomètre fait l'analogie entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et un pieu chargé latéralement.

Le module Kf est calculé par la formule suivante :

$$K_f = \begin{cases} \frac{12 E_M}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} \left(2,65 \frac{B_0}{B}\right)^\alpha + \alpha} & \text{pour } B \geq B_0 \\ \frac{12 E_M}{\frac{4}{3} 2,65^\alpha + \alpha} & \text{pour } B \leq B_0 \end{cases}$$

Avec : B₀ = diamètre de référence égal à 0.6 m.

B : diamètre du pieu = 1.2 m

E_m = module pressiométrique de Ménard,

α = coefficient rhéologique caractérisant le sol donné par le tableau suivant :

état	argile		silt		sable		sable et gravier		roche	
	E _m / P _l	α	type	α						
surconsolidé	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	très peu fracturé	2/3
normalement consolidé	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4	normal	1/2
altéré et/ou remanié	7 - 9	1/2		1/2		1/3		1/4	très fracturé	1/3

☞ **Tableau . XII 2. Coefficient rhéologique caractérisant le sol**

3.1) Calcul des rigidités de ressorts :

La rigidité de ressort est calculée à partir des relations suivantes :

$$K_u = k_f \times \Delta L \times B$$

Avec : B = diamètre du pieu

Δl = longueur du segment du pieu représenté par le ressort = 1 mètre

Donc en vas tirer l'équation suivante

$$K_u = \frac{12 E_m}{\frac{4}{3} \times \frac{B_0}{B} \left(2,65 \cdot \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \alpha} \times B \quad \text{pour } B \geq B_0$$

N° sole	Profondeur (m)	coeff. rhéologique « α »	Ku (KN/m)
1	0 - 4	2/3	67369.021
2	4 - 7	1/4	125562.064
3	7 - 13	1/4	191767.514
	13 –15	1/4	183777.202

☞ *Tableau . XII.3. Valeur des rigidités de ressorts*

4. Chargement du pieu :

À L'ELU :

– La force horizontale longitudinale du freinage : $F_{Hfr} = \frac{F_{fr}}{4} = \frac{300}{4} = 75 \text{ KN}$

Le moment sur le pieu : $M = F_{Hfr} \times h = 75 \times (0.5+1.6) = 157.5 \text{ KN.m}$

– La réaction sur le pieu1 : $R_1 = 2332.62 \text{ KN}$

– La réaction sur le pieu2 : $R_2 = 1746.64 \text{ KN}$

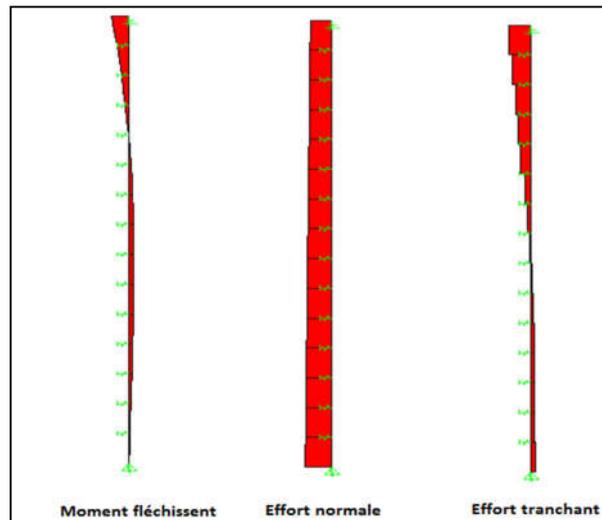
☞ *Remarque :*

Dans la modélisation par SAP2000 des pieux de la pile, on travaille avec la même rigidité du sol des pieux sous la pile.

Combinaison :

1.... $1,35 G + R1 + 1.605 FHfr$

2.... $1,35 G + R2 + 1.605 FHfr$



☞ **Figure. XII.8.** Diagramme des moments fléchissant, l'effort normale et effort tranchant

☞ *Résultat*

Combinaison	Mu (KN.m)	Nu (KN)	Tu (KN)
1,35 G + R1 +1.605 FHfr	391.64	2905.18	120.38
1,35 G + R2 +1.605 FHfr	391.64	2319.20	120.38

☞ **Tableau . XII.4.** Récapitulatif des moments fléchissant, l'effort normale et effort tranchant à L'ELU

À L'ELS :

- La réaction sur le pieu1 : $R_1 = 1631.82$ KN
 - La réaction sur le pieu2 : $R_2 = 1257.41$ KN
 - La force horizontale longitudinale du freinage : 75 KN
- Le moment sur le pieu : 157.5 KN.m

Combinaison :

- 1.... G + R1 + 1.2 FHfr
- 2.... G + R2 + 1.2 FHfr

☞ *Résultats*

Combinaison	Ms (KN.m)	Ns (KN)	Ts (KN)
G + R1 + 1.2 FHfr	292.81	2055.94	90
G + R2 + 1.2 FHfr	292.81	1681.33	90

☞ **Tableau .XII.5.** Récapitulatif des moments fléchissant, l'effort normale

et effort tranchant à L'ELS

XII.3.2.1 Ferrailage :

Armature longitudinale :

Le logiciel SOCOTEC nous donne la section suivante : $A_S = 0 \text{ cm}^2$

D'après RPOA 2008, Le pourcentage géométrique des barres longitudinales doit respecter la condition de non fragilité en flexion composée tout en restant compris dans les fourchettes admissibles :

Le pourcentage géométrique ρ_g doit être compris dans les limites de :

$$0,5\% \leq \rho_g < 3\% \text{ avec } \rho_g = A_s/B$$

A_s section totale d'acier.

B section totale du béton.

$$\rho_g = A_s/B = 0.5\% \rightarrow A_s = B \times 0.005$$

$$A_s = 1.131 \times 0.005 = 0.005655 \text{ m}^2$$

$$A_s = 56.55 \text{ cm}^2$$

Soit 16 HA 25 ($A_s = 78.54 \text{ cm}^2$)

Armature transversal :

Il y a lieu de satisfaire la condition :

$$\text{Espacement maximal} = \text{Min} [12 \Phi_L ; 200 \text{ mm}].$$

- b est la petite cote du rectangle circonscrit.

- Φ_L : plus gros diamètres des armatures longitudinales

$$\text{Espacement maximal} = \text{Min} [12 (25); 200 \text{ mm}] = 200 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{3} \cdot \Phi_1 \leq \Phi_t \leq \Phi_1 \Rightarrow \frac{1}{3} \cdot 25 \leq \Phi_t \leq 25$$

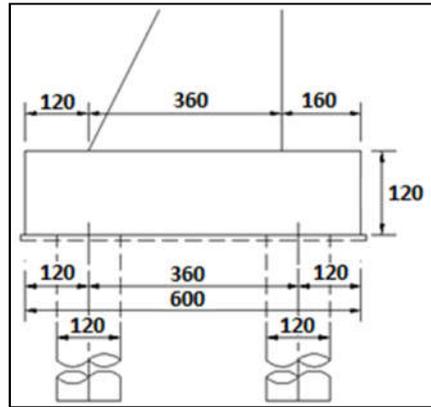
$$\Rightarrow 8.33 \leq \Phi_t \leq 25$$

Soit : $\Phi_t = 14 \text{ mm}$

$A_t = \text{HA}14$ espacées de 20 cm

XII.4. Calcul des fondations de la culée

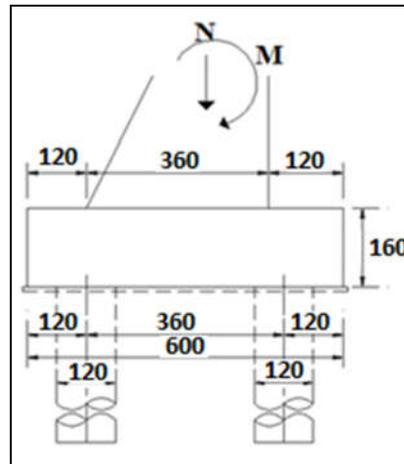
La semelle de la culée étudiée est rectangulaire et a pour dimension (6.4 m x 10.8 m) pour une épaisseur de 1.6 m. Elle repose sur 6 pieux de 1,2 m de diamètre pour une longueur de 17 m. Elle est sujette aux actions transmises par la culée, à son poids propre, et au poids du remblai se trouvant sur la semelle.



☞ *Figure . XII.9: Détaille de fondation sous culée*

XII.4.1. Etude de la semelle :

Le calcul sera mené en phase d’exploitation par la méthode des bielles.



☞ *Figure. XII.10 : Efforts sur la fondation*

Calcul à l’ELU :

L’effort normal ultime Nu :

$$Nu = Nu_1 + 1,35 N_{ent}$$

Avec :

Nu1 : est l’effort normal ultime transmis par le fut

Nent : le poids propre de la partie enterrée (béton + remblai).

$$N_{Béton} = (6 \times 3.6 \times 1 + 1.6 \times 6 \times 6) \times 25 = 1980 \text{ KN.}$$

$$N_{remblai} = [(6 \times 6) - (6 \times 3.6 \times 1)] \times 1 \times 20 = 288 \text{ KN}$$

$$Nu_1 = 9558.83 \text{ KN}$$

$$Nu = 9558.83 + 1,35 (1980 + 288) = 12620.63 \text{ KN}$$

- Moment ultime :

Calcul des forces horizontal :

$$F_{HL} = 1,605 F_{fr} + 0,9 F_{\Delta T} + 1,35 F_{flu} \text{ Avec :}$$

$F_{\Delta T}$: la force de la variation de la température = 58 KN

F_{flu} : la force des effets différés (fluage + retrait) = 15.3 KN

} (Voir chapitre pile)

$$F_{HL} = (1,605 \times 300) + (0,9 \times 58) + (1,35 \times 15.3) = 554.355 \text{ KN}$$

$$M_u^L = M_L + F_{HL} \times h$$

M_L : Moment ultime provenant de fut = 1641 KN.m

$$M_u^L = M_L + F_{HL} \times h = 1641 + 554.355 \times 1.6 = 3512.568 \text{ KN.m}$$

Calcul des réactions :

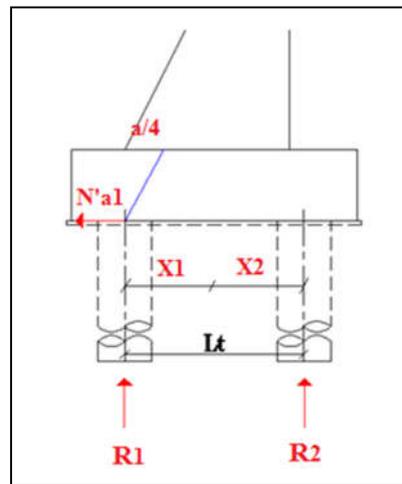


Figure XII.11 : Principe des bielles

La réaction pour 4 pieux sera :

$$R_i = \frac{Nu}{4} \pm \frac{MuL}{\sum x_i^2} x_i$$

$$x_1 = 1.8 \text{ m}$$

$$x_2 = 1.8 \text{ m}$$

$$R1 = \frac{Nu}{4} - \frac{MuL}{2(x_1)^2 + 2(x_2)^2} x1 = \frac{12620.63}{4} + \frac{3512.568}{4 \times 1.8^2} \times (1.8) = 3643.014 \text{ KN}$$

$$R2 = \frac{Nu}{4} - \frac{MuL}{2(x_1)^2 + 2(x_2)^2} x2 = \frac{12620.63}{4} - \frac{3512.568}{4 \times 1.8^2} \times (1.8) = 2667.3 \text{ KN}$$

- Calcul à l'ELS :

- L'effort normal service N_s :

$$N_s = N_{s1} + N_{ent}$$

$$N_{B\acute{e}ton} = 1980 \text{ KN.}$$

$$N_{remblai} = 288 \text{ KN}$$

$$N_{s1} = 6628.48 \text{ KN}$$

$$N_s = 6628.48 + (1980 + 288) = 8896.48 \text{ KN}$$

- Moment service :

$$M_s^L = M_L + F_{HL} \times h$$

$$M_L : \text{Moment service provenant de voile} = 1461.66 \text{ KN.m}$$

$$F_{HL} = 1,2 F_{fr} + 0,6 F_{\Delta T} + F_{\Delta l} = 1.2 \times 300 + 58 + 15.3 = 433.3 \text{ KN.}$$

$$M_s^L = M_L + F_{HL} \times h = 1461.66 + 433.3 \times 1.6 = 7880.356 \text{ KN.m}$$

Calcul des réactions :

$$R1 = \frac{N_s}{4} - \frac{M_sL}{2(x1)^2 + 2(x2)^2} \times x1 = \frac{8896.48}{4} + \frac{7880.356}{4 \times 1.8^2} \times (1.8) = 3319.61 \text{ KN}$$

$$R2 = \frac{N_s}{4} - \frac{M_sL}{2(x1)^2 + 2(x2)^2} \times x2 = \frac{8896.48}{4} - \frac{7880.356}{4 \times 1.8^2} \times (1.8) = 1129.62 \text{ KN}$$

XII.4.1.1 Ferrailage de la semelle :

- à L'ELU

$$N'a_i = R_i \times \frac{\left(\frac{Lt}{2} - \frac{a}{4}\right)}{h}$$

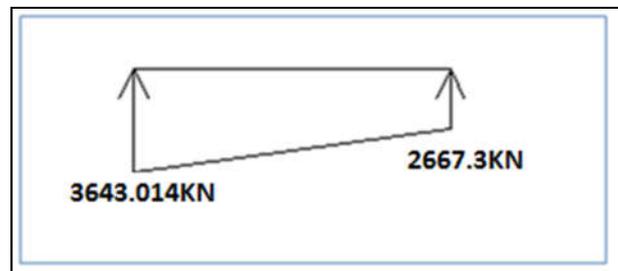


Figure. XII 12. Les réactions des pieux à l'ELU

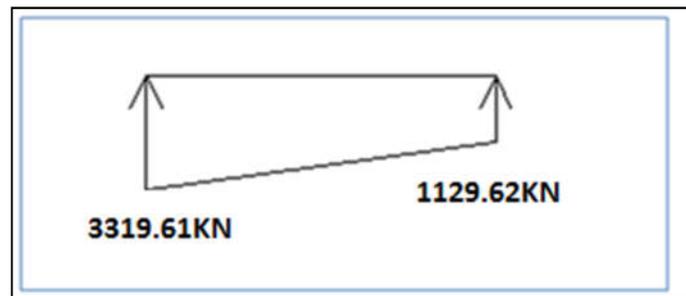
$$N'a1 = 3643.014 \times \frac{\left(\frac{3.6}{2} - \frac{3.6}{4}\right)}{1.6} = 2049.19 \text{ KN}$$

$$A = \frac{N'a1}{\sigma_s} = \frac{2049.19 \times 10^{-3}}{\frac{500}{1.15}} = 4.713 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 47.13 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage final de la semelle est :

$$A_1 = A \times 2 = 47.13 \times 2 = 94.26 \text{ cm}^2, \text{ soit } 12 \text{ HA } 32 (96.51 \text{ cm}^2)$$

– à L’ELS :



☞ **Figure XII.13.** Les réactions des pieux à l’ELS

$$N'a_1 = 3319.61 \times \frac{\left(\frac{3.6}{2} - \frac{3.6}{4}\right)}{1.6} = 1867.28 \text{ KN}$$

$$A = \frac{N'a_1}{\sigma_s} = \frac{1867.28 \times 10^{-3}}{0.5 \times 500} = 7.469 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 74.69 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage final de la semelle est :

$$A_l = A \times 2 = 74.69 \times 2 = 149.38 \text{ cm}^2, \text{ soit } 20 \text{ HA } 32 \text{ (152.81 cm}^2\text{)}$$

Armature minimale :

Le pourcentage géométrique ρ_g doit être compris dans les limites de :

$$0,25\% \leq \rho_g < 1.5\% \quad \text{avec} \quad \rho_g = A_s/B$$

A_s section totale d'acier.

B section totale du béton.

$$\rho_g = A_s/B = 0.25\% \quad \rightarrow \quad A_s = B \times 0.0025$$

$$A_{\min} = 9.6 \times 0.0025 = 0.024 \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 240 \text{ cm}^2$$

Soit 32 HA 32 (257.36 cm²)

XII.4.2. Calcul du pieu :

1. Caractéristique du sol :

N° sole	Nature de sol	Profondeur (m)	Em (Mpa)
1	Argile peu plastique	0 - 4	12600
2	Conglomérat totalement altéré	4 - 7	11000
3	Marne intensément altérée	7 - 13	16800
		13 - 18	16100

☞ **Tableau . XII.6.** Caractéristique du sol

Calcul des raideurs

D’après le fascicule N°62 – titre V on va tirer l’équation suivante :

$$Ku = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \times \frac{B_0}{B} (2.65 \cdot \frac{B}{B_0})^\alpha + \alpha} \times B \quad \text{pour } B \geq B_0$$

Avec ; $B_0 = 0.6$

B : diamètre du pieu = 1.2 m

N° sole	Profondeur (m)	Coeff. rhéologique « α »	Ku (KN/m)
1	0 - 4	2/3	67369.021
2	4 - 7	1/4	125562.064
3	7 - 13	1/4	191767.514
	13 –18	1/4	183777.202

☞ **Tableau. XII.7. Valeur des rigidités de ressorts**

2. Chargement du pieu :

À L’ELU :

– La force horizontale longitudinale du freinage a chaque pieu: $F_{Hfr} = \frac{Ffr}{4} = \frac{300}{4} = 75 \text{ KN}$

Le moment sur le pieu : $M = F_{Hfr} \times h = 75 \times 1.6 = 120 \text{ KN.m}$

– la force horizontale des effets différer a chaque pieu : $F_{flu_i} = \frac{FLUI}{4} = \frac{153}{4} = 3.825 \text{ KN}$

Le moment sur le pieu : $M = F_{H\Delta li} \times h = 3.825 \times 1.6 = 6.12 \text{ KN.m}$

– la force horizontale de la variation de température a chaque pieu : $F_{H\Delta Ti} = \frac{F\Delta T}{4} = \frac{58}{4}$

=14.5KN

Le moment sur le pieu : $M = F_{H\Delta Ti} \times h = 14.5 \times 1.6 = 23.2 \text{ KN.m}$

– La réaction sur le pieu1 : $R_1 = 3643.014 \text{ KN}$

– La réaction sur le pieu2 : $R_2 = 2667.3 \text{ KN}$

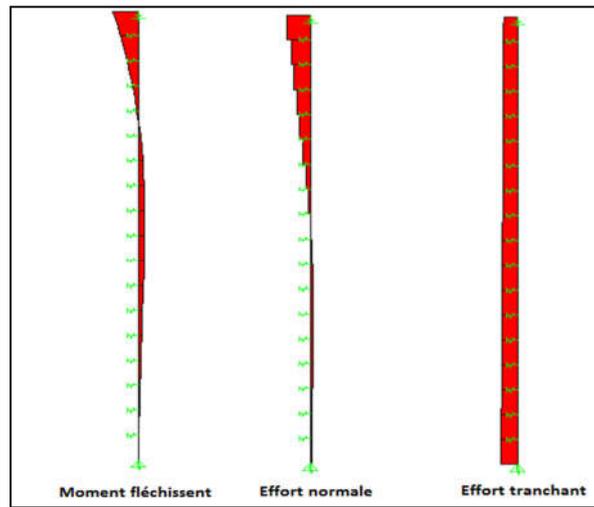
☞ *Remarque :*

Dans la modélisation par SAP2000 des pieux de la culé, on travaille avec la même rigidité du sol des pieux sous la culée

Combinaison :

1.... 1,35 G + R1 + 1.605 F_{fr} + 0,9 F_{ΔT} +1,35 F_{FLU}

2.... 1,35 G + R2 + 1.605 F_{fr} + 0,9 F_{ΔT} +1,35 F_{FLU}



☞ **Figure . XII.14.** Diagramme des moments fléchissant, l'effort normale et effort tranchant

☞ *Résultat*

Combinaison	Mu (KN.m)	Nu (KN)	Tu (KN)
1,35 G + R1 + 1.605 F _{fr} + 0,9 F _{ΔT} + 1,35 F _{Δl}	453.73	4330.08	138.59
1,35 G + R2 + 1.605 F _{fr} + 0,9 F _{ΔT} + 1,35 F _{Δl}	453.73	3354.37	138.59

☞ **Tableau. XII.8.** Récapitulatif des moments fléchissant, l'effort normale et effort tranchant à L'ELU

À L'ELS :

- La réaction sur le pieu1 : R₁= 3319.61 KN
- La réaction sur le pieu2 : R₂= 1129.62 KN
- La force horizontale longitudinale du freinage a chaque pieu: F_{Hfr} = 75 KN
Le moment sur le pieu : M = 120 KN.m
- La force horizontale des effets différer a chaque pieu : = 3.825 KN
Le moment sur le pieu : M = 6.12KN.m
- La force horizontale de la variation de température a chaque pieu : =14.5 KN
Le moment sur le pieu : M = 23.2 KN.m

Combinaison :

- 1.... G + R1 + 1.2 FHfr + 0,6 F_{ΔT} + F_{FLU}
- 2.... G + R2 + 1.2 FHfr + 0,6 F_{ΔT} + F_{FLU}

Résultat

Combinaison	Mu (KN.m)	Nu (KN)	Tu (KN)
G + R1 + 1.2 FHfr + 0,6 F _{ΔT} + F _{ΔI}	335.66	3828.55	102.53
G + R2 + 1.2 FHfr + 0,6 F _{ΔT} + F _{ΔI}	335.66	2147.5	102.53

☞ **Tableau . XII.9.** Récapitulatif des moments fléchissent, l’effort normale et effort tranchant à L’ELU

XII.4.2.1 Ferrailage :

– **Armature longitudinale:**

Le logiciel SOCOTEC nous donne la section suivante : AS = 0 cm²

D’après RPOA 2008, Le pourcentage géométrique des barres longitudinales doit respecter la condition de non fragilité en flexion composée tout en restant compris dans les fourchettes admissibles :

Le pourcentage géométrique ρg doit être compris dans les limites de :

$$0,5\% \leq \rho_g < 3\% \text{ avec } \rho_g = A_s/B$$

As section totale d'acier.

B section totale du béton.

$$\rho_g = A_s/B=0.5\% \rightarrow A_s = B \times 0.005$$

$$A_s = 1.131 \times 0.005 = 0.005655 \text{ m}^2$$

$$A_s = 56.55 \text{ cm}^2$$

Soit 16 HA 25 (As = 78.54 cm²)

✓ **Armature transversal :**

Il y a lieu de satisfaire la condition :

$$\text{Espacement maximal} = \text{Min} [12 \Phi_L ; 200 \text{ mm}].$$

-b est la petite cote du rectangle circonscrit.

-ΦL : plus gros diamètres des armatures longitudinales

$$\text{Espacement maximal} = \text{Min} [12 (25); 200 \text{ mm}]. = 200 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{3} \cdot \Phi_l \leq \Phi_t \leq \Phi_l \Rightarrow \frac{1}{3} \cdot 25 \leq \Phi_t \leq 25$$

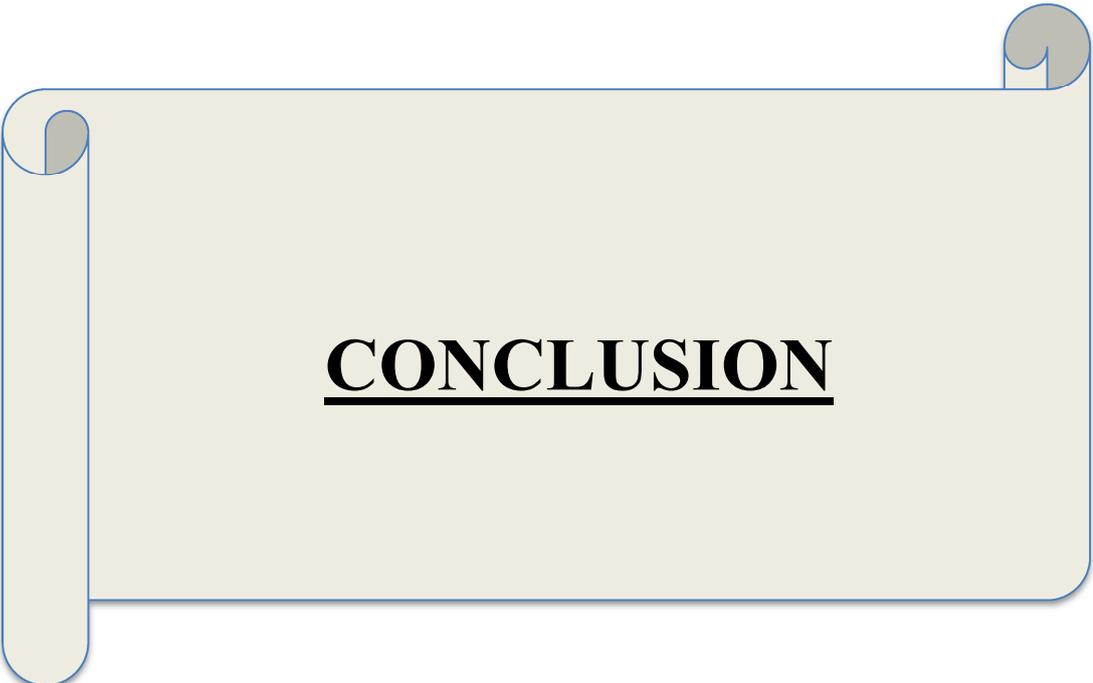
$$\Rightarrow 8.33 \leq \Phi_t \leq 25$$

Soit : Φ_t=14 mm

A_t = HA14 espacées de 20 cm

XII.5. Conclusion :

Dans l'étude de la fondation, le rapport géotechnique est important du fait qu'il nous procure la portance du sol d'assise, son tassement prévisible ainsi que les différents paramètres mécaniques de chaque couche a savoir le module de Young du sol (E_m) et le paramètre rhéologique (α). Cela nous permettra de modéliser la réaction horizontale du sol par des ressorts élastiques de rigidité K qui dépend de E_m et α .



CONCLUSION

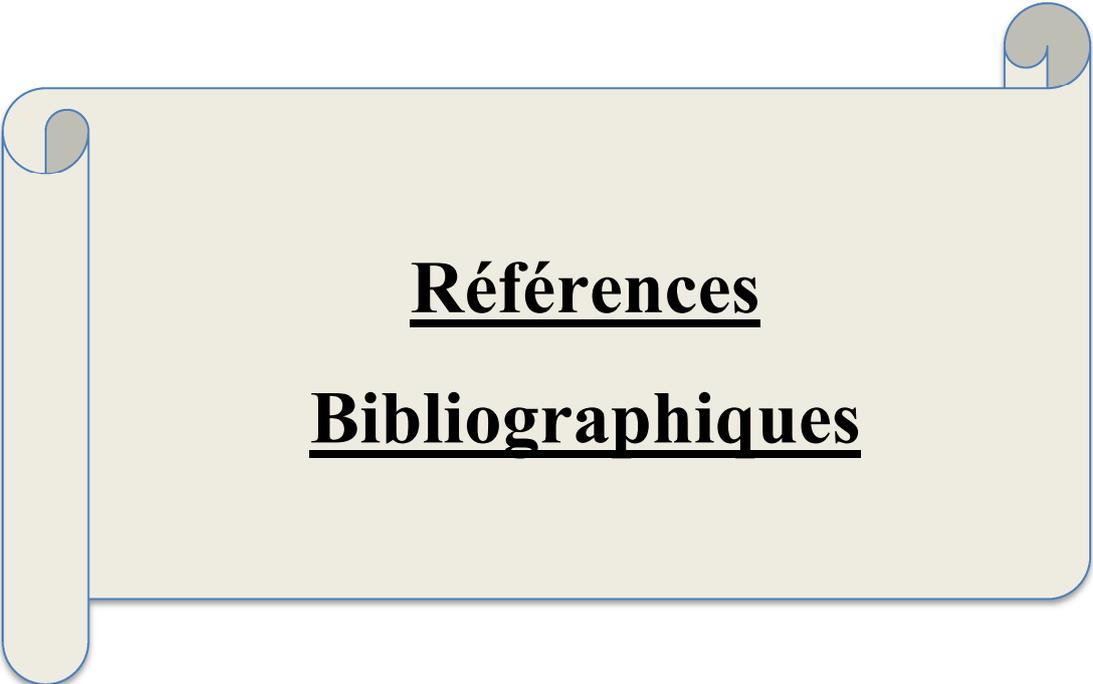
Conclusion

L'élaboration d'un projet de pont est une nouvelle expérience dans le cycle de formation de Master, qui nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part.

Ce projet de Fin d'études nous a permis de découvrir le domaine professionnel, et on a eu une idée sur le travail quotidien d'un homme de génie civil.

En fin nous espérons que ce projet de fin d'études ne sera en aucun cas la fin de nos recherches dans ce domaine mais le début d'une amélioration dans la vie professionnelle.

Ce projet nous a permis d'avoir une idée assez détaillée et poussée sur les différents modes de calcul des ouvrages en béton précontraint chose qui nous a permis d'améliorer nos connaissances acquises durant notre formation.



Références
Bibliographiques

Références Bibliographiques :

- Cours pratique du béton précontraint : **HONRY THONIER**
- Cours Analyses des Structures Monsieur **AIT AMAR MEZIANE Mohamed**
Université de Tiaret.
- DTR Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrage d'arts MDTP RPOA
2008
- Catalogue Freyssinet.
- Cours avec exercices corrigée BAEL 91 **Jean Perchat Jean Roux -**
- Mémoire **Sedouki et Akouche** ENTP.
- Cours d'Ouvrage d'Art (Ecole Nationale d'ingénieurs de Tunis) : **Mongi BEN**
OUEZDOU
- Cours de béton précontraint (Centre Universitaire de BECHAR) : **Abdelaziz Yazid.**

Logiciel :

- SAP2000.
- SOCOTEC
- Autocad 2004.
- Microsoft Excel.
- Microsoft Word.
- Microsoft Power Point.