

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

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

Thème

Étude d'un pont construit par encorbellement successifs
avec des voussoirs coules sur place



Proposé par : l'AGENCE NATIONAL DES AUTOROUTES

Réalisé par :

OSMANI NOUARA
FERHI DYHIA

Encadré par :

M^r : MERAKEB.S

Promotion 2015-2016

Remerciements :

Il est particulièrement agréable d'exprimer ici notre reconnaissance envers tous ceux qui ont rendu possible ce travail.

Remercions Dieu, notre seigneur le grand et le clément qui nous a inspiré les justes réflexes, le courage, la patience, la santé et la force qui nous ont été utiles tout au long de notre parcours.

*Nous tenons à remercier grandement **Mr MERAKEB** pour ses grandes disponibilités ses encouragements et ses précieux conseils tout au long de la rédaction de ce mémoire.*

Nous tenons à remercier tous les membres du jury pour avoir accepté de juger ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer toute notre gratitude et notre respect aux enseignants et étudiants de notre promotion.

DYHIA & NOUARA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À ma fabuleuse étoile ma très chère mère

À mon père : le plus bon de tous les pères

À mes sœurs et à mes frères

Et à toute ma famille en général.

Et enfin

À ma binôme NOUARA avec qui j'ai partagé ce travail.

À tous mes amis avec qui j'ai partagé des moments précieux.

DYHIA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À ma fabuleuse étoile ma très chère mère

À mon père : le plus bon de tous les pères

À mes sœurs et à mes frères

Et à toute ma famille en général.

Et enfin

À ma binôme DYHIA avec qui j'ai partagé ce travail.

À tous mes amis avec qui j'ai partagé des moments précieux.

NOVARA

Liste des figures

Fig. 1 : Pont primitif en rondins [Réf.1].	Page 1
Fig. 2 : Pont cantilever en bois b-pont suspendu fait de cordes.....	page 2
Fig .3 : L'un des premiers ponts de pierre à Structure montants-linteau [Réf.....	page 2
Fig. 4 : Puent Alcantara sur le Tage (98 apr. J. C) [Réf.1].....	page 2
Fig. 6 : Pont suspendu « Golden Gate » achevé en 1937[Réf.1.....	page 3
Fig. 5 : Pont arc en acier « viaduc de Garabit » construit en 1884[Réf.1].	page 3
Fig.7 : pont a hauban « viaduc de Millau » inauguré en 2004[Réf.1].....	page 4
<hr/>	
Fig. I.1.Le tracé de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest.....	page 7
<hr/>	
fig. II -1 : situation de l'ouvrage	page 10
Fig. II.2. Vue en plan de l'ouvrage.....	page 11
Fig. II. 3. Coupe longitudinale de l'ouvrage	page.2
Fig. II. 4. Profil en travers.	page 13
Fig. II. 5 Rapport géotechnique	page 14
Fig II.6. Schéma de principe de la construction par encorbellement	page 16
Fig II.7. La variation de la section	page 16
Fig. II. 8. Construction en encorbellement [Réf.14]	page 19
Fig. II. 9. Réalisation d'un voussoir sur pile.....	page 19
Fig. II. 10. Réalisation d'un fléau (France)	page 20
Fig. II. 11. Ferrailage du voussoir de Clavage (France).....	Page 21
Fig. II. 12. Répartition des fléaux.....	Page 21
Fig. II. 13. Construction des piles et des culée.....	Page 21
Fig. II. 14 .Construction des fléaux. ,.....	Page 22
Fig. II. 15. Clavage des deux travées de rive.....	Page 22
Fig. II. 16. Clavage de la travée centrale.....	Page 23

Fig. III.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU [Réf.12].....	Page.27
Fig. III.2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier [Réf.12].	Page 29
Fig. III.3 : Acier actif (19T15S) [Réf.15].	Page30
Fig. III.4 : Diagramme contraintes - déformations des aciers de précontrainte [Réf.13].....	Page 31
<hr/>	
Fig. IV.1 : Coupe longitudinal.....	Page 33
Fig. IV.2: Coupe transversale d'un caisson simple à deux âme.	Page 36
Fig. IV.3 : Gousset supérieur.....	Page 39
Fig. IV.4 : Gousset inférieur.....	Page 41
Fig. IV.5 : Coupe transversale d'un voussoir sur pile.....	Page 41
Fig. V.6: Voussoir sur pile	Page 45
<hr/>	
Fig. V.2 : Coupe transversale du voussoir sur culé	Page 46
Fig. V.3 : Voussoir plein sur pile	Page 49
<hr/>	
Fig. V.4 : Variation de la hauteur de la travée de rive.	Page 51
Fig. V.5 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire	Page 53
Fig. VI.1 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont [Réf.2]	Page 57
Fig. VI.2 : Profil en travers du pont.	Page 58
Fig. VI.2 : Glissière de sécurité.	Page 61
Fig. VI.3 : Schéma d'un garde corps.....	Page 61
Fig. VI.4 : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.....	Page 62
Fig. VI.5: charges routières.	Page 63
Fig. VI.6 : Les différents cas de placement de la charge A(l) sur le tablier.....	Page 66
Fig. VI.7 : Dimensions du système Bc.	Page 69
Fig. VI.8: Les dimensions du système Bt.	Page 71
Fig. VI.9: Dimensions du système Br.	Page 73

Fig. VI.10 : Les dimensions du système Mc120.	Page 75
Fig. VI.11 : Dimensions de système D240.....	Page 76
Fig. VI.12 : La répartition exacte de la température θ dans un ouvrage.	Page 81
Fig. VI.13 : Les rotations aux extrémités d'une travée indépendante.	Page 81
<hr/>	
Fig. VII.1. Évaluation.	Page 87
Fig. VII.2 : Combinaisons en situation temporaire	Page 87
Fig. VII.2 : Différents clavages.	Page 88
Fig. VII.3 : Modèle de calcul de la travée de rive.....	Page 89
Fig. VII.4. Schéma statique du demi-fléau.	Page 90
Fig. VII.5. Figure représentatif de demi-fléau.....	Page 91
Fig. VII.6. Diagramme des moments fléchissant dus aux poids propre.	Page 92
Fig. VII.7. Diagramme des efforts tranchants dus aux poids propre.	Page 92
Figure VII .8. Moment due au poids propre avant le clavage.	Page 9
Figure VII.9. Moment due au poids propre après le clavage.	Page 97
Figure VII.10. Vue en 3D du modèle de calcul.	Page 99
FigVII.12. Moments fléchissant sous le convoi Mc	Page 120.
Fig VII.13. Moments fléchissant sous le convoi D240	Page 102
Fig VII .14.Moments fléchissant sous le convoi bc.	Page 103
<hr/>	
Fig. VIII 1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur	Page 110
Fig. VIII.2 : La disposition des ancrages au niveau des âmes.	Page 111
Fig. VIII 3 : Tracé d'un câble en élévation.	Page 112
Fig. VIII. 4 : Tracé des câbles en élévation.	Page 116
Fig. VIII.5. Tracé en plan d'un câble de fléau	Page 116
Fig VIII-6 Tracé des câbles en plan.	Page 119
Fig. VIII.7: Diagramme de variation de la tension	Page 121
Fig. VIII.8 : Diagramme des tensions avant et après recul d'ancrage [Réf.13]
Fig. VIII . 9. Diagramme des contraintes.	Page 135
Fig VIII-10 Diagramme des moments sous G+D240 a L'ELS.....	Page 136
Figure VIII -11 : Tracé des câbles de continuité pour la travée de rive.	Page 139
Figure VIII -12 : Tracé des câbles de continuité pour la travée intermédiaire	Page 140

Figure IX .1.condition d'appuis de voussoir sur culée.	Page 148
Figure IX.2.condition d'appuis de voussoir su pile.	Page.149
Figure IX-3 : Vue en 3D du voussoir sur pile modélisé sur le logiciel Robot Structural.	Page149
Figure IX-4 : Vue en 3D du voussoir à la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural.	Page150
Figure IX -5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m].....	Page153
Figure IX -6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t].	Page 154
Figure IX -7 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].	Page 154
Figure IX -8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m]	Page 155
Figure IX -9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t].	Page 155
Figure IX -10 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS [t].	Page 156
Figure IX -11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m]	Page 156
Figure IX -12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t].	Page 157
Figure IX -13 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].....	Page 157
Figure IX -14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m].....	Page 158
Figure IX -15 : Diagramme des efforts tranchants l'ELS [t].	Page 158
Figure IX -16: Diagramme des efforts normaux à l'ELS[t].	Page 159
Figure IX -16 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile.....	Page 170
Figure IX -17 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la clé.....	Page 170

Figure X -1 : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.	Page 173
---	----------

Figure X -2 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson.	Page 174
---	-------------

Figure XI-1: Appareil d'appui en élastomère fretté.....	Page 181
Figure XI-2:Constitution type d'un appareil d'appui de type B.	Page 181
Figure XI-3: Dimension des couches d'appareil d'appui	Page 182

Figure XI-4 : Détail de l'appareil d'appui.	Page 188
Figure XI-5 : Dimension de dés d'appuis.....	Page 188
Figure XI-6 : Ferrailage du dé d'appui	Page 190
Figure XI-7 : Les différents éléments d'un joint de chaussée	Page 191
Figure XI-8 : Photo réelle d'un joint de chaussée	Page 191
Figure XI-9 : Rotation d'extrémité sous chargement	Page 192
Figure XI-10 : Joint du type Wd (souffle moyen).	Page 197
Figure XI-11 : Caractéristique du joint de chaussée Wd110	Page 199
Figure XI-12 : photo d'une glissière de sécurité	Page 200
Figure XI-13 : photo Corniches préfabriquées sur chantier.	Page 201
Figure XI-14 : Les équipements du pont.	Page 202

Figure XII-1 : Vu en plan de la pile.	Page 204
Figure XII-3 : Efforts agissant sur pile	Page 205
Figure XII-4 : Répartition des armatures de la pile	Page 207
Figure XII-3 : Efforts agissant sur pile	Page 208
Figure XII-4 : Répartition des armatures de la pile	Page 209
Figure XII-5 : Abaque de Walther pour la flexion composée	Page 211
Figure XII-7 : Disposition des pieux au niveau des piles (vue en plan).	Page 216
Figure XII-8 : Coupe transversale (pile + semelle de liaison + pieux).	Page 216
Figure XII-9 : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)	Page 221
Figure XII-10 : Ferrailage de la semelle (nappe supérieure)	Page 222
Figure XII-11 : Ferrailage de la semelle (coupe longitudinale)	Page 222
Figure XII-12 : abaques de Walther	Page 226
Figure XII-13 : Ferrailage du pieu de la pile	Page 228

Figure- XIII -1 : Les éléments constitutifs d'une culée.	Page 225
Fig XIII-2 Eléments d'une culée enterrée.	Page 226
Figure XIII -3 : Dalle de transition	Page 229
Figure- XIII -4 : Les dimensions de la culée.	Page 230

Liste des tableaux

Tab.1 : Le record du plus long pont au fil des ans.....	page 4
<hr/>	
Tableau V.1 représentatif des différentes caractéristiques Géométriques.....	Page44
Tab. V. 2 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.....	page45
Tab. V. 3 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur culée.....	page47
Tab . V.4. Tableau des caractéristiques géométriques du voussoir plein sur pile.....	...page49
Tab -V -5-variation des différents paramètres de $\frac{1}{2}$ de la travée intermédiaire.....	page55
Tableau -V-6- récapitulatif de la variation des différents paramètres de la travée de rive.....	Page55
<hr/>	
Tab. VI.1 : Tableau donnant les valeurs de a_1	page64
Tab. VI. 2: Tableau donnant les valeurs de $A(l)$ pour chaque cas de charge.....	page67
Tab. VI.3 : Valeurs de coefficient b_c	page69
Tab. V.4 : Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge BC	page70
Tab VI.5 : Valeurs de coefficient b_t	page71
Tab. VI.6 : Les valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge Bt	page72
Tab. VI.7 : Calcul des valeurs de S et pour les différents cas de charge Br	page74
Tab. VI.7 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge Br	page74
Tab .VI.8 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de surcharge $MC120$	page76
Tab. VI.9 : Les différents coefficients de majoration.....	page78
Tab VI -10Les combinaisons de charges à L'ELU et à L'ELS.....	page78
Tab. VI. 11 : Zone de sismicité.....	page.83
Tab. VI. 12 : Les différents coefficients de majoration [Réf.2].....	page84
Tab. VI. 13 : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS [Réf.2].....	Page85
<hr/>	
Tab VII .1- Les résultats de chaque effort des surcharges de chantier dans le demi-fléau.....	Page 93
Tab VII.11. Tableau des différentes combinaisons selon le Fascicule 61.....	Page101
Tab VII.11. Tableau des différentes combinaisons selon le Fascicule 61.....	Page109
<hr/>	
Tab. VIII.2: Tableau donnant les paramètres du tracé des câbles en élévation.....	Page116

Tab. VIII.2 Tracé des câbles en plan.....	Page 119
Tab. VIII 3: Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles.....	Page123
Tab. VIII.4: Résultats des pertes dues au recul d'ancrage de chaque câble.....	Page125
Tab.VII.6Résultats des pertes par non simultanété de la mise en tension des différents câble.	Page 127
Tab. VIII.5: Résultats des pertes de tension par fluage,.....	Page 130
Tableau VIII -6 : Résultats Pertes dues à la relaxation de l'acier.....	Page 132
Tableau VIII-7 :les contraintes dans le demi fléau.....	Page 135
TabVIII.9.Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir (travée intermédiaire)..	Page 140
Tableau VIII -10 : Pertes de précontrainte dans la travée de rive.....	Page 141
Tableau VIII -11 : Pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.....	Page 142
Tableau VIII-14 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{min}: (G + CCP).....	Page 145
Tableau VIII-15 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{max}: (G + D240).....	Page 146
Tableau VIII-16 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{min}: (G + CCP)...	Page147
Tableau VIII-17 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{max} : (G + D240)..	Page147
<hr/>	
Tableau IX-1 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.....	Page152
Tableau IX -2 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.....	Page159
Tableau IX -3 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.....	Page160
Tableau IX -4 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).....	Page161
Tableau IX -5 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée).....	Page161
Tableau IX -6 : ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la pile.....	Page166
Tableau IX -7 : ferrailage de la dalle inférieur du voussoir près de la pile.....	Page166
Tableau IX -8 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile.....	Page167
Tableau IX -9 : ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la culée.....	Page168
Tableau IX -10 : ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la culée.....	Page168
Tableau IX -11 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée.....	Page169
<hr/>	
Tab. X.1 : Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire.....	Page169
Tab. X.2 : Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.....	Page177

Tableau XI-1 : Différents modèles des joints Wd.....Page198

Tableau XI-2 :Caractéristiques physiques des joints Wd.....Page198

Tableau XII-1 : Les sollicitations maximales sur la pile.....Page208

Tableau XII-1 : Implantation de la culée.....Page226

Tableau XIII -2 : récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.....Page232

Tableau XIII -5: Calcul des moments et des efforts globaux.....Page234

Tableau XIII -4 : Résultats du calcul de la poussée à vide.....Page235

SOMMAIRE

1- Une brève histoire des pontsPage01

2. Le record du plus long pont au fil des ansPage04

CHAPITRE I : *PRESENTATION GENERALE*

Introduction generalePage06

I-1 Description d l'ouvrage Page06

I-2Présentation de l'organisme d'accueil..... Page06

I-3 présentation du projet de la pénétrante..... Page07

I -4 Consistance physique du projet..... Page08

CHAPITRE II : *PRESENTATION DE L'OUVRAGE*

Introduction :..... Page10

II. 1 Exigences relatives à la voie portée Page11

II 1.1. Exigences naturelles.....Page13

II.1-3 Principe de la construction par encorbellement..... Page15

II -2-1. Notion historique de la construction par encorbellement..... Page16

II -2.2- Avantage du procédé et domaine d'application..... Page17

II .3. Méthode de construction Page18

II. 3.1. Définition des fléaux Page18

II. 3.2. Réalisation des voussoirs	Page19
II. 4. Cinématique de la construction	Page21
II. 4.1. Construction des piles et des culées	Page21
II. 4.2. Construction de chaque fléau sur pile	Page22
II. 4.3. Clavage des travées de rives	Page22
II. 4.4. Clavage de la travée centrale	Page22

CHAPITRE III : *CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX*

<i>Introduction</i>	Page25
III. 1. Caractéristiques des matériaux utilisés	Page25
III. 1.1 Béton.....	Page25
III. 1.2. La résistance caractéristique à la compression.....	Page25
III. 1.3. La résistance caractéristique à la traction.....	Page26
III. 1.4. Contrainte de calcul à l'état limite ultime.....	Page26
III. 1.5. Contrainte de calcul à l'état limite de service	Page27
III. 1.6. Coefficient de poisson	Page27
III. 1.7. Module de déformation longitudinale	Page27
III. 1.8. Module de déformation transversale.....	Page28
III. 2. Les aciers	Page28
III. 2.1. Les aciers passifs.....	Page28
III. 2.2. Aciers de précontrainte « actif »	Page29

III. 2.3. Caractéristiques géométriques Page30

III. 2.4. Caractéristiques mécaniques Page30

CHAPITRE IV : *PREDIMENSIONNEMENT*

Introduction Page33

IV -1- Pré dimensionnement des voussoirs..... Page33

IV.1.1. Hauteur de la poutre : (SETRA [Réf.6]) Page34

IV.1.2. Découpage en voussoirs..... Page35

IV.2. Pré dimensionnement de la structure transversale : (SETRA [Réf.6])..... Page35

IV.2.1. Choix d'une section transversale Page35

IV.2.2. Choix d'un type de caisson Page36

IV.2.3. Epaisseur des âmes..... Page36

IV.2.4. Epaisseur du hourdis supérieur..... Page37

IV.2.5. Epaisseur du hourdis inférieur..... Page38

IV.2.6. Dimensionnement des goussets Page39

Conclusion.....Page

CHAPITRE V : *CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES*

V.1. Forme du tablier en élévation Page43

V.2. Calcul des caractéristiques géométriques des sections Page43

V.2.1. Caractéristiques géométriques du caisson sur pile Page44

V.2.2. Caractéristiques géométriques du caisson sur culée Page46

V.2-3 Section sur culée..... Page46

V 2-4 Voussoir plein sur pile Page48

V.3. Loi de variation des différents paramètres Page50

V.3.1. Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$ Page50

CHAPITRE VI : *CHARGES ET SURCHARGES*

Introduction Page57

VI. 1. Caractéristiques de l'ouvrage Page57

VI 1.1. La largeur roulable L_r Page57

VI 1.2. Largeur chargeable l_c Page57

VI. 1.3. Largeur totale L_T Page58

VI. 1.4. Nombre de voies de circulation Page58

VI. 1.5. Largeur de la voie..... Page58

VI. 1.6. Classe du pont..... Page58

VI.2. Evaluation des charges et surcharges Page59

VI.2.1 Charges hors trafic..... Page59

VI.2.1.1 Les charges permanentes (CP) Page59

VI.2.2 Les charges dues au trafic..... Page63

VI.2.2.1. Charges routières..... Page63

VI .3 .Les combinaisons de charges..... Page77

VI.3.1 Le Vent..... Page80

VI.3.2 Effet du gradient thermiquePage80

VI.3.2.1 Les paramètre influençant le régime thermique..... Page80

VI.3.2.2 Le comportement thermique.....	Page81
V.3.3 Les déformations différées (fluage et retrait)	Page82
V.3.4 Séisme [Réf.10]	Page82

Conclusion

CHAPITRE VII : *ETUDE LONGITUDINALE*

<i>Introduction</i>	Page86
---------------------------	---------------

VII.1. Étude longitudinale en construction.....	Page86
--	---------------

VII.1.1.étude du fléau.....	Page86
------------------------------------	---------------

VII.1.1-1 Actions à prendre en compte: (SETRA).....	Page86
--	---------------

VII.1.2. Clavage des travées.....	Page88
--	---------------

VII.2. Phases de réalisation	Page89
---	---------------

VII.3.Charges appliquées au fléau (phase de construction)	Page89
--	---------------

VII.3.1. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique	Page91
---	---------------

VII.3.2. Effets des surcharges de chantier dans le demi-fléau :.....	Page92
---	---------------

VII -4-Les combinaisons des charges.....	Page93
---	---------------

VII 4.1. Situation accidentelle	Page95
--	---------------

VII 4.2. Les efforts maximaux.....	Page95
---	---------------

VII -5- Clavage de la travée.....	Page96
--	---------------

VII 5-1- Moments due au poids propre.....	Page96
--	---------------

VII -6- Phase de service.....	Page97
--------------------------------------	---------------

VII 6-1- Combinaisons de calcul	Page99
VII 6-2- Résultats	Page101
VII 6-2-1- Moments fléchissant	Page102

CHAPITRE VIII : ***ETUDE DE LA PRECONTRAINTE***

<i>Introduction</i>	Page105
VIII -1- Étude de la précontrainte de fléau	Page106
VIII -1-1- Détermination de la précontrainte de fléau	Page106
VIII -1-2- Détermination du nombre de câbles de fléau	Page107
VIII. 1.3. Répartition des câbles dans chaque voussoir	Page109
VIII. 1.4. Étude du tracé des câbles	Page110
VIII. 1.5. Pertes de précontrainte.....	Page119
VIII. 1.5.1 Les pertes instantanées	Page119
VIII -1-5-2- Les pertes différées.....	Page128
VIII -1-5-3-Calcul des pertes totales	Page132
VIII -1-6- Vérification des contraintes.....	Page133
VIII -1-7- Vérification des contraintes.....	Page134
VIII -2- Étude de la précontrainte de continuité.....	Page135
VIII -2-1- Détermination de la précontrainte de continuité.....	Page136
VIII -2-2- Détermination du nombre de câbles de continuités.....	Page136
VIII -2-2-1-Câblage de la travée de rive	Page137
VIII -2-2-2-Câblage de la travée intermédiaire.....	Page138

VIII -2-3- Les pertes de tension Page139

VIII -2-3-1- Travée de rive Page139

VIII -2-3-2- Travée intermédiaire Page141

VIII 2-4- Vérification des contraintes en phase de service Page142

Conclusion..... Page145

CHAPITRE IX :

ETUDE TRANSVERSALE

IntroductionPage 148

IX-1- Modélisation Page148

IX-2- Définition des charges..... Page150

IX-2-1- Charges permanentes..... Page150

IX-2-1-1- Poids propre « G » Page150

IX-2-1-2- Revêtement et charge « Prev » Page150

IX-2-1-3- Poids propre des trottoirs et corniche..... Page151

IX-2-1-4- Garde-corps..... Page151

IX-2-1-5- Glissières de sécurité de pont Page151

IX-2-2- Charges routières..... Page151

IX-2-2-1-Système de charge A Page151

IX-2-2-2- Système de charge « Bc » Page151

IX-2-2-3-Système de charge « Bt » Page152

IX-2-2-4-Charges militaires « Mc₁₂₀ » Page152

IX-2-2-5-Charges sur trottoirs « St » Page152

IX-3-Les combinaisons d'actions Page152

IX-4-Détermination des efforts Page153

IX -4-1- Section sur pile Page153

IX -4-1-1-A L'ELU..... Page153

IX -4-1-2 AL'ELS..... Page155

IX -4-2- Section à la clé	Page156
IX -4-2-1- A L'ELUPage156
IX -4-2-2- A l'ELS.....	.Page157
IX -5-Vérification de l'effort tranchantPage160
IX -6-Vérification au poinçonnementPage161
IX -7-Vérification des âmes au flambementPage162
IX -8-FerraillagePage163
IX -8-1-Données du problème.....	..Page163
IX -8-1-1-Ferraillage en flexion simple pour les dallesPage163
IX -8-1-2- Ferraillage en flexion composée pour les âmes.....	.Page164
IX -8-1-3- Condition de non fragilité.....	Page165
IX -8-2-Ferraillage des voussoirs	Page165
IX -8-2-1- Voussoir près de la pile.....	Page165
IX -8-2-2-Ferraillage de voussoir près de la culée.....	Page167

CHAPITRE X : ***ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT***

<i>Introduction</i>	<i>Page172</i>
X -1- Détermination de l'effort tranchant	Page172
X -1-1- Effort tranchant dû aux charges extérieures	Page172
X -1-2- Effort tranchant dû à la précontrainte	Page172
X -1-3- Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL).....	Page173
X -2- Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement.....	Page174
<i>Conclusion.....</i>	<i>Page177</i>

CHAPITRE XI : ***LES EQUIPEMENTS DE PONT***

<i>Introduction :.....</i>	<i>Page179</i>
XI-1- Appareils d'appui	Page179

XI-1-1- Types d'appareils d'appuis	Page180
XI-1-2- Les appareils d'appuis en élastomère fretté	Page180
XI-1-2-1- matériaux constituant et rôles	Page181
XI-1-2-2- Dimensionnement de l'appareil d'appui (D'après SETRA BT N°4/1974)....	Page182
XI-1-2-3- Réactions verticales dues aux combinaisons d'action	Page182
XI-1-2-4- Compression : Sous réaction verticale	Page183
XI-1-2-5- Distorsion : Déformation angulaire	Page183
XI-1-2-6- Rotation : compression partielle	Page184
XI-1-2-7- La limitation de la contrainte de cisaillement	Page185
XI-1-2-8- La condition de non cheminement et non glissement.....	Page186
XI-1-2-8- Condition de non flambement	Page186
XI-1-2-9- Condition de non soulèvement	Page187
XI-1-2-10- Dimensionnement des frettes	Page187
XI-2- Les dés d'appui	Page188
XI-2-1- Dimensions de dés d'appuis	Page188
XI 3-2- Ferrailage des dés d'appuis	Page189
XI 3-2-1- Armatures de chaînage	Page189
XI 3-2-2- Ferrailage inférieur ou d'éclatement (frette inférieur)	Page189
XI 3-2-2- Ferrailage de surface (frette supérieure)	Page190
XI-4- joint de chaussée	Page190
XI-4-1- Types de joints de chaussée	Page191
XI-4-2- Calcul du souffle des joints	Page192
XI-4-2-1- Dilatation thermique	Page193
XI-4-2-2- Retrait	Page193
XI-4-2-3- Fluage	Page193
XI-4-2-3- Souffle sismique	Page194
XI-4-3- Type de joint choisi	Page197
XI-5- Le revêtement du tablier	Page199
XI-5-1- Couche d'étanchéité	Page199
XI-5-2- Couche de roulement	Page200
XI-6- Dispositifs retenue	Page200
XI-6-1- Les glissières de sécurité	Page200
X-6-1- Le garde-corps	Page200
XI-7- Corniches.....	Page201
XI-8- Évacuation des eaux	Page201

<i>Introduction</i>	Page204
XII-1- Pré-dimensionnement de la pile	Page205
XII-2- Étude et ferrailage de la pile	Page.205
XII-2-1- Évaluation des efforts agissant sur la pile	Page206
XII-2-2- Ferrailage de la pile	Page208
XII-2-2-1- Armatures longitudinales	Page209
XII-2-2-2- Armatures transversales	Page211
XII-3- Les Fondations	Page213
XII-3-1- Choix du type de fondation	Page214
XII-3-2- La semelle	Page214
XII-3-2-1- La largeur	Page214
XII-3-2-2- La longueur	Page215
XII-3-2-3- La hauteur	Page215
XII-3-3- Nombre de files de pieux	Page215
XII-3-4- Étude et ferrailage de la semelle	Page217
XII-3-4-1- Caractéristiques de la semelle	Page217
XII-3-4-2- Effort revenant à chaque pieu	Page217
XII-3-4-3- Ferrailage de la semelle (méthode des consoles)	Page218
XII-3-4- Étude et ferrailage des pieux	Page223
XII-3-4-1- Calcul des moments par la formule de WARNER	Page224
XII-3-4-2- Ferrailage des pieux	Page226

CHAPITRE XIII : *Etude de la culée*

<i>Introduction</i>	Page225
XIII -1- Choix de la morphologie	Page225
XIII -2- Implantation de la culée	Page226
XIII -3- Pré-dimensionnement de la culée	Page226
XIII -3-1- Mur de garde grève	Page227
XIII 3-2- Le mur de front	Page227
XIII -3-3- Les murs en retour	Page 228
XIII -3-4- Dalle de transition	Page228

XIII -3-5- La semelle.....	..Page 229
XIII -3-6- Sommier d'appui	Page229
XIII -4- Évaluation des efforts sollicitant la culée	Page230
XIII -4-1- Calcul du coefficient de poussée	Page230
XIII -4-2- Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais).....	Page235
<i>Conclusion</i>	Page235

1-Une brève histoire des ponts :

Le pont est apparu dans l'aventure humaine le jour où la curiosité de l'homme, vivant de chasse et de cueillette, s'est portée au-delà de l'horizon, sur la terre fertile, les animaux et les fruits qu'il convoitait de l'autre côté d'un fleuve ou d'une gorge. Les premiers hommes ont donc dû imaginer des moyens de franchir fleuves et ravins pour survivre.

Une ou deux pierres posées sur le lit d'un ruisseau et, beaucoup en ont fait l'expérience, voici improvisé un gué idéal : mais pour les rivières plus profondes un arbre jeté entre les deux rives ferait mieux l'affaire (**figure.1**).



Fig. 1 : Pont primitif en rondins [Réf.1].

C'est ainsi qu'est née l'idée d'un simple pont de bois. A cette époque, le simple pont en bois était destiné à de multiples usages et devait donc répondre à plusieurs caractéristiques (large, solide,...) inadéquates, les étroits troncs d'arbre qui servaient de pont furent remplacés par des doubles poutres plus espacées, sur lesquelles on fixait de courts rondins pour former une travée.

Pour les passages au-dessus des cours d'eau, les piles de soutènement étaient constituées de pierres entassées à même le fond. Parfois, des pieux étaient enfoncés dans le lit de la rivière pour former un cercle qu'on remplissait alors de pierres pour obtenir un batardeau grossier, mais au moins étanche et sec.

La structure des ponts primitifs se composait donc essentiellement de bois ou de pierre (**figure.2a**), ou encore une combinaison de ces deux matériaux. Un peu plus tard, apparut le simple pont suspendu fait de corde et de bambous (**figure.2b**).



Fig. 2 : Pont cantilever en bois b-pont suspendu fait de cordes

Dans les régions froides situées plus au nord, riches en pierres de toutes formes et de toutes tailles, mais pauvres en arbre, on préférait utiliser des dalles de pierres pour franchir les cours d'eau (**figure.3**).



Fig .3 : L'un des premiers ponts de pierre à Structure montants-linteau [Réf.1].

La pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages plus importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu'à la fin du XIXe siècle. Ce matériaux a de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors comprimé en

tout point), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres (figure.4).



Fig. 4 : Puent Alcantara sur le Tage (98 apr. J. C) [Réf.1].

C'est à la fin du XVIII que la révolution industrielle se répandit progressivement dans le monde entier et entraîna des transformations considérables. La fonte et le fer remplacèrent progressivement le bois et la pierre, puis ces métaux furent à leur tour remplacés par les deux matériaux qui jouèrent un rôle primordial dans la construction des ponts au XX^e siècle : l'acier puis le béton (**figure.5**).



Fig. 5 : Pont arc en acier « viaduc de Garabit » construit en 1884[Réf.1].

Lors de la construction des ponts, il était essentiel d'accélérer l'assemblage des pièces, ce qui nécessitait l'utilisation d'éléments préfabriqués légers et néanmoins résistants. On avait désormais besoin de ponts encore plus imposants et solides pour, par exemple, relier des îles aux continents ou des pays entre eux, mais aussi pour développer les principaux axes commerciaux. Dans la perspective d'un allongement encore plus important des ponts, la recherche et le développement permanents des matériaux à haute résistance, tels que l'acier, le béton, la fibre de

carbone et l'aramide, se conjuguent aujourd'hui avec une analyse informatique sophistiquée et une évaluation dynamique des de tremblements de terre, d'ouragans et de raz-de-marée.



Fig. 6 : Pont suspendu « Golden Gate » achevé en 1937[Réf.1].

En deux siècles, la portée des ponts est passée de 105 mètres à 1829 mètres ! Parmi les grandes innovations de cette longue période, il faut retenir notamment les arcs en acier à poutres-treillis, les ponts à poutres poutres-caissons en encorbellement et en voussoir, mais aussi les ponts suspendus et les ponts à haubans (figure.7).



Fig.7 : pont a hauban « viaduc de Millau » inauguré en 2004[Réf.1].

2. Le record du plus long pont au fil des ans :

Nom	Année du record	Lieu	Type	Portée principale (mètres)
Pont de Trajan	104 ap. J.C.	Danube	Arc en bois sur piles en pierre	52
Trezzo	1371	Italie	Arc en pierre	72
Wettingen	1758	Allemagne	Arc en bois	119
Fribourg	1834	Suisse	Suspendu par câbles	265
Wheeling	1846	Virginie Occidentale	suspendu	305
Lewiston	1851	Chutes du Niagara	suspendu	318
Cincinnati	1867	Fleuve de l'Ohio	suspendu	322
Clifton	1869	Chutes du Niagara	suspendu	386
Brooklyn	1883	New York	suspendu	486
Firth of Forth	1890	Ecosse	cantilever	518
Québec	1917	Canada	cantilever	548
Ambassador	1929	Détroit	suspendu	564
George Washington	1931	New York	suspendu	1067
Golden Gate	1937	San Francisco	suspendu	1280
Verazzano	1964	New York	suspendu	1298
Humber Bridge	1981	Grande-Bretagne	suspendu	1410
Pont Est	1998	Danemark	suspendu	1624
Akashi Kaikyo	1998	Japon	suspendu	1990

Tab.1 : Le record du plus long pont au fil des ans.

CHAPITRE I :

PRESENTATION

GENERALE

Introduction generale :

Les « ouvrages d'art » sont des ouvrages de maçonnerie ou de charpente nécessités par la construction , soit d'une voie de communication, soit d'un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau ,Soit enfin un dispositif de retenue d'eau .de tel ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances ou l'expérience joue un rôle au moins aussi important que la théorie .cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle couramment l'art de l'ingénieur .

La réalisation d'un ouvrage d'art est conférée des qualités fonctionnelles, économiques et esthétiques.

L'ouvrage doit être adapté aux contraintes fonctionnelles (voie portée, obstacle franchis) qui lui sont imposée. Qu'il puisse être réalisé au meilleur coût est une nécessité d'ordre budgétaire. Il est également essentiel de Veiller à lui donner des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

I-1) Description d l'ouvrage :

Dans le cadre du stage de fin d'études d'une durée de trois mois environ pour approfondir nos connaissances théoriques, L'agence nationale des autoroutes ANA nous a confié, la tâche de conception et l'étude d'un pont qui est inscrit dans le projet de la pénétrante reliant Tizi-Ouzou a l'autoroute est-oues

I-2) Présentation de l'organisme d'accueil:

L'Agence Nationale des Autoroutes est le maitre de l'ouvrage du projet de la pénétrante qui est un établissement public à caractère industriel et commercial qui est dotée de la personnalité morale et de l'autonomie financière, est régie par les règles applicables à l'administration dans ses relations avec l'Etat, elle est réputée commerçante dans ses rapports avec les tiers.

La création de l'Agence Nationale des Autoroutes répond à un besoin de prise en charge des projets actuels et futurs en matière d'infrastructures autoroutières.

A ce titre l'Agence est chargée:

- D'assurer la réalisation, l'équipement et l'aménagement du réseau routier;
- De veiller au respect des règles techniques et normes de conception, de construction et d'aménagement des projets;
- De réaliser et d'assurer le suivi des études de conception, de faisabilité d'avant-projet et d'exécution de tous travaux;
- De développer l'ingénierie des ouvrages, ainsi que ses moyens de conception et d'étude;
- De constituer les dossiers de consultation des entreprises d'études de réalisation et d'équipement des infrastructures.

I-3) présentation du projet de la pénétrante :

Le projet de la pénétrante reliant la wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de l'échangeur de Djebahia (wilaya de Bouira) sur 48 km rentre dans le cadre du schéma directeur routier et autoroutier 2005-2025. Ce projet rentre dans les conditions de l'épanouissement économique et social de la région et de l'ensemble du pays.

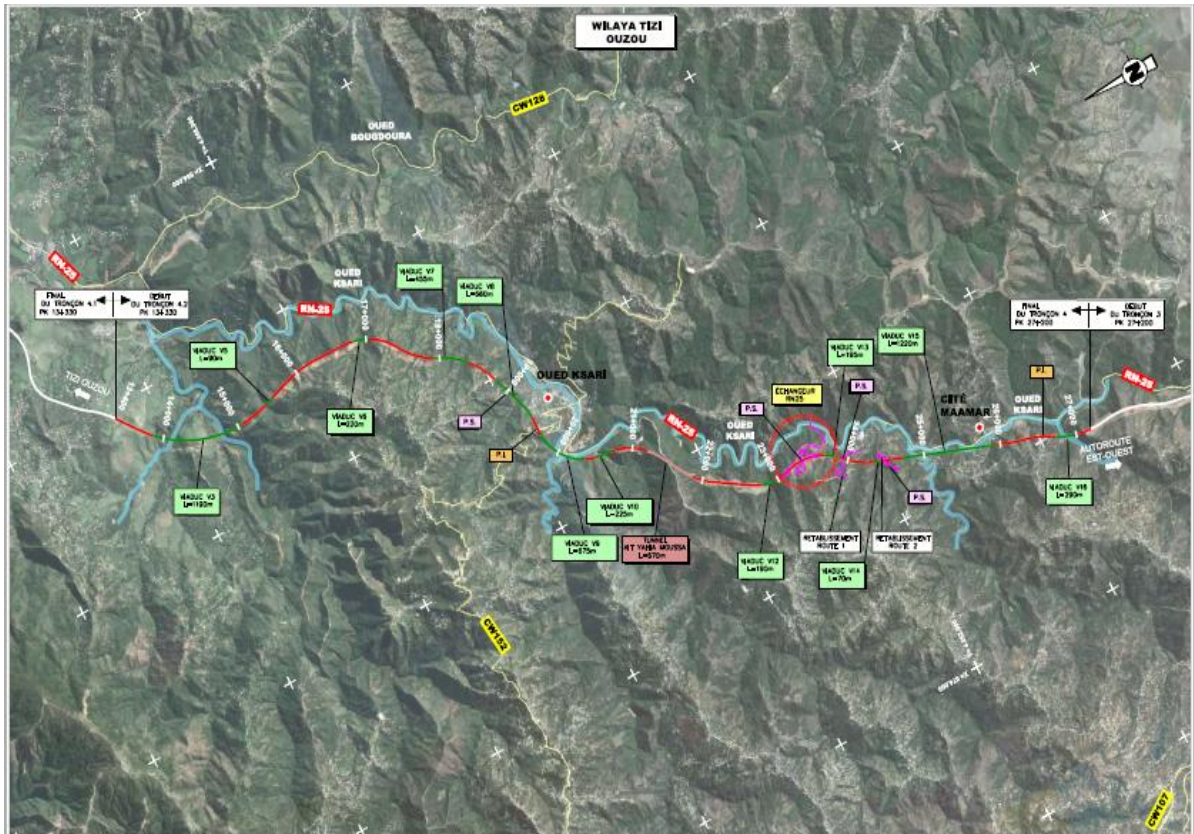


Fig. I.1. Le tracé de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest

Le tracé de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest est scindé en deux sections:

Section 1

Débute au raccordement avec l'autoroute Est-Ouest dans la commune de Djebahia (Wilaya de Bouira), et se termine à limite de la commune de Draa El Mizane dans la wilaya de Tizi-Ouzou

Section 2

Elle prend naissance à la limite de la commune de Draa El Mizane jusqu'au raccordement avec l'évitement sud de la ville de Tizi-Ouzou.

I-4) Consistance physique du projet :

Linéaire de l'axe principal de l'autoroute: **48KM**

Profil en Travers: **2x3 voies**

Nombre total d'ouvrages: **41 Unités répartis sur 10 KM.**

Nombre de viaducs: **21 Unités répartis sur 09 KM.**

Nombre d'ouvrages hydrauliques: **51 Unités**

Nombre de tunnels: **03 Unité en Bitube réparti sur 1,352 km** Nombre d'échangeurs:
08 Unités.

CHAPITRE II :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction:

Dans le cadre du projet de la pénétrante de Tizi-Ouzou, il nous est demandé d'étudier une solution de franchissement d'une brèche dans la localité de DJEBAHIA par un viaduc (Voir fig.I-1)

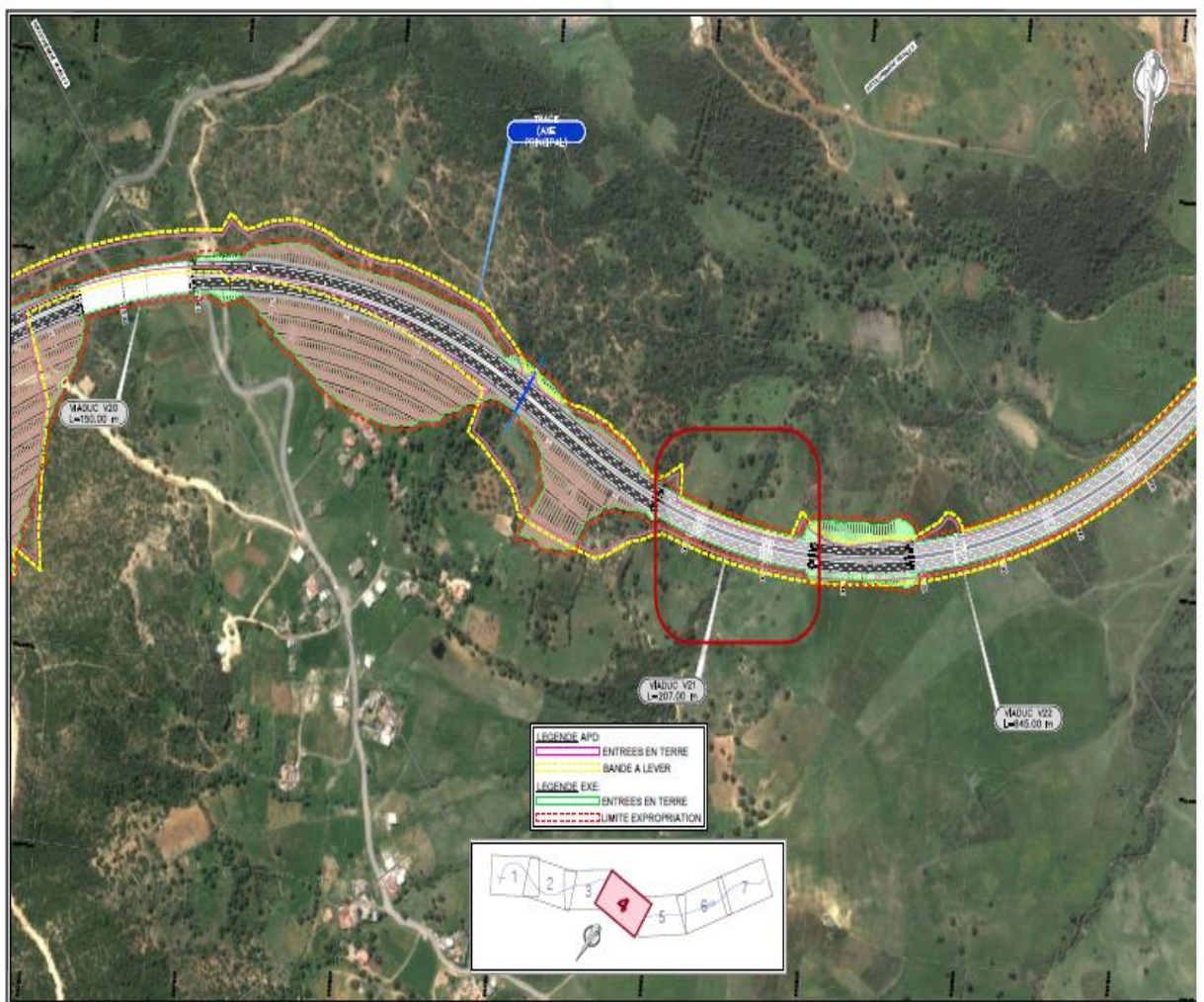


Fig. II -1 : situation de l'ouvrage

L'implantation de l'ouvrage est fixée par le tracé routier qui l'englobe, il est projeté sur un site vallonné ayant une altitude moyenne 399.651 au PK 40+257 pour aller à une altitude moyenne de 389. 211 NGA au droit de PK40 +464

Le profil en travers de notre ouvrage est définie par une chaussée en 02 sens de circulation avec 03 voies pour chaque sens

Largeur roulable : LR = 10.50 m pour un sens de circulation

- _ Deux travées de rives ayant chacune 60 m de longueur.
- _ Une travée centrale de 90 m de long.

Le tablier repose donc sur deux piles de hauteurs respectives 22,90 m et 17,30 m et deux culées.

La conception d'un pont doit satisfaire à deux exigences ou données fondamentales pour qu'il puisse offrir des services adéquats aux usagers.

-Exigences (ou données) fonctionnelles : ce sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement

_ **Exigences (ou données) naturelles :** l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception

II 1. Exigences relatives à la voie portée :

Les caractéristiques fonctionnelles relatives à la voie portée sont le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers

a) Tracé en plan :

Le tracé en plan est la projection verticale sur un plan horizontale de la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée cela permet de définir la longueur de l'ouvrage (210 m),

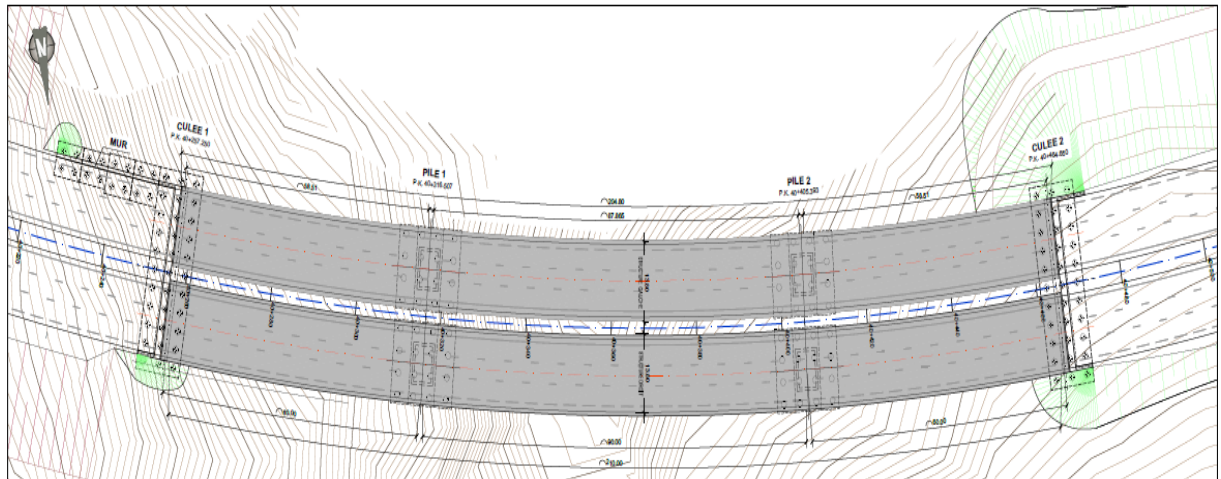


Fig. II.2. Vue en plan de l'ouvrage.

On remarque que l'ouvrage présente une légère courbure.

b) Profil en long :

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

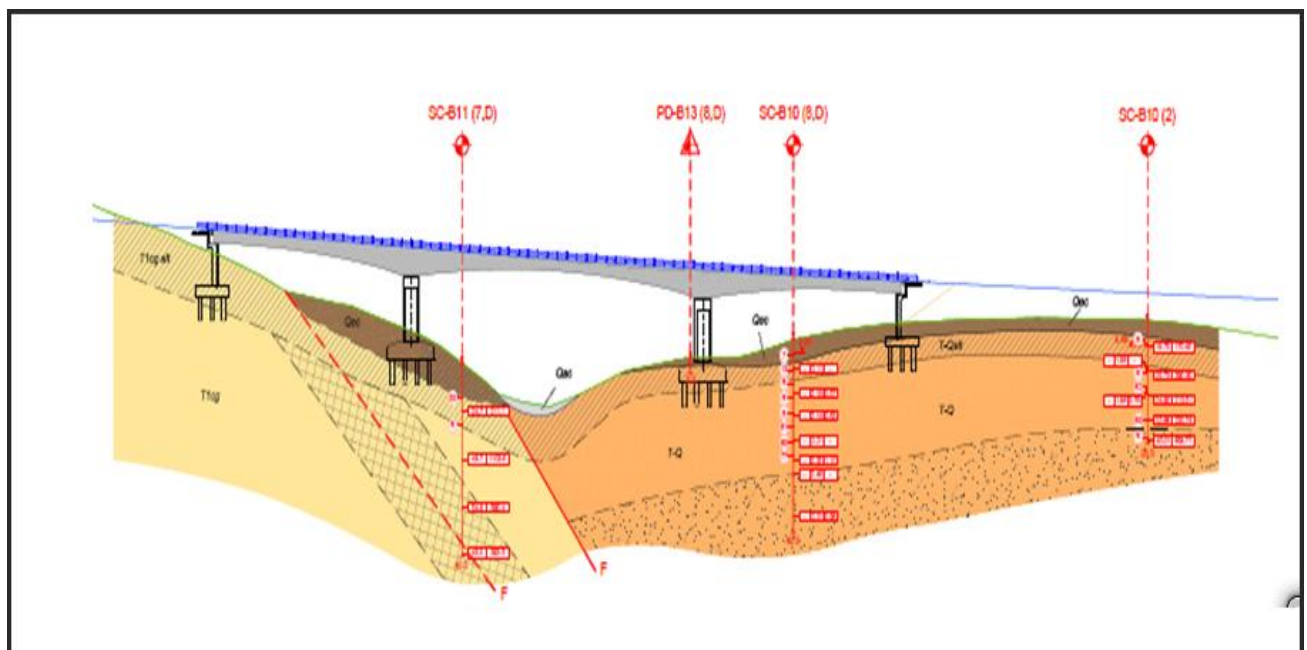


Fig. II. 3. Coupe longitudinale de l'ouvrage.

Remarque :

L'ouvrage que sera réalisé est constitué par deux ponts identiques, d'où l'étude est faite pour un seul pont.

L'ouvrage présente une pente longitudinale de 2,5 %

c) Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Pour la chaussée, il est important de définir la largeur des trottoirs (s'ils existent) et la largeur roulable, avant l'établissement de l'avant-projet.

Le profil en travers de notre chaussée est défini comme suit :

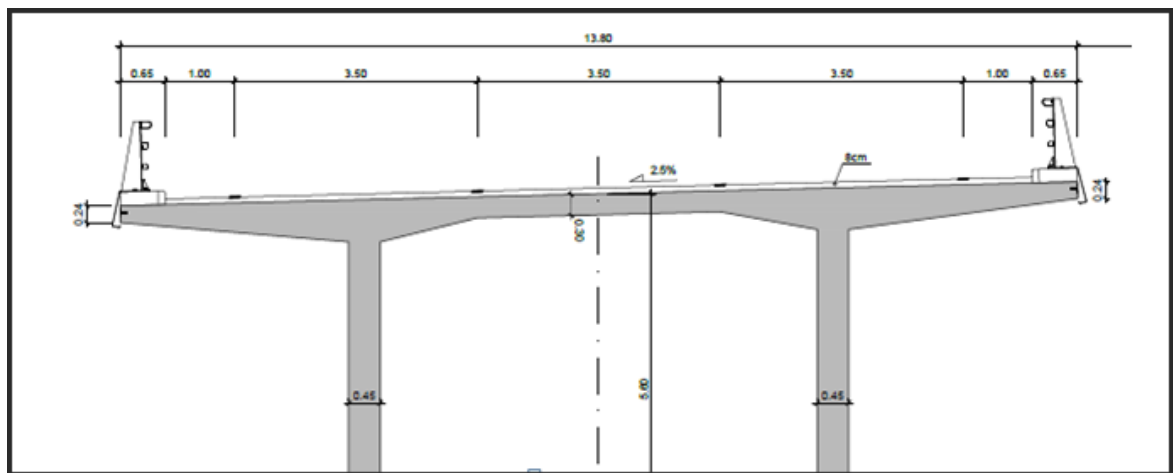


Fig. II. 4. Profil en travers.

- _ Largeur utilisé **Lt = 13,80 m**
- _ La largeur roulable **Lr = 10,50 m**
- _ Nombre de voies de circulation : **3 voies**
- _ Largeur des trottoirs : **1 m** (pour le trottoir de droite et gauche).
- _ Le devers : **2,5 %**

II 1.1. Exigences naturelles :**a) Données géotechniques :**

Les données géotechniques sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement souhaité.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel.

Enfin, la reconnaissance géotechnique doit donner des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés:

- paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- perméabilité (pour les problèmes d'épuisements ou de bétonnage dans les fouilles).

Ces essais, réalisés par le Laboratoire Central des Travaux Publics, ont permis de déterminer la nature du sol que l'ouvrage devra traverser.

Les résultats finaux des sondages géotechniques sont les suivants :

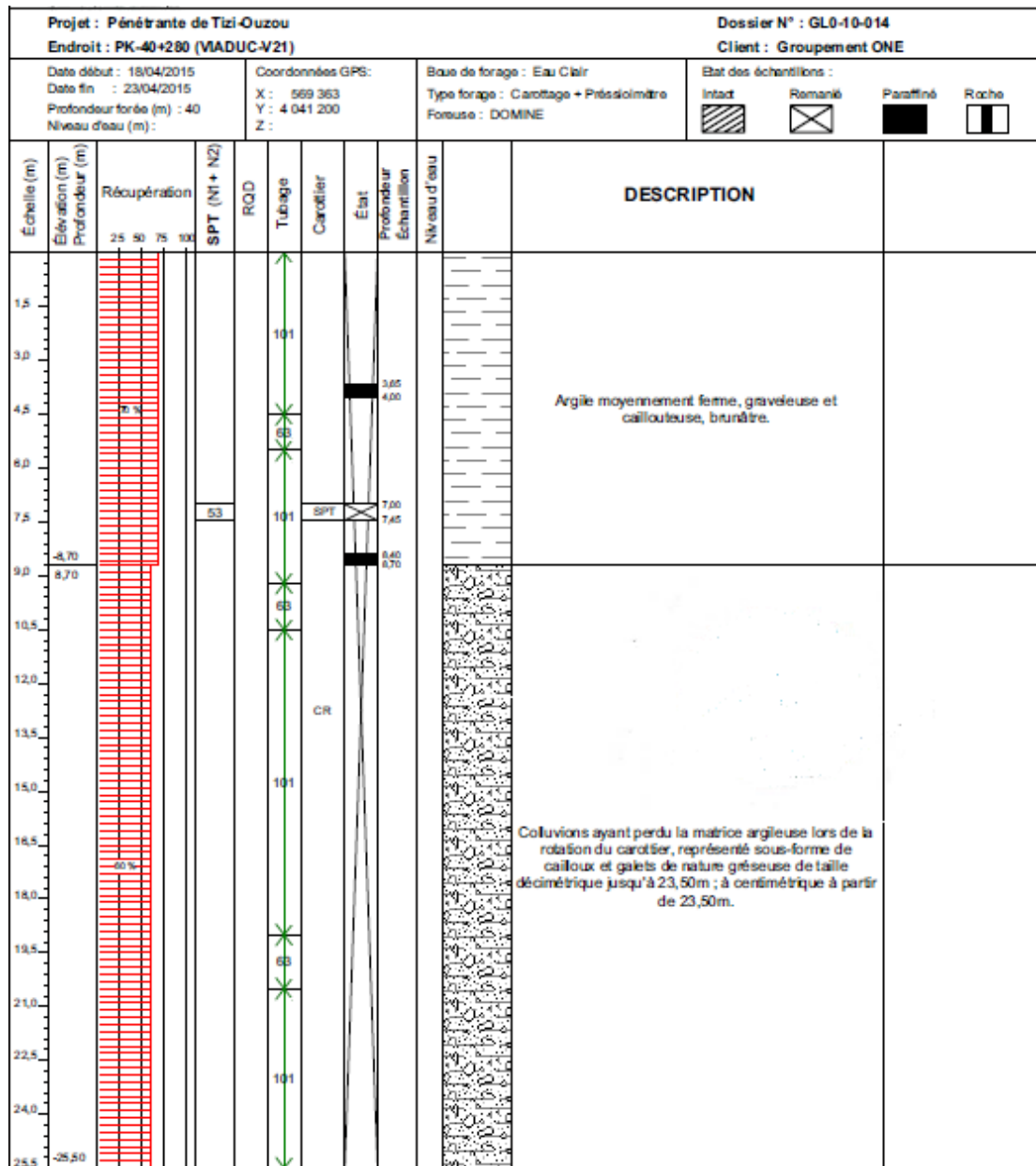


Fig. II. 5 Rapport géotechnique.

La stratigraphie du terrain est constituée d'une argile moyennement ferme graveleuse etcaillouteuse, brunâtre.a 8,50 m de profondeur et d'un ensemble decailloux et galets de nature gréseuse de tailedécimétrique jusqu'à 23,50m ; à centimétrique à partir de 23,50 m,

b) Données climatiques :

- **La température :**

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareilles d'appui ($\pm 30^{\circ}\text{C}$).

- **la neige :**

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

- **Le vent :**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule 61, titre II, on prend une surcharge du vent répartie de 125Kg/m^2 soit 0.125t/m^2 .

c) Données sismiques :

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

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

Notre ouvrage se situe dans la wilaya de BOUIRA , qui est classée par le Règlement parasismique Algérien pour les ouvrages d'art (RPOA) dans la zone II A c'est-à-dire une zone à sismicité moyenne.

II.2. Principe de la construction par encorbellement :

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

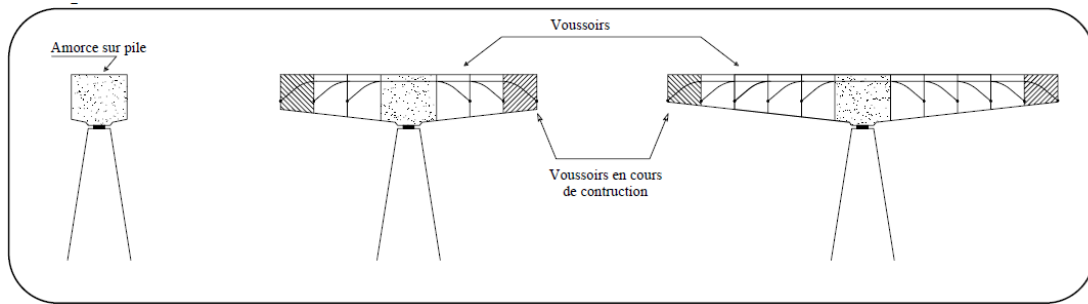


Fig. II.6. Schéma de principe de la construction par encorbellement

La stabilité de la console ainsi constituée est assurée à chaque étape de la construction par des câbles de précontrainte, de longueur croissante, disposés dans la membrure supérieure de la poutre.

Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles. Ils peuvent également être préfabriqués, transportés et mis en place en moyen de dispositifs appropriés.

Si la largeur du tablier ne dépasse pas 13m, c'est la poutre caisson unique à deux âmes de forme classique qui s'impose. Les âmes peuvent être soit verticales soit inclinées. Cette dernière disposition améliore l'aspect architectural et réduit l'importance des fondations au prix d'une complication des équipages mobiles de bétonnage ou des cellules de préfabrication.

Les tabliers dont la largeur est compris entre 13 et 18m pose un problème particulier. Si l'on écarte la poutre caisson a deux âmes, de grande largeur, la poutre caisson a trois âmes semble théoriquement la mieux adapté, mais ce type de section présente un bilan économique souvent défavorable dû a la difficulté de conception des équipages mobiles de bétonnage.

Au-delà de 18m, l'association des deux poutres caisson simples, reliées par l'hourdis supérieur, permet de réaliser des tabliers jusqu'à 25m de largeur.

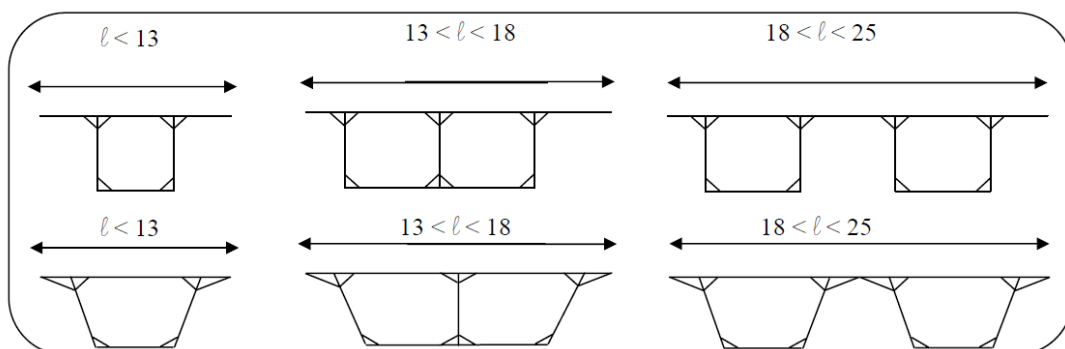


Fig. II.7. La variation de la section.

Pour notre projet : $13 < l = 13,80\text{m} < 18\text{m}$, donc on choisit une poutre ?????????

II -2.1- Notion historique de la construction par encorbellement :

L'idée de construire un ouvrage en porte-à-faux à partir de ses appuis n'est pas nouvelle et a germé très tôt dans l'esprit des constructeurs.

Les premiers ponts en encorbellement furent en effet édifiés en bois. César parle dans ses écrits d'ouvrages Gaulois construits avec des troncs d'arbres posés orthogonalement par rangées horizontales, entre lesquelles étaient placés des blocs de rocher formant contrepoids. On trouve encore des ouvrages de ce type en Chine, aux Indes et au Tibet. On peut citer le projet d'un pont en bois de 550m de portée établi en 1811 par l'ingénieur américain THOMAS POPE. Il s'agissait d'un arc très surbaissé, encastré sur deux culées en maçonnerie à partir desquelles il était construit en encorbellement par assemblage d'éléments préfabriqués.

Avec l'avènement du pont métallique au début du XIX^{ème} siècle, on retrouve cette idée dans certains ponts construits par voussoirs avec haubanage provisoire ou idée dans certains ponts construits par voussoirs avec haubanage provisoire ou définitif.

Elle fût également utilisée dans le domaine du béton armé : ce type d'ouvrage ne connut pas un grand développement vu l'encombrement des armatures et fissuration de l'extrados des consoles.

L'apparition de la technique du béton précontraint due à FREYSSINET (1930) allait donner à la construction des ponts par encorbellement successifs une place de choix dans le domaine de portées allant de 70m à 250m.

C'est en 1950 que le docteur FUTERENRALDER qui a conçu le pont sur la LAHN inaugure véritablement la technique de l'encorbellement avec les ouvrages en béton précontraint.

En Algérie le premier pont construit par encorbellement par bétonnage en place des voussoirs est le pont de MASCARA constitué de 03 travées de 55m – 100m – 55m de portée.

Enfin l'utilisation de la préfabrication a marqué une nouvelle étape dans l'évolution du procédé d'exécution qui c'est très vite généralisé et a entraîné à l'étranger la réalisation d'ouvrages spectaculaires.

II -2.2- Avantage du procédé et domaine d'application :

Le principal avantage de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et échafaudages, libérant ainsi l'espace situé au-dessous de l'ouvrage. Ce procédé est donc particulièrement adapté aux conditions suivantes :

- ouvrages comportant des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (cintre onéreux) ;
- rivières à crues violentes et soudaines (cintre dangereux) ;
- nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction.

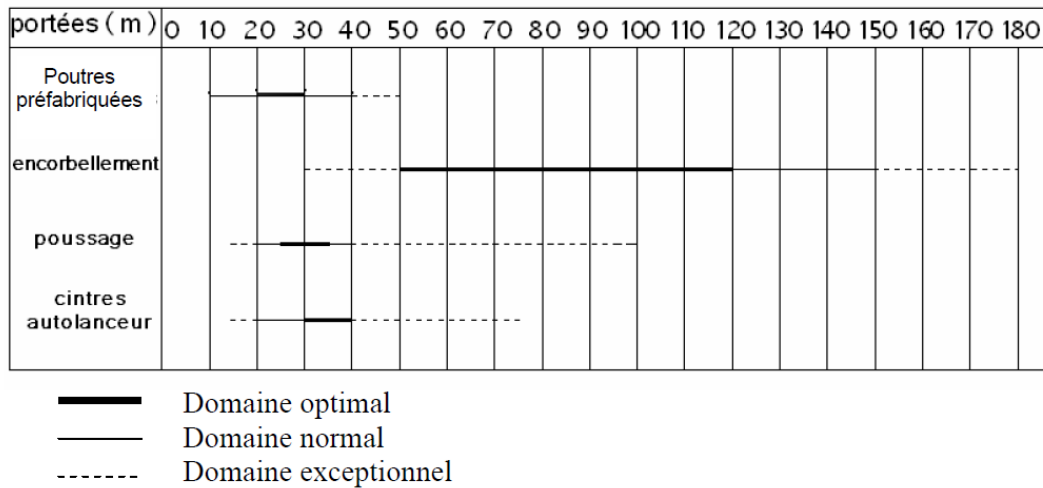
La technique de l'encorbellement présente également d'autres avantages :

- réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir ;
- augmentation du rendement de la main-d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif ;
- souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ ;
- rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.

Domaine d'application :

Le domaine d'application couvre couramment les portées de 60m à 150m.

La figure ci-dessous nous montre le domaine d'application des différents procédés de construction des ponts en béton précontraint :



II.3. Méthode de construction :

II. 3.1. Définition des fléaux :

L'ouvrage a une longueur totale de 210 m, avec une longueur construite en encorbellement de 4 x 45 m et deux parties coulées sur cintre de 15 m chacune.

Un fléau représente une partie du viaduc construite en encorbellement.

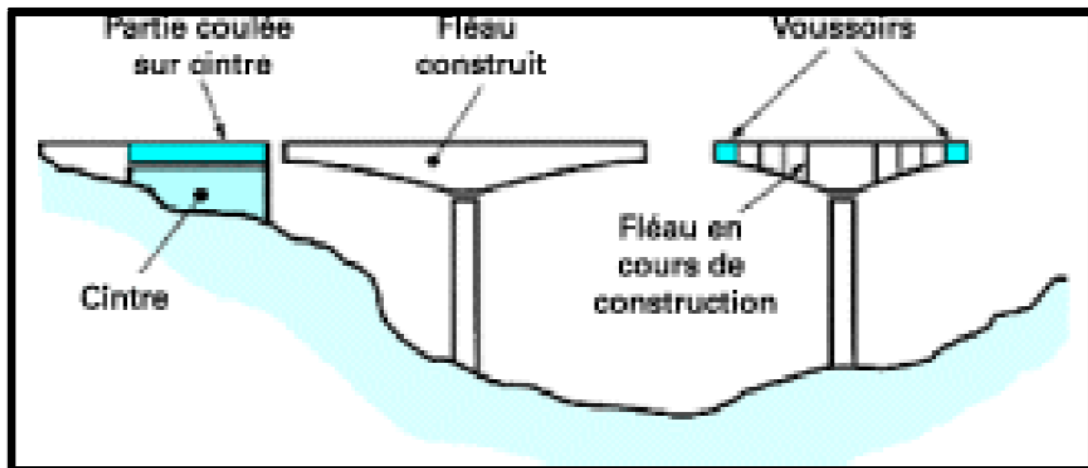


Fig. II. 8. Construction en encorbellement [Réf.14]

II. 3.2. Réalisation des voussoirs :

La construction par encorbellement consiste à réaliser le tablier en console au-dessus du vide, sans l'aide d'échafaudage, en opérant par tronçon successif appelé «

voussoir» et, en faisant supporter à la partie déjà réalisée le poids des tronçons suivants. La construction des consoles peut être effectuée à partir des piles ou à partir des culées.



Fig. II. 9. Réalisation d'un voussoir sur pile.

Dans le cas de l'ouvrage dont nous réaliserons l'étude, le voussoir sur pile est encastré sur ladite pile.

Dans certains cas, le voussoir sur pile repose sur des appareils d'appui en phase d'exploitation mais il doit, en phase de construction, être encastré à la pile pour des raisons de stabilité évidentes. Le choix d'encastrement ou non le voussoir sur pile est fait suivant la hauteur de la pile, plus la pile est haute et souple plus on peut reporter une partie des efforts de la structure dans les appuis.

A partir des piles, on peut procéder symétriquement (c'est le cas le plus fréquent) afin de ne pas soumettre ces dernières à des moments renversant. On construit d'abord le voussoir sur pile, puis de part et d'autre, on réalise les autres voussoirs successivement, avec mise en tension des câbles de précontrainte supérieurs, qu'on appelle câbles de fléau, la double console ainsi obtenue est appelée fléau.



Fig. II. 10. Réalisation d'un fléau (France).

Une fois la construction des fléaux terminée, on les solidarise par clavage et on obtient ainsi la construction complète



Fig. II. 11. Ferrailage du voussoir de Clavage (France).

II. 4. Cinématique de la construction :

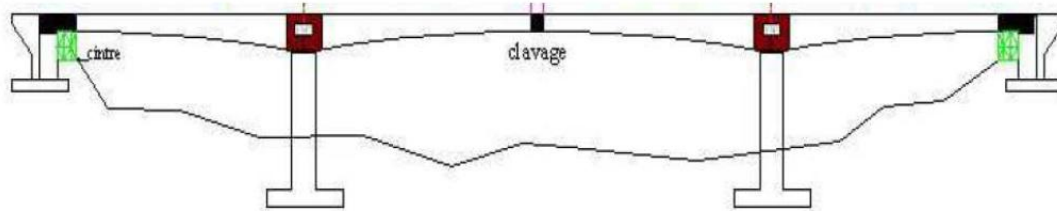


Fig. II. 12. Répartition des fléaux

II. 4.1. Construction des piles et des culées :

On commence par l'aménagement des voies d'accès et par exécuter les terrassements nécessaires à l'exécution des fondations, ensuite on débute par la construction des culées et des piles.

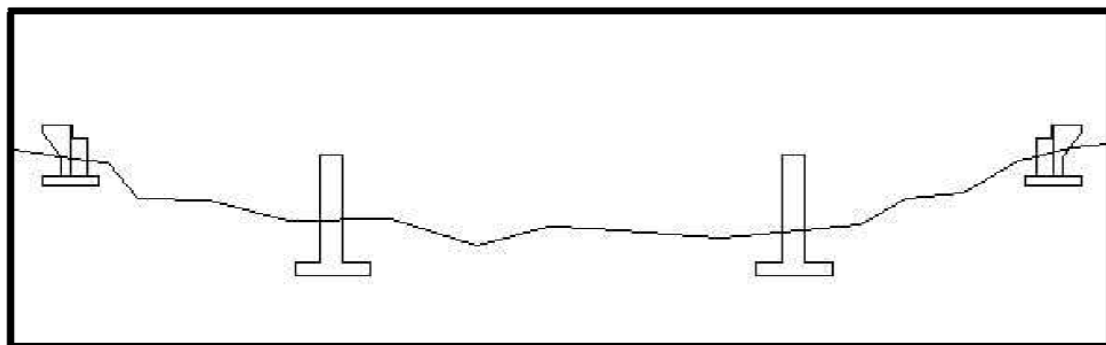


Fig. II. 13. Construction des piles et des culées

II. 4.2. Construction de chaque fléau sur pile :

Après bétonnage du voussoir sur pile, les voussoirs courants sont bétonnés sur place, à l'aide d'un coffrage mobile, de part et d'autre de la pile symétriquement.

La longueur du voussoir sur pile sera assez importante (environ 8 m soit la longueur de deux voussoirs courants) pour permettre de placer les 2 équipages mobiles de chaque côté du fléau et réaliser convenablement la mise en tensions des câbles.

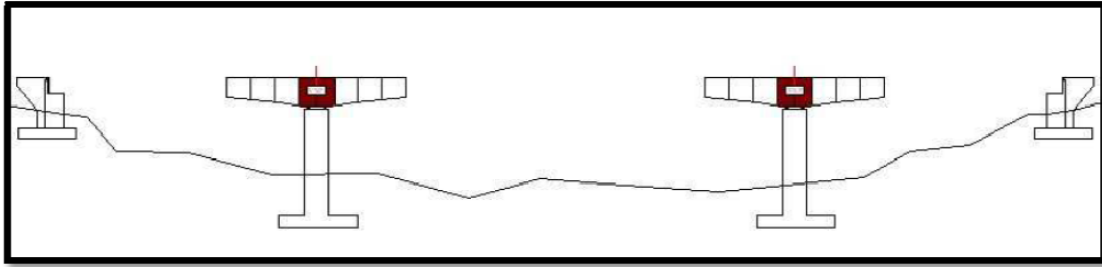


Fig. II. 14 .Construction des fléaux.

II. 4.3. Clavage des travées de rives :

L'ordre d'exécution dépend de l'organisation de chantier, l'idéal étant que tout soit exécuté en même temps pour éviter les problèmes dus à un fluage différentiel.

Bétonnage sur chaque rive des parties coulées sur cintres et clavage avec fléaux.

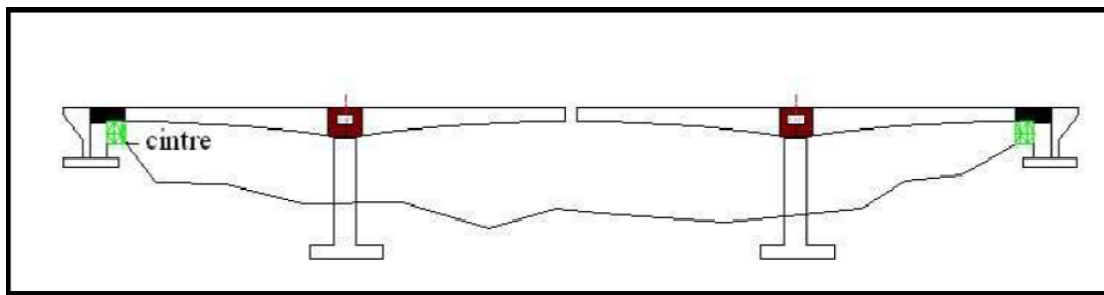


Fig. II. 15. Clavage des deux travées de rive.

II. 4.4. Clavage de la travée centrale :

Après le clavage de la travée centrale, le système devient continu et la structure sera hyperstatique.

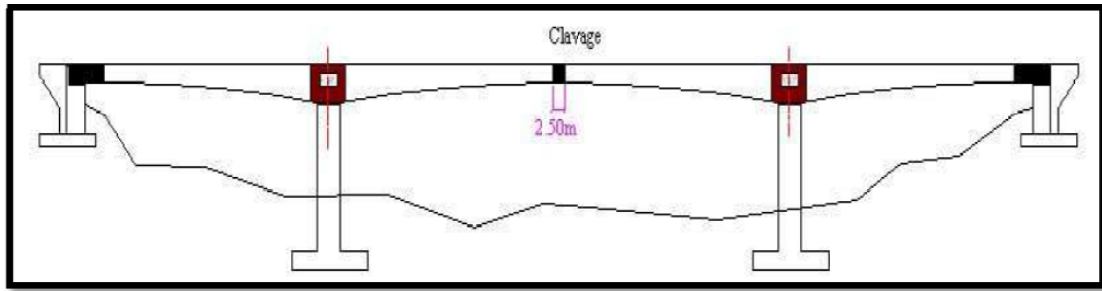


Fig. II. 16. Clavage de la travée centrale.

CHAPITRE III :

CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIEAUX

Introduction :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures de précontrainte et des aciers de construction en relation direct avec le calcul et la conception des éléments de l'ouvrage.

III. 1. Caractéristiques des matériaux utilisés :**III. 1.1 Béton :**

Le béton est un mélange dans des proportions prédéfinies de liant (ciment), de granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau et parfois d'autres ajouts, conformément aux prescriptions du **BAEL** ou du **BPEL**.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il est utilisé sous des contraintes plus élevées, ces qualités sont alors :

- une résistance élevée à la compression.
- l'étanchéité et la non agressivité chimique.
- une déformabilité instantanée et différée la plus faible possible.
- une bonne maniabilité.

a. Dosage :

Le béton est dosé à **400 kg/m³** de ciment **CPJ 425**, avec un contrôle strict.

b. Densité :

La masse volumique du béton armé $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

III. 1.2. La résistance caractéristique à la compression :

Pour l'établissement des projets et dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Elle est notée **fc28** et est choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage au m³.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} \rightarrow \text{pour le béton du tablier.} \\ 27 \text{ MPa} \rightarrow \text{le béton des appuis et des fondations.} \end{cases}$$

Lorsque l'âge j (en jours) du béton est différent de 28 jours, on prend en compte pour les calculs de résistance f_{cj} , valeur caractéristique à j jours, obtenue par les formules suivantes :

- Quand $1 \leq j \leq 28$

$$\begin{cases} f_{cj} = f_{c28} \frac{j}{4,76 + 0,83j} , \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = f_{c28} \frac{j}{1,4 + 0,95j} , \quad \text{ pour } > 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

- Quand $j > 28$

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Dans notre cas, la résistance caractéristique à la compression sera :

- Quand $1 \leq j \leq 28$

$$f_{cj} = f_{c28} \frac{j}{4,76 + 0,83j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

- Quand $j > 28$

$$f_{cj} = f_{c28}$$

III. 1.3. La résistance caractéristique à la traction :

La résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction f_{tj} à j jours qui est conventionnellement introduite par la relation :

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

$$\text{Pour } \begin{cases} \text{le tablier: } f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ Mpa} \\ \text{les appuis: } f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,22 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Avec : f_{ij} et f_{cj} en MPa.

III. 1.4. Contrainte de calcul à l'état limite ultime :

Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations (ϵ_{bc}) du béton aux ELU réglementaires est le diagramme de calcul simplifié dit "PARABOLE -RECTANGLE". Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions.

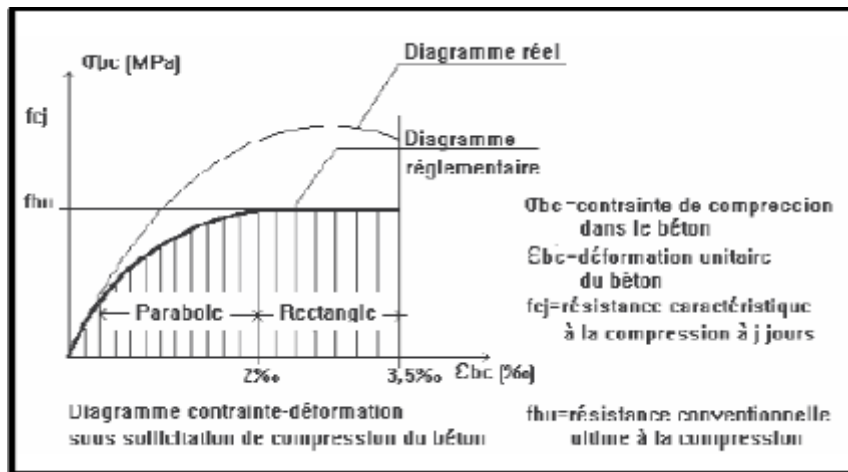


Fig. III.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU [Réf.12].

La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation supérieure ou égale à $2 \cdot 10^{-3}$ est égale à :

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{dans le cas général pour les combinaisons courantes.} \\ 1,15 & \text{pour les combinaisons accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta =$$

$$\begin{cases} 1,0 & \text{dans le cas général quand la durée d'application considérée est supérieure à 24h} \\ 0,9 & \text{lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.} \\ 0,85 & \text{lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.} \end{cases}$$

III. 1.5. Contrainte de calcul à l'état limite de service :

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \begin{cases} 0,6f_{c28} & \text{sous l'effet des combinaisons rares et fréquentes.} \\ 0,5f_{c28} & \text{sous l'effet des combinaisons quasi permanentes.} \end{cases}$$

III. 1.6. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est : $\nu = \frac{\Delta t}{\Delta l}$

Δt : Augmentation relative de la dimension transversale.

Δl : raccourcissement relatif longitudinal.

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{pour un béton non fissuré (ELS).} \\ 0 & \text{pour un béton fissuré (ELU).} \end{cases}$$

III.1.7. Module de déformation longitudinale :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on définit un module de déformation longitudinale, E_{ij} , égal au coefficient directeur de la droite passant par l'origine du diagramme contraintes – déformations à l'ELS .

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Mpa})$$

Sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage du béton rajoutent une déformation complémentaire qui est le double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple. La valeur du module de déformation longitudinale différée du béton, E_{vj} , est :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Mpa})$$

III. 1.8. Module de déformation transversale :

Il est donné par la formule suivante :

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

III. 2. Les aciers :

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

-les aciers **ACTIFS** (ou de précontrainte), qui créent et maintiennent la tension de précontrainte sur le béton.

-les aciers **PASSIFS**, sont nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (en cas d'absence d'étriers précontraints), pour limiter la fissuration et pour servir d'aciers de montage afin de constituer une cage d'armatures maintenant les aciers actifs.

III. 2.1. Les aciers passifs :

Les armatures passives sont comparables à celles du béton armé, les armatures passives sont tendues sous les sollicitations extérieures.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **FeE400**, leur limite élastique est égale à **400 MPa**.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à $E_s = 2 \times 10^5$ MPa.

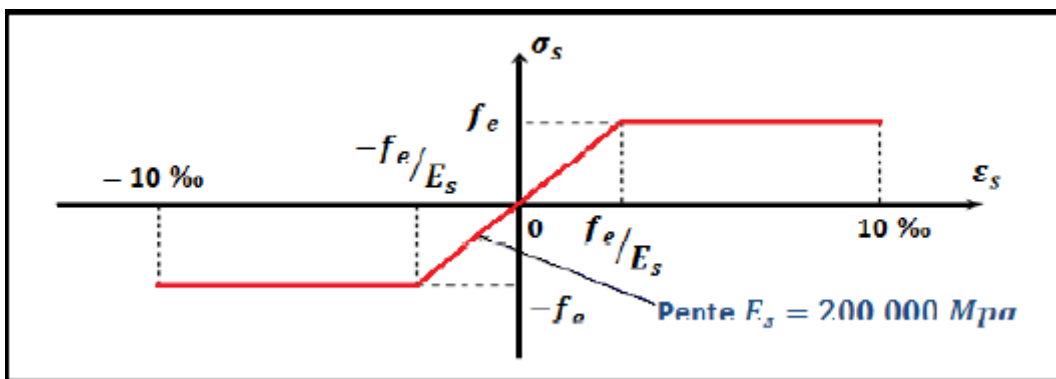


Fig. III.2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier [Réf.12].

- **État limite ultime (ELU) :**

La contrainte limite de traction de l'acier est donnée par :

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ Mpa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{en situation durable} \\ 1 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

État limite de service (ELS) :

La contrainte limite de traction $\bar{\sigma}_s$ dépend du type de fissuration.

Pour la fissuration peu nuisible : $\bar{\sigma}_s = f_e$

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nftj} \right\}$

Pour la fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{nftj} \right\}$

III. 2.2. Aciers de précontrainte « actif » :

Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont une plus forte teneur en carbone. On utilisera des câbles **12T15S (super)** car ce type de câble est réservé aux ouvrages de portées moyennes à grandes.

La précontrainte initiale à prendre en considération dans les calculs est donnée par la formule suivante : $P_0 = \min (0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg})$.



Fig. III.3 : Acier actif (12T15S) [Réf.15].

III.2.3. Caractéristiques géométriques :

Section nominale d'un toron : 150 mm

Section nominale d'un câble à 12 torons : 1800 mm²

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

Diamètre intérieur de la gaine : $\phi_{\text{int}} = 75$ mm

Force maximale au vérin = 241,3 (kN).

III. 2.4. Caractéristiques mécaniques :

Contrainte de rupture garantie : $f_{\text{prg}} = 1860$ MPa.

Contrainte limite élastique garantie : $f_{\text{peg}} = 1660$ Mpa.

Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,22$ rd⁻¹

Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 3 \cdot 10^{-3}$ m⁻¹.

Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,50$ % (acier à très basse relaxation TBR) .

$$\mu_0 = 0,43 \text{ \% (TBR).}$$

Recul d'ancrage : 6 mm

Module d'élasticité de l'acier : $E_S = 190\,000$ MPa.

On a : $p_0 = \min(0.8 f_{\text{prg}}, 0.9 f_{\text{peg}})$.

$$P_0 = \min(0,8.1860; 0,9.1660) \rightarrow P_0 = \min(1488; 1494) \text{ Mpa}$$

$$P_0 = 1488 \text{ Mpa}$$

L'évolution des contraintes en fonction des déformations est définie dans le diagramme suivant conformément aux règles du **BPEL** :

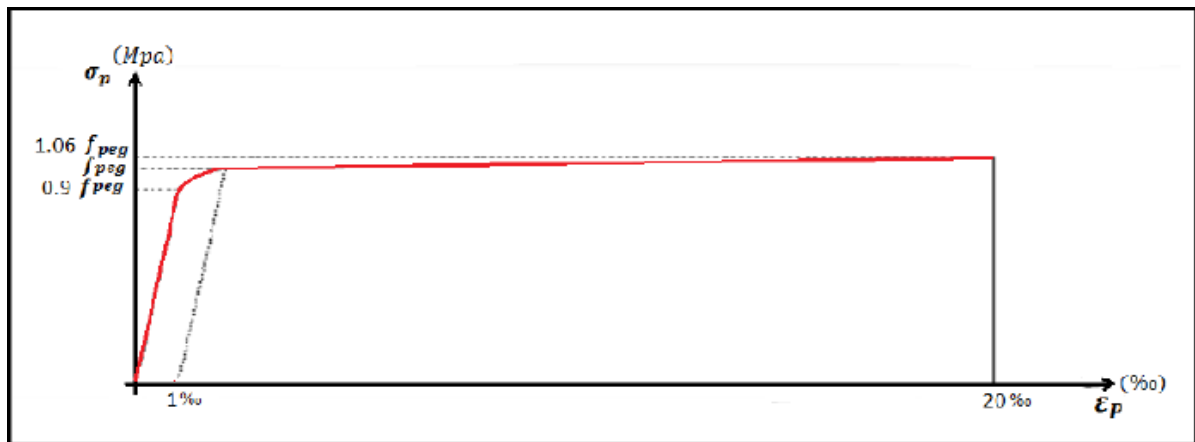


Fig. III.4 : Diagramme contraintes - déformations des aciers de précontrainte

[Réf.13].

CHAPITRE IV :

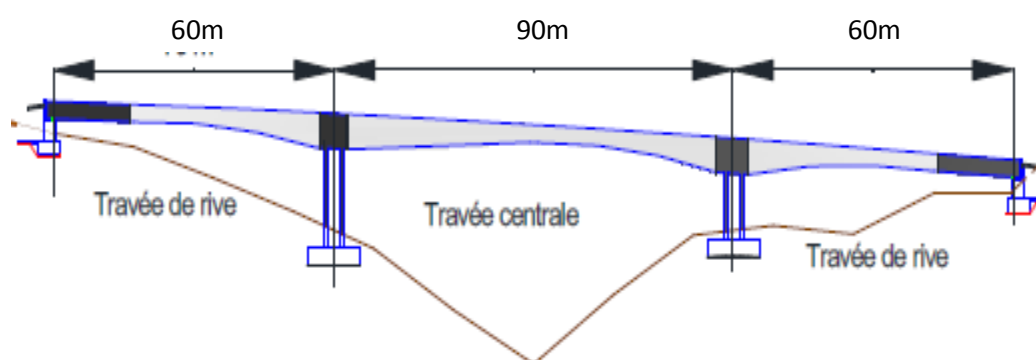
PRÉ DIMENSIONNEMENT

Introduction :

Le présent chapitre traite les aspects les plus généraux de la conception d'un pont en encorbellement dont :

- La répartition des travées ou (implantation des appuis).
- Le choix d'une section transversale.
- Le dimensionnement des différents éléments constitutifs d'un caisson.
- Les lois de variation de la hauteur du tablier et les différents paramètres géométriques.

Le pré dimensionnement d'un ouvrage d'art joue un rôle très important de point de vue de son comportement, de son économie et de son aspect esthétique. Il est donc primordial, au stade

IV -1- Pré dimensionnement des voussoirs :**Fig. IV.1 : Coupe longitudinale**

Le viaduc comporte deux travées de rive et une travée intermédiaire (centrale) ayant respectivement les portées suivantes : 60m et 90m .

a- Profil en long :

Dans les ouvrages de portée supérieure à 60m, le poids propre du tablier représente une fraction importante de la charge globale qui, en raison de la méthode de construction, est supportée en totalité par les sections voisines des piles. Les sections en travée sont par conséquent beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui,

se qui conduit logiquement au choix d'un tablier de hauteur variable, décroissante de piles vers la clé

IV.1.1. Hauteur de la poutre : (SETRA [Réf.6])

Au delà 60/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle trop importante en travée, car les efforts décroissent régulièrement à l'extrémité de la console. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.

La variation de hauteur étant généralement parabolique.

- **Hauteur du voussoir sur pile :**

Dans les cas courants, la hauteur sur pile h_p est comprise entre $L/16$ et $L/18$ de la portée de la travée considérée, la hauteur doit être importante pour que la section puisse résister à l'effort tranchant qui est maximum au niveau de la pile.

La hauteur h_p sur pile est généralement :

$$L_i/18 \leq h_p \leq L_i/16 \quad \left\{ \begin{array}{l} l_i = 90m \\ l_i/18 = 5m \\ \frac{l_i}{16} = 5.625m \end{array} \right. \Rightarrow 5 \leq h_p \leq 5.625$$

On choisira : $h_p = 5.60 \text{ m}$.

- **Hauteur à la clé :**

La hauteur à la clé h_c est en général comprise entre le $L_i/40$ et le $L_i/35$ de la portée de la travée considérée, avec un minima de 2,20 m permettant un cheminement aisé dans le caisson.

$$\frac{L_i}{40} \leq hc \leq \frac{L_i}{35} \begin{cases} L_i = 90m \\ \frac{L_i}{40} = 2.25 \\ \frac{L_i}{35} = 2.57 \end{cases} \quad \square \quad 2.25 \leq hc \leq 2.57$$

On prend :

$$hc = 2.40 \text{ m.}$$

Tel que L désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile Considérée. De la travée considérée, avec un minima de 2,20 m permettant un cheminement aisé dans le caisson.

IV.1.2. Découpage en voussoirs :

Lorsque les voussoirs sont coulés sur place, les deux critères prépondérants pour le choix de leur longueur sont le temps de bétonnage et la réduction du nombre de cycles et donc de voussoirs. On opte alors pour le découpage suivant :

- Voussoir sur pile : **8 m** (02 voussoirs)
- Voussoir courant : **4 m** (40 voussoirs)
- Voussoir sur culée : **14 m** (02 voussoirs coulés sur cintre)
- Voussoir de clavage : **2 m** (03 voussoirs).

IV.2. Pré dimensionnement de la structure transversale : (SETRA [Réf.6])

IV.2.1. Choix d'une section transversale :

Les tabliers des ponts construits par encorbellement sont formés des poutres caissons pour les raisons suivantes :

- Une bonne résistance à la torsion, provoquée par les importants porte-à-faux réalisés en cours de construction.
- Ces sections possèdent un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur les piles.

Le tablier travaille en console, donc engendre des moments négatifs sur la majeure partie des travées, qui sont très importants au voisinage des appuis.

Les membrures inférieures doivent alors résister à des efforts de compression élevés, d'où l'utilité de réaliser un hourdis inférieur continu entre âmes qui va former une table de compression.

- Le caisson continu facilite les problèmes d'entretien, le passage des canalisations de conduites diverses.

IV.2.2. Choix d'un type de caisson :

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par une poutre caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

Or dans notre cas, la largeur du tablier **B** est de 13.80 mètre. Notre choix se portera alors sur une section type mono caisson à deux âmes.

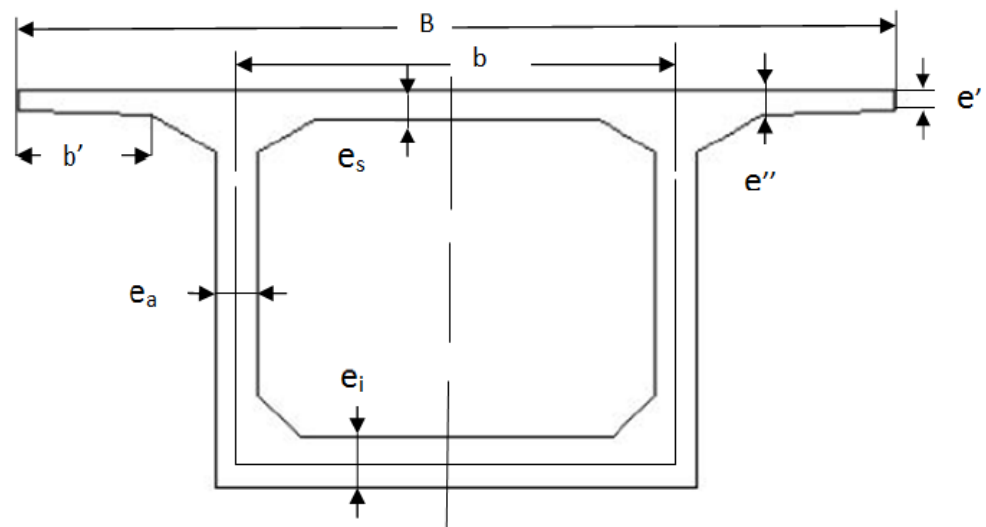


Fig. IV.2: Coupe transversale d'un caisson simple à deux âmes.

Le type et le nombre du caisson est généralement imposée par la largeur de la chaussée **B**.

Pour: **B ≤ 13 m** Le caisson unicellulaire à deux âmes.

Pour: $15 \text{ m} < B \leq 20 \text{ m}$ Le caisson bicellulaire à trois âmes.

Pour: $20 \text{ m} < B \leq 25 \text{ m}$ Deux caissons unicellulaires.

Or que la largeur de notre tablier est de 13.80 m. alors on est dans le cas du caisson unicellulaire a deux âmes.

IV.2.3. Epaisseur des âmes :

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage, réduit la largeur des têtes de pile et provoque une diminution de la charge permanente. Les parements extérieurs des âmes sont aussi souvent de meilleure qualité lorsqu'elles sont inclinées. L'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30 %.

L'épaisseur des âmes est conditionnée par le type de câblage adopté et les conditions de résistance à l'effort tranchant.

Dans le cas d'un câblage traditionnel (cas de notre projet), les épaisseurs minimales doivent être :

- $e_a = 36 \text{ cm}$ pour un câblage à base d'unités de 12T13.
- $e_a = 44 \text{ cm}$ pour un câblage à base d'unités de 12T15.
- $e_a = 59 \text{ cm}$ pour un câblage à base d'unités de 19T15.

Par ailleurs, au stade du pré dimensionnement l'épaisseur des âmes est fixée en fonction de la résistance à l'effort tranchant :

$$e_a (cm) = 26 + \frac{lm}{5} \quad \text{avec } L : \text{ portée déterminante de l'ouvrage (plus grande travée).}$$

$$e_a = 26 + \frac{90}{5} = 44 \text{ cm}$$

D'où $e_a = 44 \text{ cm}$.

➤ Dans notre cas, on utilise des câbles **12T15**, On choisit : **$e_a = 50 \text{ cm}$** .

- **Inclinaison des âmes :**

Pour notre voussoir les âmes sont droites avec un angle de 90 degré.

- **Entraxe des âmes (écartement):**

Les âmes sont disposées de façon à répartir au mieux et minimiser les moments fléchissant s'exerçant sur le hourdis supérieur de par et d'autre de son encastrement sur les deux âmes.

On adopte généralement une disposition telle que : **$B = 2b$**

Avec :

B: la largeur total du tablier.

b: la distance entre les axes des âmes au niveau de leur enracinement sur ce hourdis.

- L'écartement entre les deux âmes est **$b = 6.70m$** .

IV.2.4. Epaisseur du hourdis supérieur :

L'épaisseur de la dalle supérieure est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité de placer des câbles de précontrainte longitudinaux.

Sa valeur minimale peut aller de 22 cm à 26 cm selon la largeur totale du hourdis pour les ponts routes, l'épaisseur courante est:

$$e_s = 0.1 + \frac{b}{25} \text{ (cm)}$$

Avec : b désigne ici l'entraxe des âmes exprimé en mètres.

Ce qui donne, **$e_s = 0.1 + \frac{670}{25} = 26.9 \text{ cm}$**

On prend : **$e_s = 27 \text{ cm}$** .

Et comme $e' = 25cm$, pour des dispositions constructives relatives aux dispositifs de retenue qui y sont fixés.

On prendra aussi $e' = 25cm$.

IV.2.5. Epaisseur du hourdis inférieur :

L'épaisseur du hourdis inférieur e_i doit satisfaire à plusieurs conditions, qui sont :

- La résistance à la flexion transversale.
- Résister transversalement à la poussée au vide (solicitation des armatures vers les parements) due aux effets combinés de la compression de ce hourdis et de sa courbure.
- Posséder une rigidité suffisante par rapport à celle des âmes pour pouvoir considérer la section transversale comme indéformable.
- Logements, dans des conditions d'enrobages corrects, des câbles de continuités.

L'épaisseur du hourdis inférieur varie sur toute la longueur de la travée, en effet elle est minimale à la clé et maximale sur pile.

- **A la clé :**

Elle doit être supérieure ou égal à la plus restrictive des valeurs suivante :

$$e_{ic} \geq \max(18\text{cm}, 3\varphi, \frac{ea}{3})$$

Avec $\Phi = 8,0$ cm : diamètre extérieur des conduits de précontrainte.

e : épaisseur des âmes

$$e_{ic} \geq \max(18\text{cm}, 24\text{cm}, 17\text{cm})$$

On prendra : $e_{ic}=25\text{cm}$.

- **Sur pile :**

Au voisinage des piles, c'est l'intensité des contraintes normales dues à la flexion longitudinale qui est prépondérante. Cette valeur qui dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis varie de **35 à 80 cm**. Pour un pré dimensionnement, on peut utiliser la règle suivante

$$e_{ip} = 2,5 \times e_{ic}$$

$$e_{ip} = 2,5 \times 25 = 62,5 \text{ cm}$$

On choisira $e_{ip}=80\text{cm}$.

IV.2.6. Dimensionnement des goussets :

- **Gousset supérieur :**

Le gousset supérieur remplit plusieurs fonctions qui conditionnent ses dimensions, on peut citer les plus importantes :

- > Offre une section plus grande au hourdis là où les efforts transversaux sont importants
- > De part leur forme d'entonnoir, il facilite le bétonnage des âmes.
- > Assurent l'enrobage des câbles de fléaux qu'ils abritent.

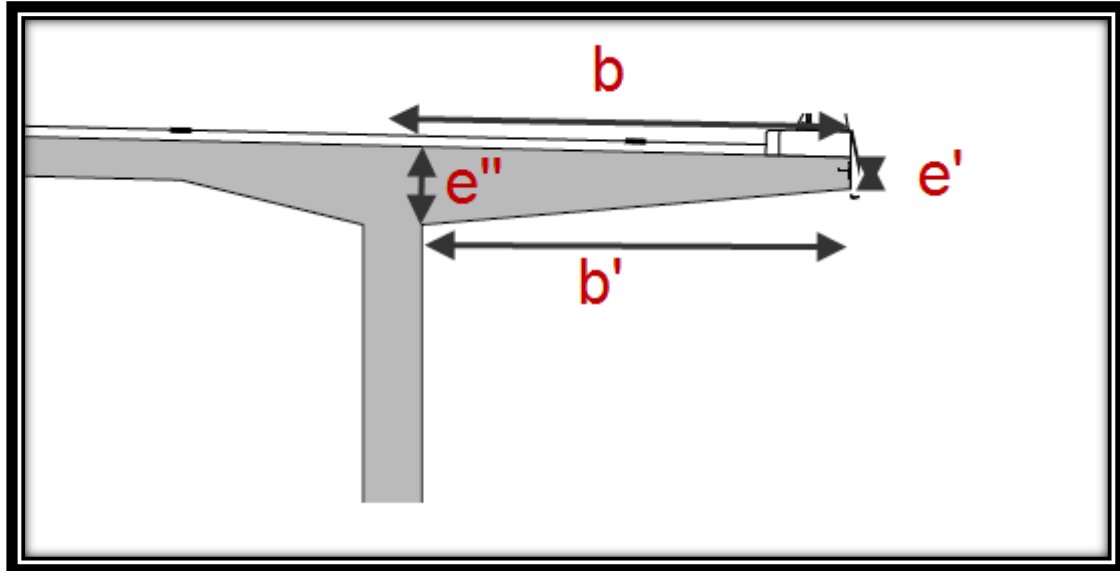


Fig. IV.3 : Gousset supérieur.

$$\frac{b'}{7} \leq e'' \leq \frac{b'}{5}$$

Si on considère :

$$B' = 330 \text{ cm}$$

$$47,14 \text{ cm} \leq e'' \leq 66 \text{ cm.}$$

On choisira $e'' = 50 \text{ cm}$.

Pour faciliter le bétonnage, on opte pour une inclinaison du gousset de 50% :

$$\text{tng } \alpha = 0.50 \quad , \quad \text{tng } \alpha = \frac{e''}{b'}$$

si on prend $e'' = 100 \text{ cm}$ alors b' sera égale a 50 cm.

- **Gousset inférieur :**

En outre le rôle d'encastrement du hourdis inférieur sur les âmes, le gousset inférieur doit aussi loger les câbles de continuité.

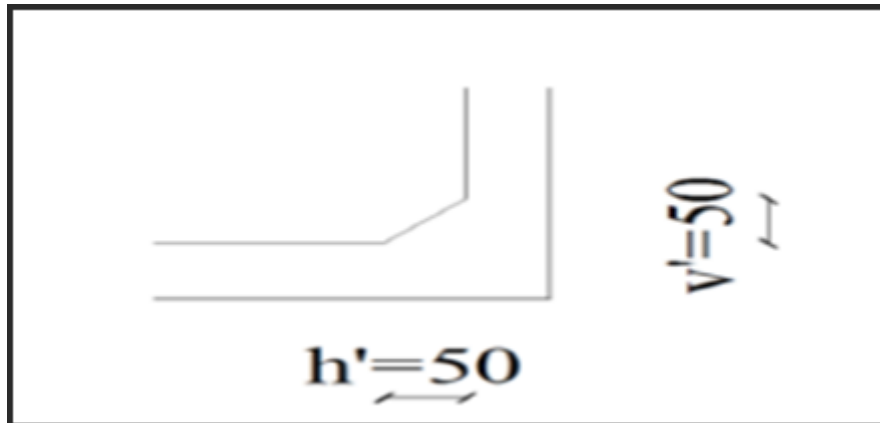


Fig. IV.4 : Gousset inférieur.

Les goussets inférieurs sont normalement coffrés par la partie inférieure du noyau central du coffrage du voussoir. Leur pente est alors comprise entre 40° et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage.

On adopte un gousset inférieur avec un angle d'inclinaison de 45° .

- On obtient : $v = 50\text{cm}$ et $h' = 50\text{cm}$.

Finalement, après pré dimensionnement nous obtenons les sections extrêmes suivantes :

CHAPITRE V :
*Caractéristiques
géométriques*

V.1. Forme du tablier en élévation :

Au-delà d'une portée de 70 m, le poids propre d'un ouvrage devient prépondérant dans le calcul des charges globales. Or la plus grande partie de ces charges sont reprises par les sections voisines des appuis (piles).

Les sections en travée étant moins sollicitées que les sections sur pile, il convient alors mieux d'adapter les dimensions des sections à l'intensité des moments fléchissant.

Ce qui nous conduit à faire le choix d'un tablier à hauteur variable, une hauteur maximale à l'appui et minimale à la clé, la clé étant le bout d'un fléau.

Ce type de tablier est économiquement intéressant pour une large gamme de portée, allant de 70 à 200m, en outre ce choix rend l'ouvrage plus esthétique.

La variation de hauteur peut être conçue de diverses manières, la plus courante est de type parabolique : c'est elle qui évoque le mieux le rythme des ponts anciens, qui étaient réalisés en forme de voute

V.2. Calcul des caractéristiques géométriques des sections :

Pour pouvoir calculer les caractéristiques géométriques des sections limites (sur pile et à la clé), composant le tablier, on procédera au découpage de la surface du caisson en une série d'éléments rectangulaires et triangulaires, qui simplifieront les calculs.

La notation utilisée est donnée dans le tableau suivant :

bi : largeur de l'élément		
hi : hauteur de l'élément		
Si : surface de la section	rectangle	$S_i = b_i x h_i$
	Triangle	$S_i = \frac{b_i x h_i}{2}$
YG_i : position du centre de gravité de l'élément par rapport à l'axe X (axe passant par la base du caisson).		$YG = \frac{\sum YG_i S_i}{\sum S_i}$
di : position de centre de gravité de l'élément par rapport à l'axe X' (axe passant par le centre de gravité du caisson).		$d_i = YG - YG_i$
I_{pi} : moment d'inertie de l'élément par rapport à un axe passant par son centre de gravité.	rectangle	$I_{pi} = \frac{b_i * h_i^3}{12}$
	Triangle	$I_{pi} = \frac{b_i * h_i^3}{36}$
I_{pi} (x') : inertie de l'élément par rapport à l'axe X'		$I_{pi} (x') = I_{pi} + d_i^2 * S_i$
I_y : moment d'inertie à la flexion (par rapport à l'axe horizontale passant par G)		$I_y = I_{pi} (x')$
V : la distance du centre de gravité à la fibre Supérieure.		$V = h - YG$
V' : la distance de centre de gravité à la fibre Inférieure.		$V' = YG$
ρ : le rendement géométrique de la section.		$\rho = \frac{IGx}{SVV'}$
C : ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.		$C = \rho V$
C' : ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau centrale		$C' = \rho V'$

Tableau V-1 représentatif des différentes caractéristiques Géométriques

V.2.1. Caractéristiques géométriques du caisson sur pile :

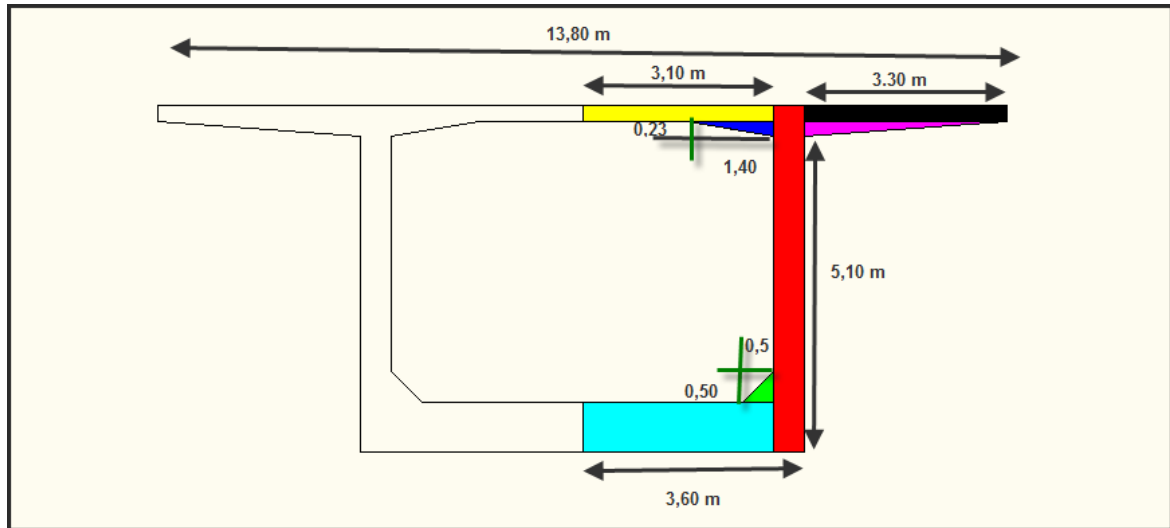


Fig. V.6: Voussoir sur pile .

Les résultats sont résumés dans le tableau ci ci-dessous :

N ^o	Élément	b _i (m)	h _i (m)	S _i (m ²)	Y _{G_i} (m)	S _i x Y _{G_i} (m ³)	d _i (m)	d _i ² (m)	d _i ² x S _i (m ⁴)	I _{pi} (m ⁴)	I _{pi} (x')
1	Rectangle	3,30	0,25	0,825	5,475	4,517	2,718	7,387	6,095	0,0043	6,099
2	Rectangle	3,10	0,27	0,837	5,465	4,574	2,708	7,333	6,138	0,0051	6,143
3	Triangle	1,40	0,23	0,161	5,253	0,846	2,496	6,232	1,003	0,0005	1,003
4	Triangle	3,30	0,25	0,413	5,267	2,175	2,509	6,298	2,601	0,0014	2,602
5	Rectangle	0,50	5,60	2,8	2,8	7,840	- 0,043	0,002	0,005	7,317	7,322
6	Triangle	0,50	0,50	0,125	0,967	0,121	- 1,790	3,205	0,401	0,0017	0,403
7	Rectangle	3,10	0,80	2,480	0,400	0,992	- 2,357	5,555	13,777	0,1323	13,909
				7,641		21,065					37,481

Tab. V. 2 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

On obtient après calcul :

$$Y_G = \frac{\sum YGxSi}{\sum Si} = \frac{21,065}{7,641} = 2,756 \text{ m}$$

$X_G = 6,9\text{m}$ (symétrie).

$S_T = 15,282 \text{ m}^2$.

$I_y = \sum I_{pi} (x') = 37,481 \text{ m}^4$.

$V = H - Y_G = 2,845 \text{ m}$.

$V' = Y_G = 2,756 \text{ m}$.

$$\rho = \frac{I_y}{SVV'} = \frac{37,481}{7,641 \cdot 2,843 \cdot 2,757} = 0,626$$

$C = \rho \cdot V = 0,626 \cdot 2,843 = 1,779 \text{ m}$.

$C' = \rho \cdot V' = 0,626 \cdot 2,757 = 1,726 \text{ m}$.

V.2.2. Caractéristiques géométriques du caisson sur culée :

V.2-3 Section sur culée

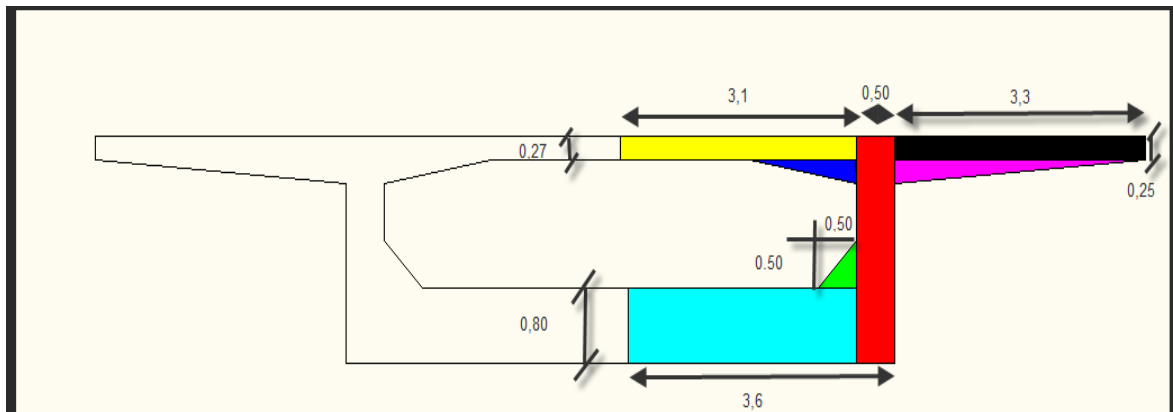


Fig. V.2 : Coupe transversale du voussoir sur culée

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

N ⁰	Élément	bi (m)	hi (m)	Si (m ²)	YG _i (m)	Si xYG _i (m ³)	di (m)	di ² (m)	di ² x Si (m ⁴)	I _{pi} (m ⁴)	I _{pi(x')} (m ⁴)
1	Rectangle	3,30	0,25	0,825	2,275	1,877	1,089	1,186	0,978	0,0043	0,982
2	Rectangle	3,10	0,27	0,837	2,265	1,552	1,079	1,164	0,974	0,0051	0,979
3	Triangle	1,4	0,23	0,161	2,053	0,331	0,867	0,752	0,121	0,0005	0,122
4	Triangle	3,30	0,25	0,413	2,067	0,854	0,881	0,776	0,320	0,0014	0,321
5	Rectangle	0,50	2,4	1,200	1,200	1,440	- 0,014	0,0002	0,00024	0,576	0,576
6	Triangle	0,50	0,50	0,125	0,966	0,121	- 0,219	0,048	0,006	0,002	0,008
7	Rectangle	3,1	0,80	2,480	0,400	0,992	- 0,786	0,618	1,533	0,132	1,665
				6,041		7,167					4,653

Tab. V. 3 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur culée.

Après calcul, nous obtenons :

$$Y_G = \frac{\sum YGixSi}{\sum Si} = \frac{7,167}{6,041} = 1,186 \text{ m}$$

$$X_G = 6,9 \text{ m}$$

$$S_T = 12,082 \text{ m}^2$$

$$I_y = \sum I_{pi}(x') = 4,653 \text{ m}^4$$

$$V = H - Y_G = 1,214 \text{ m}$$

$$V' = Y_G = 1,186 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{I_y}{SVV'} = \frac{4,653}{6,041 \cdot 1,214 \cdot 1,186} = 0,535$$

$$C = \rho \cdot V = 0,535 \cdot 1,214 = 0,649 \text{ m}$$

$$C' = \rho \cdot V' = 0,535 \cdot 1,186 = 0,635 \text{ m}$$

V 2-4 Voussoir plein sur pile :

Les caractéristiques géométriques données dans le tableau (*Tab. IV.2*) concernant le voussoir sur pile ne sont utilisées que pour établir les différentes lois de variation, mais en réalité le voussoir sur pile est toujours conçu quasiment plein pour contrebalancer les efforts tranchants qui se développent dans cette zone.

Ce dernier joue le rôle d'une entretoise robuste qui a pour rôle de rigidifier la poutre caisson à la torsion et d'assurer l'indéformabilité de la section droite.

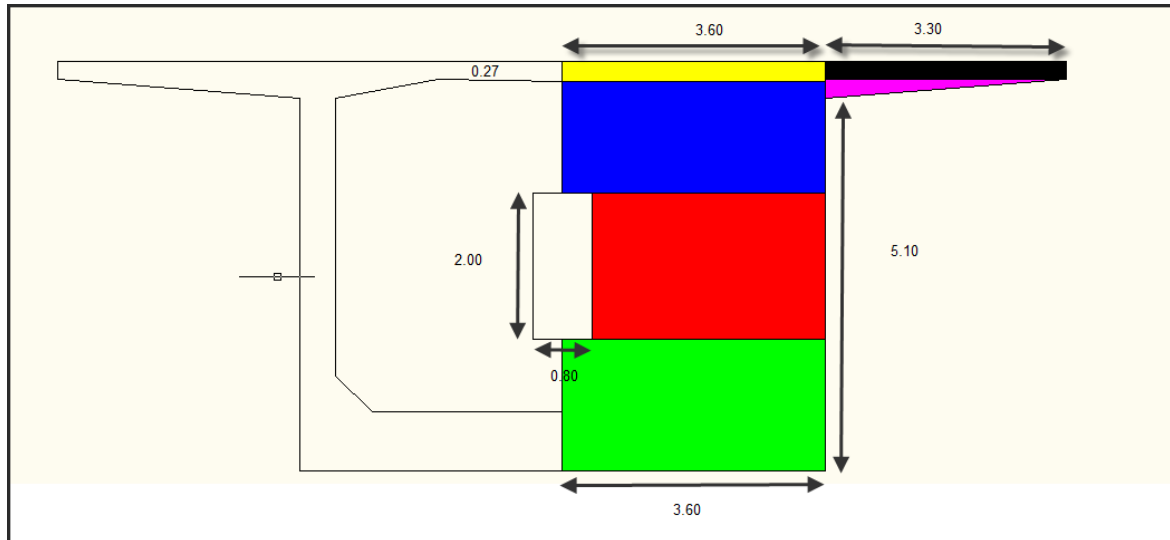
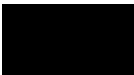




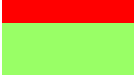


Fig. V.3 : Voussoir plein sur pile.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Elément	N°	Bi	Hi	Si	Y _{Gi}	di	Di ²	SiY _{Gi}	Di ² Si	I _{G(x)}	I _{G(x)/x'}
	1	3,3	0,25	0,825	5,475	2,776	7,706	4,517	6,357	0,00429	6,3129
	2	3,3	0,25	0,413	5,267	2,568	6,595	2,175	2,724	0,00143	2,7254
	3	3,6	0,27	0,972	5,465	2,766	7,651	5,312	7,437	0,00591	7,4429
	4	3,6	1,53	5,508	4,565	1,866	3,482	25,144	19,179	1,07447	20,2535
	5	3,2	2,00	6,40	2,800	0,101	0,010	17,920	0,064	2,13333	2,1973
	6	3,6	1,80	6,48	0,900	-1,900	3,610	5,832	23,393	1,7496	25,1426
	Σ			20,598				60,900			64,0746

Tab . V.4. Tableau des caractéristiques géométriques du voussoir plein sur pile.

$$Y_G = \frac{\sum YGxSi}{\sum Si} = \frac{60,90}{20,598} = 2,966 \text{ m}$$

$$X_G = 6,9 \text{ m (symétrie).}$$

$$S_T = 41,196 \text{ m}^2.$$

$$I_{yT} = \sum I_{pi}(x') = 61,6516 \times 2 = 123,303 \text{ m}^4.$$

$$V = H - Y_G = 2,634 \text{ m.}$$

$$V' = Y_G = 2,966 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{I_y}{SVV'} = \frac{123,303}{41,196 \cdot 2,634 \cdot 2,966} = 0,383$$

$$C = \rho \cdot V = 0,383 \cdot 2,634 = 1,009 \text{ m.}$$

$$C' = \rho \cdot V' = 0,383 \cdot 2,966 = 1,034 \text{ m.}$$

V.3. Loi de variation des différents paramètres :

V.3.1. Variation de la hauteur de la poutre h(x):

La travée de rive :

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure ci-dessous, pour lequel on admet que :

_ L'extrados (face supérieure de l'arc) est rectiligne.

_ L'intrados (face inférieure de l'arc) a une hauteur constante égale à $h_c = 2,40 \text{ m}$ sur culée (et à la clé), puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre une hauteur $h_p = 5,60 \text{ m}$ au niveau de la pile.

La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.

La travée de rive ou bien la demi-travée intermédiaire contient 10 voussoirs courants, de 4 m de long chacun, soit 40 m.

C'est cette longueur « $L = 40 \text{ m}$ » que nous utiliserons pour la suite de nos calculs.

1).La travée de rive :

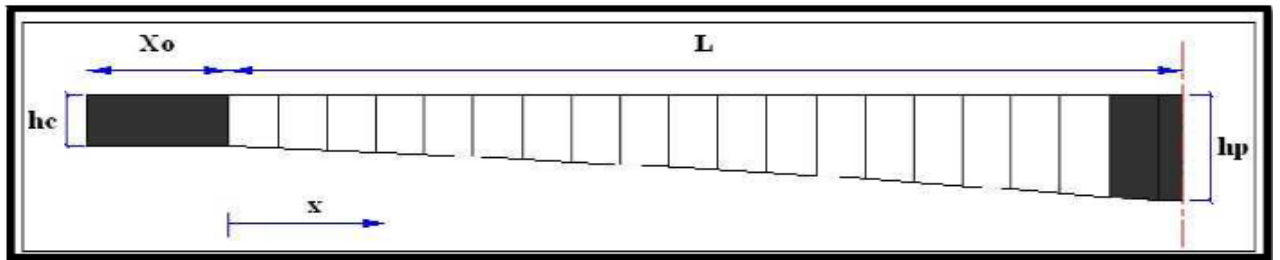


Fig. V.4 : Variation de la hauteur de la travée de rive.

A).La hauteur de la travée de rive :

La variation de la hauteur peut être approchée selon la loi qui décrit une variation

Parabolique : $y = Ax^2 + Bx + C$

Pour $x_0 \leq x \leq 0$ $h(x) = h_c = 2,40 \text{ m}$.

Pour $0 < x \leq L$ $h(x) = h_c + (h_p - h_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 2,4 + 0,002 x^2$

Avec : h_c : hauteur de la poutre à la clé.

h_p : hauteur de la poutre sur pile.

$h_p = 5,60 \text{ m}$ et $h_c = 2,4 \text{ m}$

B).Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$:

Pour $x_0 \leq x \leq 0$ $e(x) = e_c = 0,25 \text{ m}$

Pour $0 < x \leq L$ $e(x) = e_c + (e_p - e_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 0,25 + 0,00034 x^2$.

Avec : $e_c = 0,25 \text{ m}$ épaisseur de hourdis inférieur à la clé.

$e_p = 0,80 \text{ m}$ épaisseur de hourdis inférieur sur pile.

C).Variation de la section S(x) :

Pour $0 \leq x \leq L$ $S(x) = S_c = 12,082 \text{ m}^2$

Pour $L < x \leq 0$ $S(x) = S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 12,082 + 0,002x^2$

Avec : $S_c = 12,082 \text{ m}^2$ section du caisson à la clé.

$S_p = 15,282 \text{ m}^2$ section du caisson sur pile.

D).Variation de la position du centre de gravité du voussoir $Y_G(x)$:

Pour $0 \leq x \leq 0$ $Y(x) = Y_{Gc} = 1,186 \text{ m}$

Pour $0 < x \leq L$ $Y(x) = Y_{Gc} + (Y_{Gp} - Y_{Gc}) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 1,186 + 0,00098x^2$

Avec : $Y_{Gc} = 1,186 \text{ m}$ positions du centre de gravité de la section a la clé.

$Y_{Gp} = 2,757 \text{ m}$ position du centre de gravité de la section sur pile.

E).Variation de l'inertie $I_y(x)$:

Pour $0 \leq x \leq L$ $I_y(x) = I_{yc} = 9,309 \text{ m}^4$

Pour $\alpha L < x \leq L$ $I_y(x) = I_{yc} \left[1 + k \left(\frac{x - \alpha L}{L - \alpha L}\right)^2 \right]^{5/2}$

Avec : $L = 90 \text{ m}$

$$I_p = 74,962 \text{ m}^4$$

$$I_c = 9,309 \text{ m}^4$$

$\alpha L = 14 \text{ m}$

$$K = \left[\left(\frac{I_p}{I_c}\right)^{0,4} - 1 \right] = 1,303$$

2).La travée intermédiaire :

En considérant le fléau intermédiaire représenté sur la figure ci-dessus

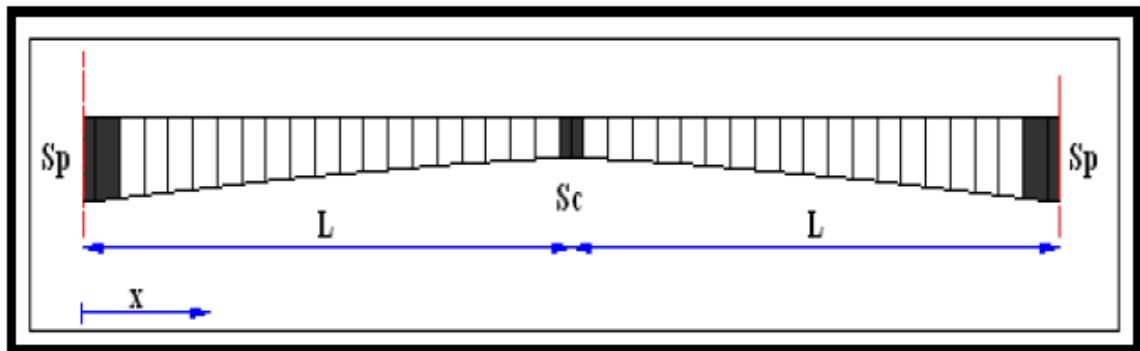


Fig. V.5 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire.

A).La hauteur de la travée intermédiaire :

Comme la travée est symétrique, donc on peut conclure que la hauteur suit la même variation sur les deux parties.

$$\text{Pour } 0 \leq x \leq L h(x) = h_c + (h_p - h_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 2,4 + 0,002 x^2.$$

$$\text{Pour } L < x \leq 0 h(x) = h_c + (h_p - h_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 2,4 + 0,002 x^2.$$

B). Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur e(x):

Comme la travée est symétrique, donc on peut conclure que l'épaisseur du hourdis inférieur suit la même variation sur les deux parties.

$$\text{Pour } 0 \leq x \leq L e(x) = e_c + (e_p - e_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 0,25 + 0,00034 x^2.$$

$$\text{Pour } L < x \leq 0 e(x) = e_c + (e_p - e_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 0,25 + 0,00034 x^2.$$

Avec : $e_c = 0,25$

$e_p = 0,8$

C). Variation de la section S(x) :

Comme la travée est symétrique, on peut conclure que la section du caisson suit la même variation sur les deux parties.

Pour $0 \leq x \leq L$ $S(x) = S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 12,082 + 0,002 x^2$

Pour $L < x \leq 0$ $S(x) = S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 12,082 + 0,002 x^2$

D). Variation de la position du centre de gravité du voussoir $Y_G(x)$:

Comme la travée est symétrique, on peut conclure que la position du centre de gravité du caisson suit la même variation sur les deux parties.

$$Y_{GC} = 1,186 \text{ m}$$

$$Y_{GP} = 2,757 \text{ m}$$

Pour $0 \leq x \leq L$ $Y(x) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 1,186 + 0,00098x^2$

Pour $L < x \leq 0$ $Y(x) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 1,186 + 0,00098x^2$

E). Variation de l'inertie $I_y(x)$:

En général, la variation de l'inertie d'une poutre à hauteur variable suit une loi du type

$$I = KhB, \text{ h étant la hauteur de la poutre.}$$

La limite étant $I = Kh^2$ et pour une section rectangulaire et pleine la loi $I = Kh^3$.

Dans le cas d'un caisson, ce qui est notre cas, on peut utiliser une formulation intermédiaire qui conduit à des résultats assez précis et qui est du type $I = Kh^{5/2}$.

$$I_c = 9,306 \text{ m}^4$$

$$I_p = 74,962 \text{ m}^4$$

$$I_x = I_c \left[1 + k \left(\frac{1-2x}{L} \right)^2 \right]^{5/2} \text{ Si } 0 \leq x \leq L$$

$$K = 1,303$$

$$L = 90 \text{ m}$$

Paramètres de la travée intermédiaire:

Abs x(m)	H (m)	e(x) (m)	S(x) (m ²)	YG(x) (m)	I _y (x) (m ⁴)	V (m)	V' (m)	ρ	C (m)	C' (m)
0	5,600	0,794	15,282	2,754	52,954	2,846	2,754	0,626	1,779	1,726
4	5,600	0,794	15,282	2,754	52,954	2,846	2,754	0,626	1,779	1,726
8	4,992	0,691	14,674	2,456	41,100	2,536	2,456	0,451	1,138	1,103
12	4,448	0,598	14,130	2,189	32,002	2,259	2,189	0,458	1,034	1,003
16	3,968	0,517	13,650	1,954	25,092	2,014	1,954	0,467	0,940	0,912
20	3,552	0,446	13,234	1,750	19,930	1,802	1,750	0,478	0,861	0,836
24	3,200	0,386	12,882	1,578	16,090	1,622	1,578	0,488	0,792	0,770
28	2,912	0,337	12,594	1,437	13,334	1,475	1,437	0,499	0,737	0,717
32	2,688	0,299	12,370	1,327	11,416	1,361	1,327	0,543	0,739	0,721
36	2,528	0,446	12,210	1,248	10,171	1,280	1,248	0,534	0,683	0,666
40	2,432	0,255	12,114	1,202	9,490	1,230	1,202	0,529	0,652	0,637
44	2,400	0,250	12,082	1,186	9,306	1,214	1,186	0,535	0,649	0,635
46	2,400	0,250	12,082	1,186	9,306	1,214	1,186	0,535	0,649	0,635

Tab -V -5-variation des différents paramètres de 1/2 de la travée intermédiaire.

Travée de rive :

X(m)	H(m)	e _(x) (m)	S _(x) (m)	Y _{G(x)} (m)	I _{xG/x}	V(m)	V'(m)	ρ	C(m)	C'(m)
-2	2,400	0,250	12,082	1,186	9,306	1,214	1,186	0,566	0,687	0,671
0	2,400	0,250	12,082	1,186	9,306	1,214	1,186	0,566	0,687	0,671
4	2,432	0,255	12,114	1,202	9,843	1,230	1,202	0,549	0,676	0,660
8	2,528	0,272	12,210	1,249	9,496	1,279	1,249	0,480	0,623	0,608
12	2,688	0,299	12,370	1,327	9,328	1,361	1,327	0,418	0,568	0,554
16	2,912	0,337	12,594	1,437	9,328	1,475	1,437	0,349	0,515	0,502
20	3,200	0,386	12,882	1,578	9,496	1,622	1,578	0,288	0,467	0,455
24	3,552	0,446	13,234	1,75	9,840	1,772	1,75	0,239	0,425	0,419
28	3,968	0,517	13,650	1,954	10,370	2,014	1,954	0,193	0,389	0,377
32	4,448	0,598	14,130	2,189	11,102	2,259	2,189	0,159	0,359	0,348
36	4,992	0,691	14,674	2,456	12,060	2,536	2,456	0,132	0,335	0,324
40	5,600	0,794	15,282	2,754	13,274	2,846	2,754	0,111	0,315	0,305

Tableau-V- récapitulatif de la variation des différents paramètres de la travée de rive.

CHAPITRE VI :

CHARGES ET SURCHARGES

Introduction :

Pour assurer sa fonction, un pont doit être capable de résister non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Dans le chapitre qui suit, nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui seront appliquées à notre ouvrage.

VI. 1. Caractéristiques de l'ouvrage :

VI 1.1. La largeur roulable L_r :

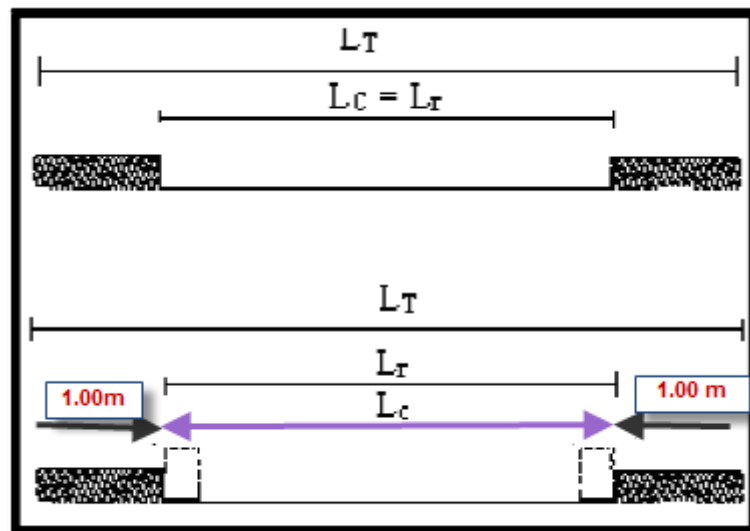


Fig. VI.1 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont [Réf.2].

Est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de sécurité ou bordure. Dans le cas où on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y a lieu de considérer celle-ci dans son état définitif.

Dans notre cas **$L_R = 10.5 \text{ m}$** .

VI 1.2. Largeur chargeable l_c :

Est déduite de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,5 m le long d'un côté de dispositif de sécurité.

Dans notre cas **LC = 10.50 m.**

VI. 1.3. Largeur totale LT :

La largeur total est de **LT= 13.80 m**

VI. 1.4. Nombre de voies de circulation :

Par convention les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable exprimée en mètre.

$$D'où \ N_v = \frac{l_c}{3} = \frac{10.50}{3} = 3.5$$

Le nombre de voies de circulation est de 3.

VI. 1.5. Largeur de la voie :

$$L_v = \frac{L_c}{N_v} = \frac{10.50}{3} = 3.5 \text{ m.}$$

La largeur de la voie est **L_v=3.50 m.**

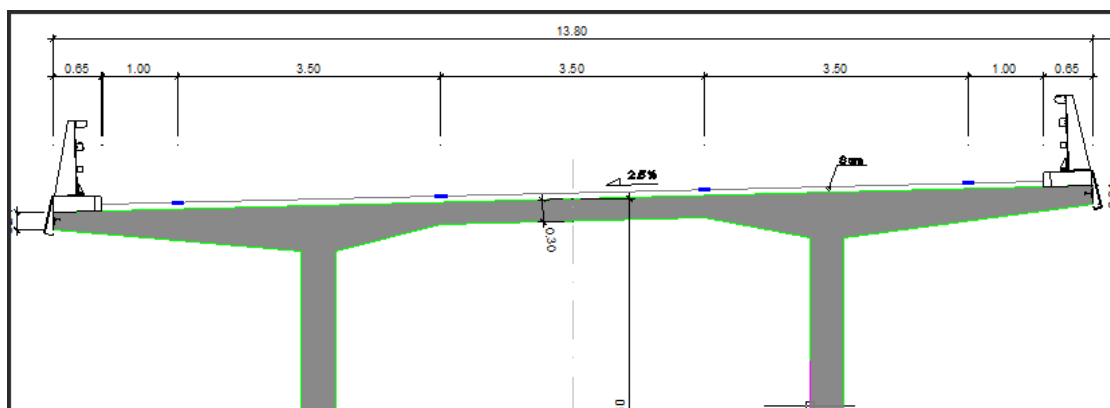


Fig. VI.2 : Profil en travers du pont.

VI. 1.6. Classe du pont :

- **Pont de 1ère classe :**

- Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à sept mètres ($LR \geq 7,00m.$)

- Tous les ponts supportant des bretelles d'accès.

- Tous les ponts dans la largeur roulable est inférieure à sept mètre ($LR \leq 7,00 m$) mais désignés par le **CPS**

- **pont de 2ème classe :**

Ce type de ponts supporte des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5,5 m et 7 m ($5,50 m < LR < 7,00 m$).

- **Pont de 3ème classe :**

Autres que ceux énumérés ci-dessus, les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5,5m ($LR \leq 5,50 m$).

Conclusion :

Comme $LR = 10.50m > 7$, notre ouvrage est un pont de première classe.

VI.2. Evaluation des charges et surcharges :**VI.2.1 Charges hors trafic :****VI.2.1.1 Les charges permanentes (CP) :**

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

- **Elément porteur :**

Ces charges concernent le tablier seul : Poids total des voussoirs.

$$G = 2G1 + 4G2 + 3G3 + 2G4.$$

Telle que :

G1: Poids propre de voussoir sur pile plein (h= constante).

G2: Poids propre de la partie avec variation de la hauteur sur 60 m

G3 : Poids propre de voussoir à la clé.

G4 : poids propre de la partie coulés sur cintre (h = hc constante).

$$G1 = [\gamma b \text{ sp.8}] = (2.5 \times 41.196 \times 8 \text{ m}) = 823.92 \text{ t.}$$

$$G2 = \gamma b \int_0^{40} \left((Sp - Sc) + Sc \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right) . dX = \gamma b \left[6.041x + \frac{0.001 x^3}{3} \right] = 262.973 \text{ t.}$$

$$G3 = [\gamma b \text{ sc.2}] = (2.5 \times 12.082 \times 2 \text{ m}) = 60.41 \text{ t.}$$

$$G4 = [\gamma b \text{ sc.9}] = (2.5 \times 12.082 \times 14 \text{ m}) = 422.87 \text{ t.}$$

$$G = 2 (823.92) + 4 (262.97) + 3 (60.41) + 2 (422.87)$$

$$\Rightarrow G = 3726.69 \text{ t.}$$

➤ **Les charges complémentaires permanentes (CCP) :**

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

a)- poids de revêtement :

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité de **1 cm** et d'une couche de roulement de **8 cm** pour le trafic, avec les densités respectives $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ et $\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$.

$$\text{Prev} = e \times Lr \times \gamma_{\text{BB}} = 0,01 \times 10,5 \times 2 + 0,08 \times 10,5 \times 2,4 = 0,21 + 2,016 = 2,226 \text{ t/ml.}$$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement.

Lr : Largeur roulable qui est égale à 10.5m.

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

b)- Poids du dispositif de sécurité :

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

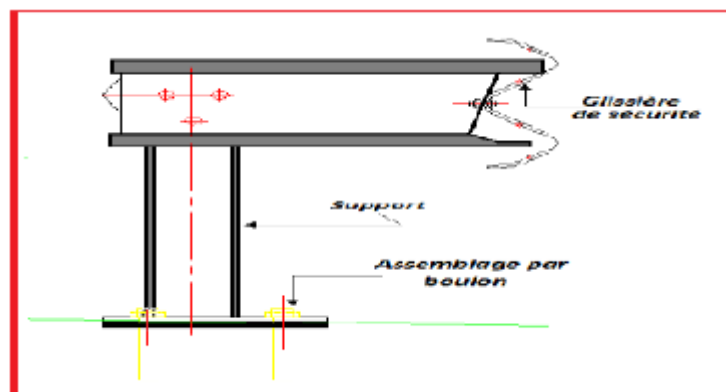
a) Poids des glissières de sécurité :

Fig. VI.2 : Glissière de sécurité.

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

- Pour deux glissières: $\Rightarrow \text{Pgl} = 0,12 \text{ t/ml}$

- **Poids des garde-corps :**

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

-Sur notre ouvrage on ne dispose pas de garde corps . (car les deux trottoirs à gauche et a droite ne contient pas de garde corps).

- Donc **P gc = 0,1 t/ml.**

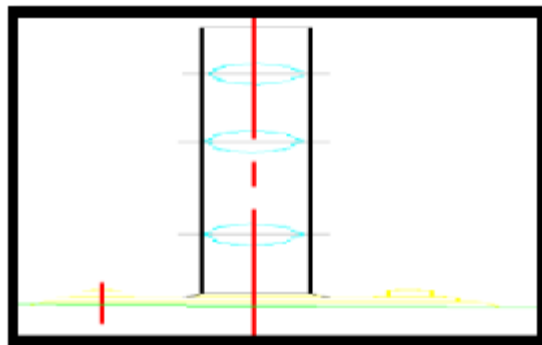
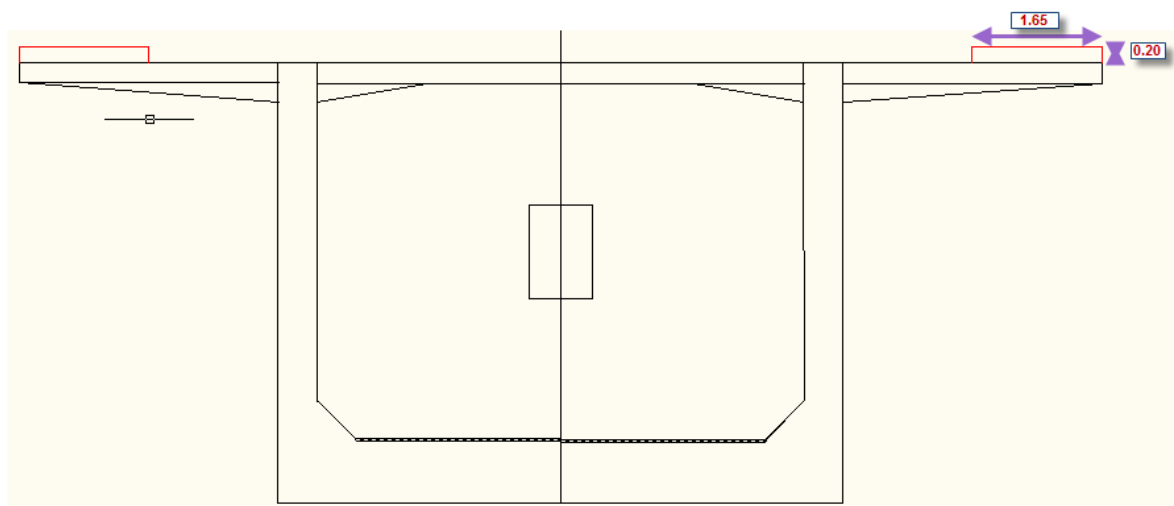


Fig. VI.3 : Schéma d'un garde corps.

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



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

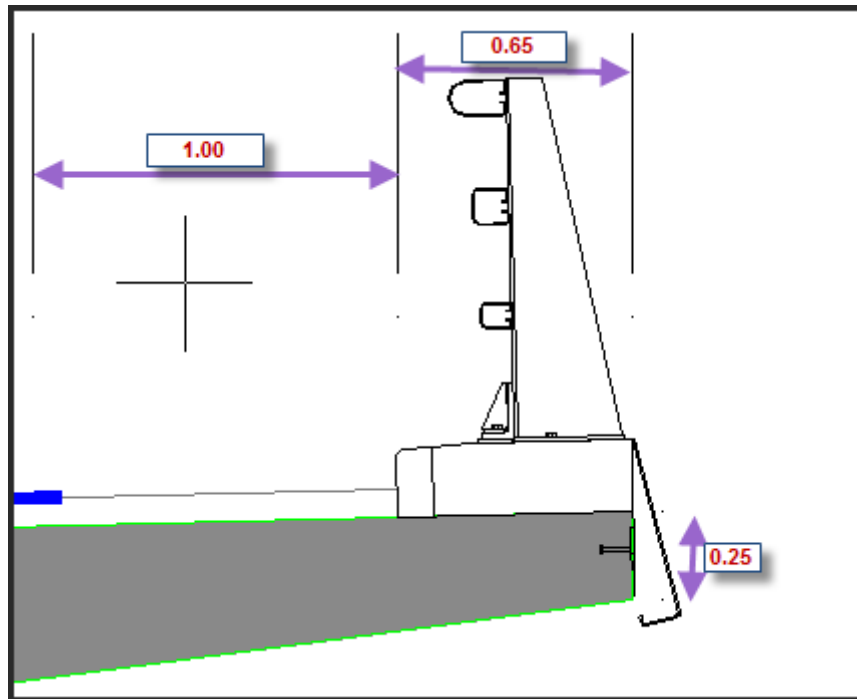


Fig. VI.4 : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.

Pour le trottoir de gauche et de droite :

$$(tr+corniche) = 2.5 \times 1.65 \times 0.25 \times 1 = 1.03125 \text{ t/ml}$$

-D'où: $P (tr+corniche) = 2.0625 \text{ t/ml}$.

$$\text{Donc : } CCP = P \text{ rev} + Pgl + Pgc + p(tr+corniche) = 0.12 + 0 + 2.0625$$

$$\Rightarrow CCP = 2.1825 \text{ t / ml.}$$

VI.2.2 Les charges dues au trafic:**VI.2.2.1. Charges routières :**

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

- ✓ La charge de type A (L).
- ✓ Système B (*Bc, Bt, Br*).
- ✓ La surcharge militaire Mc120.
- ✓ La surcharge exceptionnelle convoi D240.
- ✓ Les surcharges sur trottoirs.

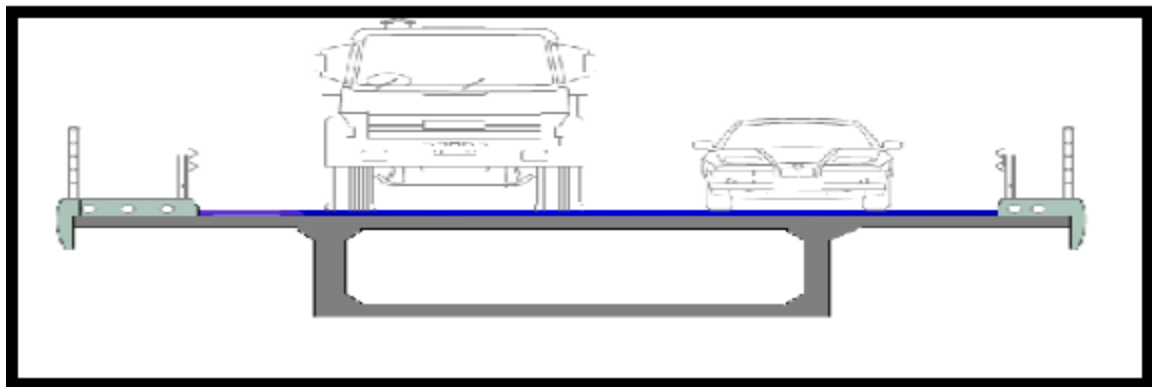


Fig. VI.5: charges routières.

a)-Système de charges A (L) :

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

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} = \text{exprimée en (Kg/m}^2\text{)}.$$

Ac :(A(l) corrigée) obtenu en majorant A(L) par les coefficients a1 et a2 (**Ac**= a₁a₂ A(l)).

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

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

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

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

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

V° dépend de la classe : $\begin{cases} V^\circ = 3.5 \text{ m pour pont de 1ère classe.} \\ V^\circ = 3 \text{ m pour pont de 2ème classe.} \\ V^\circ = 2.75 \text{ m pour pont de 3ème classe.} \end{cases}$

V : largeur réel de la voie $V = \frac{Lr}{3} = \frac{10.50}{3} = 3.5 \text{ m.}$

$$a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1.$$

\Rightarrow Ce qui donne : $A_c = 0.9 \times 1 \times A(l) = 0.9 A(l)$

➤ **Placement de la charge A(l) sur le tablier :**

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

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

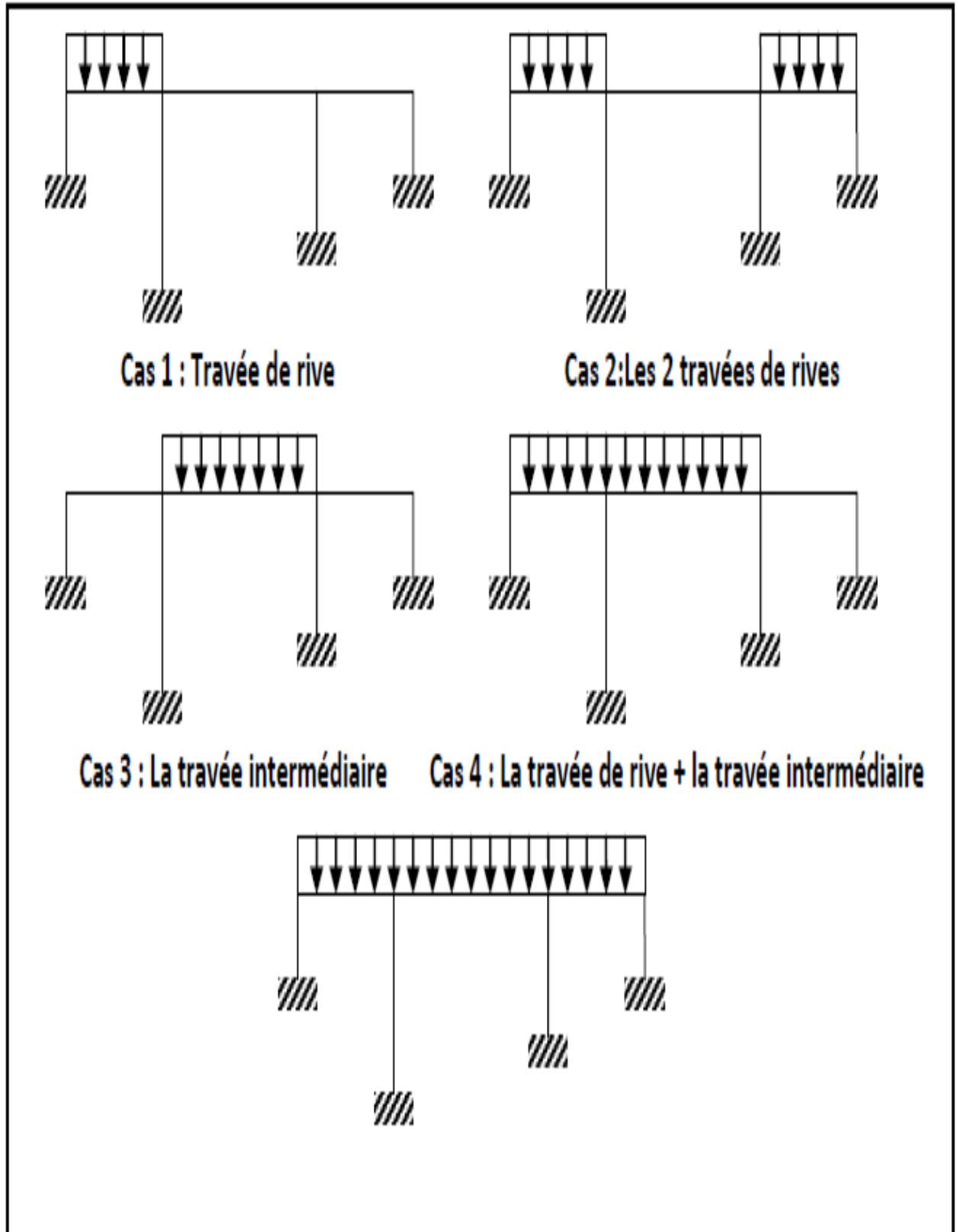


Fig. VI.6 : Les différents cas de placement de la charge A(l) sur le tablier.

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

Cas travees chargees	L (m)	Al t/m ²	a ₂	a ₁ 1 ^{ère} et2 ^è me voie	a ₁ 3 ^{ème} voie	Ac t/m ²	Ac	1 voie	2voie	3		
								3.5m	7m	voies		
								1 ^{ère} et2 ^è voies	t/m ²	t/ml	t/ml	t/ml
								3 ^{ème} voie				
1	60	0,73	1	1	0,9	0,73	0,657	2,555	5,11	6,57		
2	120	0,503	1	1	0,9	0,503	0,4527	1,7605	3,52	4,527		
3	90	0,813	1	1	0,9	0,813	0,7317	2,8455	5,69	7,317		
4	150	0,452	1	1	0,9	0,452	0,4068	1,582	3,16	4,068		
5	210	0,392	1	1	0,9	0,392	0,3528	1,372	2,74	3,528		

Tab. VI. 2: Tableau donnant les valeurs de A(l) pour chaque cas de charge.

✓ Le cas le plus défavorable vaut : 6.57 t/ml, sur la travée de rive de 60 m.

Remarque :

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

b.) Système de charges B :

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

Les deux systèmes Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe.

Mais le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

➤ **Système de charges Bc :**

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

-masse totale	30 t
-Masse portée par chacun des deux essieux arrière	12 t
-Masse portée par l'essieu avant	6t
-Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4,5 m
-Distance entre les deux essieux arrière	1, 5 m
-Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2m

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée

comporte de voies de circulation (il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible), et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Dans le sens transversal chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de **2,50m** de largeur.

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

Les camions homologues des files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

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

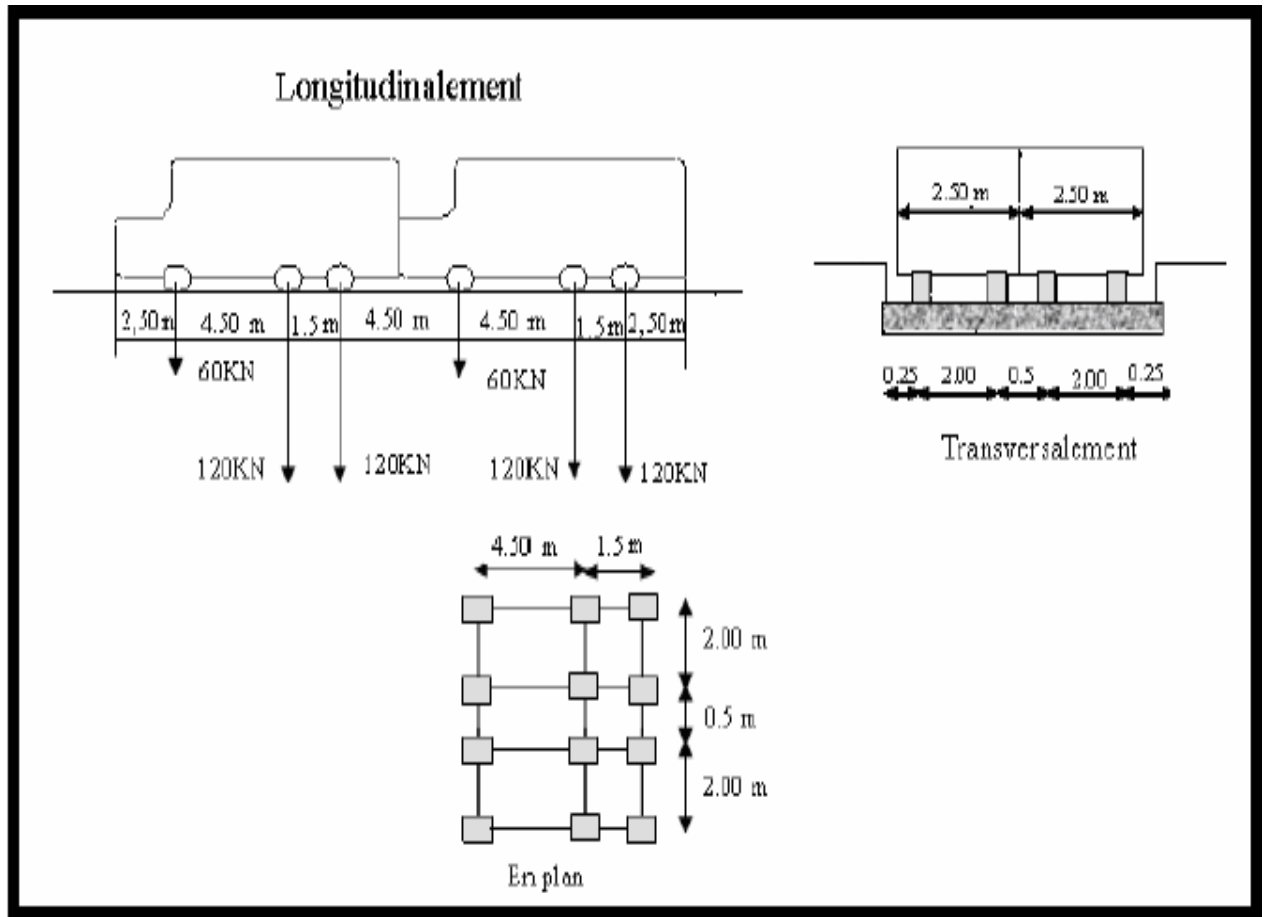


Fig. VI.7 : Dimensions du système Bc

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

Classe du Pont	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	≥5
1	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
2	1	1			
3	1	0,8			

Tab. VI.3 : Valeurs de coefficient bc .

• Coefficient de majoration dynamique δ :

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2l} \quad \text{[Réf.11]}$$

Avec :

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

G : poids propre de la travée considérée.

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

Donc $S = n \times 30 \times bc$ { Un camion ... 30t .
n : nombre de camion.

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

Cas	L(m)	G(t)	bc	bc	bc	S(t)	S(t)	S(t)	δ	δ pour	δ pour
Travées			1 file	2 files	3 files	1 file	2 files	3 files	1 file	2 files	3 files
1	60	1410,3	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,0383	1,0137	1,0129
2	120	2820,6	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,0198	1,0069	1,0066
3	90	1158,2	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,0302	1,0166	1,0129
4	150	2568,5	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,0171	1,0076	1,0066
5	210	3978,8	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,012	1,0049	1,0044

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

➤ Système de charges Bt :

Le système **Bt** se compose de deux essieux, appelé essieux tandems, les essieux sont à roues simples munies de Pneumatiques. La surface d'impact de chaque roue (portant **80KN**) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversale

mesure **0,60 m** et le coté longitudinale **0,25m**. Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de **3m** de large.

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

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

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

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

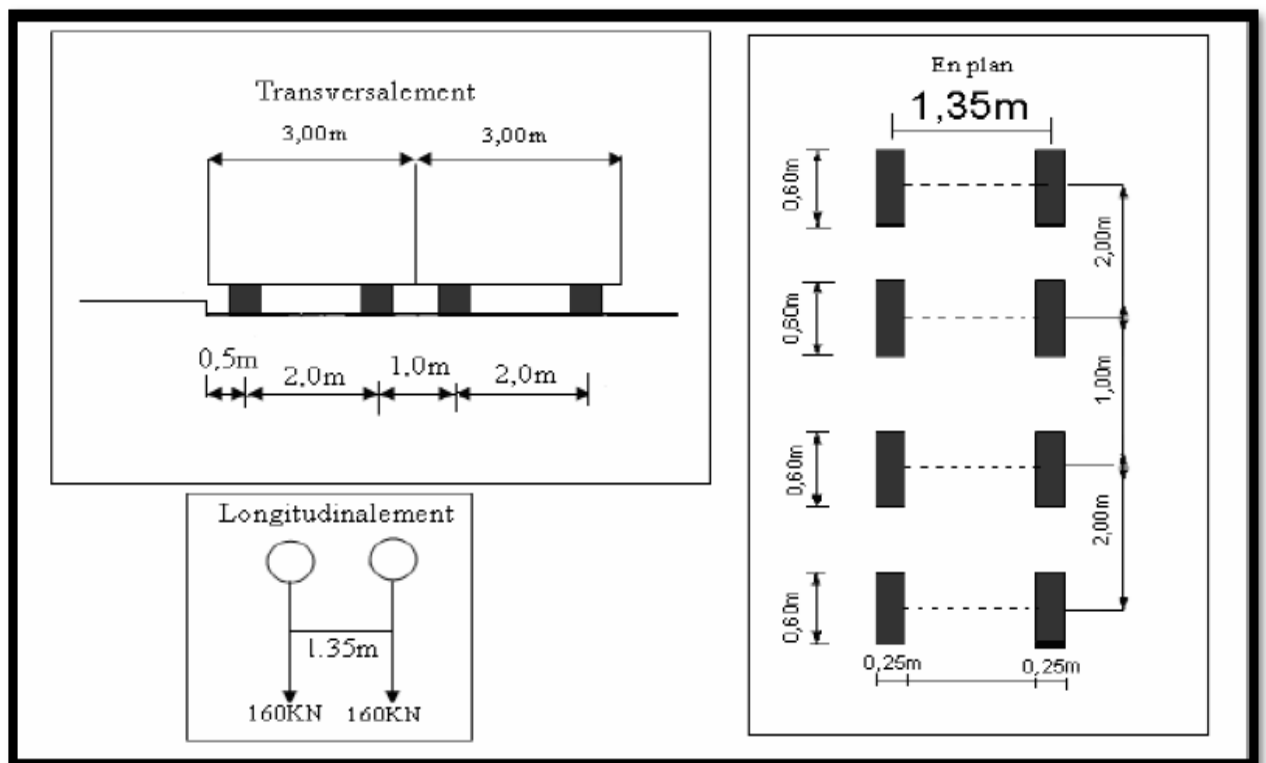


Fig. VI.8: Les dimensions du système Bt.

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

Classe du pont	1	2
b_t	1	0,9

Tab VI.5 : Valeurs de coefficient b_t .

➤ **Coefficient de majoration dynamique δ :**

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 0.4 \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 L}$$

[Réf.11]

Avec :

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

G : poids propre de la travée considérée.

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

$$\text{Donc } S = n \times 32 \times b_t \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Un camion } \mathbf{32 \text{ t}} \\ n : \text{ nombre de camion} \\ \text{Pont de première classe} \Rightarrow b_t = 1 \end{array} \right.$$

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

Cas	L	G(t)	bt pour	S pour	S pour	δ pour	δ pour
Travées Chargées Fig. V. 5	(m)		1 file	1 file	2 files	1 file	2 files
1	60	1410,3	1	32	64	1,063	1,092
2	120	2820,6	1	32	64	1,0325	1,048
3	90	1158,2	1	32	64	1,0598	1,094
4	150	2568,5	1	32	64	1,031	1,048
5	210	3978,8	1	32	64	1,0211	1,032

Tab . VI.6 : Les valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge *Bt*.

➤ **Système de charges Br :**

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

Ces caractéristiques sont définies dans la figure suivante :

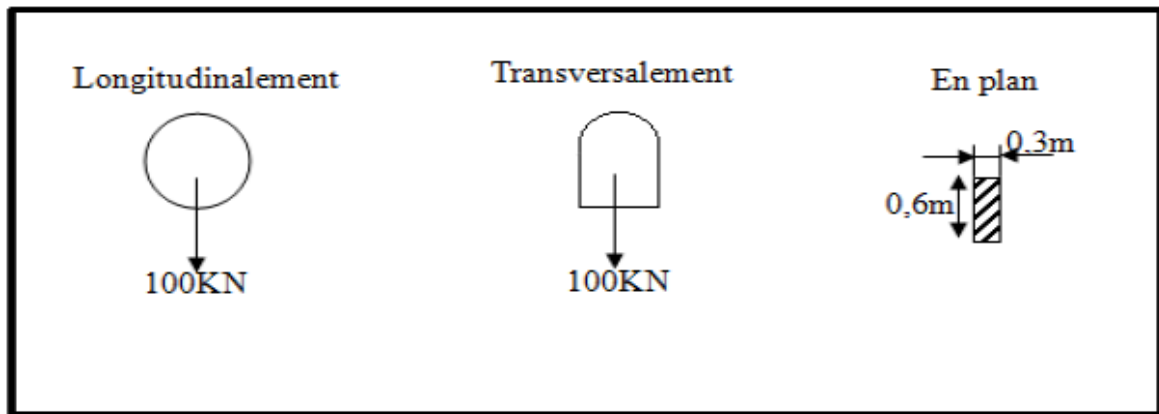


Fig. VI.9: Dimensions du système Br.

• Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{1+0,4\frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1+0,2L} \quad [\text{Réf.11}].$$

Avec : **S= 10 t.**

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

Cas	L (m)	G (t)	S	δ
Travées Chargées				
Fig. V. 5				
1	60	1410,3	10	1,001061664
2	120	2820,6	10	1,000531323
3	90	1158,2	10	1,001292265
4	150	2568,5	10	1,000583423
5	210	3978,8	10	1,000376759

Tab. VI.7 : Calcul des valeurs de S et pour les différents cas de charge Br.

➤ **Coefficient de majoration dynamique :**

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

L : Longueur de la travée.

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge B maximale.

Avec : **S=10 t.**

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

Cas Travées Chargées Fig. V. 5	L (m)	G(t)	S	δ
1	60	1410,275	10	1,032
2	120	2820,550	10	1,017
3	90	1158,213	10	1,022
4	150	2568,488	10	1,014
5	210	3978,763	10	1,009

Tab . VI.7 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge Br.

c.) surcharges militaire Mc120 :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type

Mc120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges **A** et **B**, ces

derniers peuvent circuler en convois.

Un véhicule type du convoi **Mc120** comporte deux chenilles et le rectangle d'impact de

chaque chenille est supposé uniformément chargée.

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

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

l'effet le plus défavorable.

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

Ces caractéristiques sont définies dans la figure suivante :

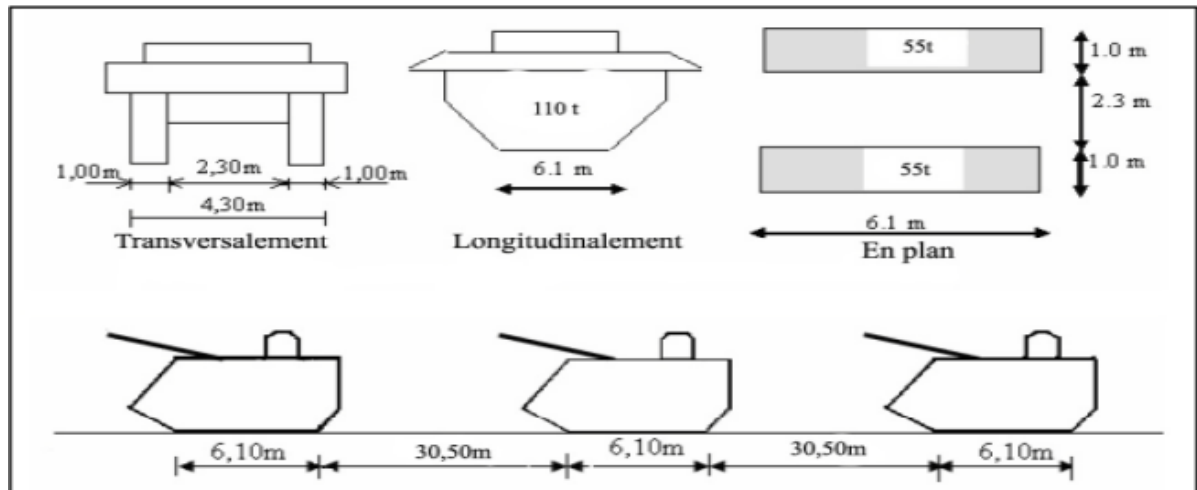


Fig. VI.10 : Les dimensions du système Mc120.

• **Coefficient de majoration dynamique :**

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

Avec : $S = n \times 110 \text{ t}$

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

cas Travées Chargées Fig. V. 5	L(m)	G(t)	n	S=n x 110 (t)	δ pour 1 file chargée
1	60	1410,275	2	220	1,053
2	120	2820,550	4	440	1,038
3	90	1158,213	3	330	1,061
4	150	2568,488	4	440	1,0375
5	210	3978,763	6	660	1,033

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

d.) convoi exceptionnel D240:

Sur les itinéraires permettant la circulation des convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules de type décrit ci-après susceptibles dans certains cas d'être plus défavorable que les surcharges et B.

Le convoi de type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 tonnes de poids total. Ce poids est supposé répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long, le poids par mètre linéaire égal à 12.9 t/ml.

- Le poids par mètre linéaire égal à 12.9 t/ml.
- Le poids par mètre carré égal à 4.032 t/m²

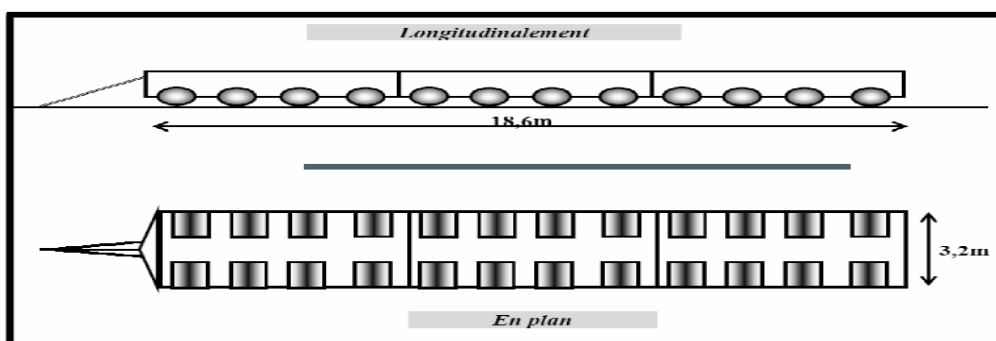


Fig. VI.11 : Dimensions de système D240.

Remarque :

-Les surcharges du système **B** et les surcharges militaires **MC120** seront multipliées par la suite par un coefficient dynamique δ .

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

e.) effort de farinage :

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

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

- Pour leur prise en compte dans les justifications, les efforts de freinages sont traités comme les charges des systèmes **A** et **B**.

✓ Effort dû au système A(I) :

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

$$FA(I) = \frac{1}{20+0,0035 S} A(I) = 0,03287 = 0,3287 \text{ KN.}$$

$$\left[\begin{array}{l} A(L)=Ac=0,73 \text{ t/m}^2 \text{ «corrigée» (chargement de cas le plus défavorable)} \\ S : \text{ surface par m}^2 \quad \quad \quad S=L.Lc = 60.10,5 = 630 \text{ m}^2 \\ L=60 \text{ m} : \text{ désigne la longueur de la travée considérée.} \end{array} \right.$$

➤ Effort de freinage correspondant à Bc:

Chaque essieu d'un camion **Bc** peut développer un effort de freinage égal à son poids.

Parmi les camions que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Les camions sont disposés pour développer l'effet le plus défavorable.

- Les efforts de freinage développés par le système **Bc** ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques.

- Les coefficients bc ne s'applique pas aux efforts de freinage développés par le système **Bc**.

- Donc : $F_{Bc} = B_c = 30 \text{ t}$

VI.3 .Les combinaisons de charges :

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

• Les coefficients de majoration :

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature :

Actions	ELU	ELS
Charge permanente (G)	1,35	1,00
Surcharge A(L)	1,60	1,20
Système B	1,60	1,20
Mc120	1,35	1,00
D240	1,35	1,00
Gradient thermique (ΔT°)	0,00	0,50
Vent (W)	1,50	1,00
Surcharge sur les trottoirs(St)	1,60	1,00
Freinage (Ft)	1,60	1,20
Séisme horizontal (Ex,Ey)	1,35	1,00
Séisme verticale (Ez)	1,00	1,00

Tab. VI.9 : Les différents coefficients de majoration

Les combinaisons de charges à L'ELU et à L'ELS sont bien illustrées dans le tableau
Suivant :

Action prépondérantes	Numéro de la combinaison	combinaison
ELU	1	$1,35G+1,6(A(L) +St)$
	2	$1,35G+1,6(Bc+St)$
	3	$1,35G+1,6(Bt+St)$
	4	$1,35G+1,35 Mc120$
	5	$1,35G+1,35 D240$
	6	$1,35G+1,5W$
	7	$1,35G+1,35Ex$
	8	$1,35G+1,35Ey$
	9	$0,8G+Ez$
ELS	10	$G+1,2(A(L) +St)$
	11	$G+1,2(Bc+St)$
	12	$G+1,2(Bt+St)$
	13	$G+Mc120$
	14	$G+D240$
	15	$G+1,2(A(L) +St) +0,5\Delta T$
	16	$G+1,2(Bc+St) +0,5\Delta T$
	17	$G+Mc120+0,5\Delta T$
	18	$G+D240+0,5\Delta T$
	19	$G+W$

Tab VI -10 Les combinaisons de charges à L'ELU et à L'ELS

f.) Force centrifuge :

Par convention les forces centrifuges sont calculées uniquement à partir du système **Bc** dans les conditions suivantes :

- Sur les ponts où la chaussée est en courbe, tous les camions du système **Bc** disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface.

- Les effets développés par la force centrifuge sont frappés de majoration pour effets dynamiques. il ya lieu également de tenir compte des coefficients **bc**

- En désignant par **R** (en mètres) le rayon du tracé de l'axe de la chaussée sur le pont, il y a

lieu d'adopter, pour la force centrifuge développée par un essieu; une fraction de son poids égale

$$\left. \begin{array}{l}
 B_c = \left(\frac{(R+150)B_c}{(6R+350)b} \right) \quad \text{si } R \leq 400\text{m} \\
 B_c = \left(\frac{80 B_c}{R} \right) \quad \text{si } R > 400 \text{ m} \Rightarrow F_c = \frac{80 B_c}{R} = \frac{80 \times (30 \times 6) \times 1,2 \times 1,0383}{665,05} = \frac{17941,824}{665,05} = 26,98 \text{ t}
 \end{array} \right\}$$

- Dans notre cas **R= 665,05 m** .

- ❖ Pour leur prise en compte dans les justifications, les forces centrifuges sont traitées comme les charges des systèmes **A** et **B**.

Remarque :

Les efforts de freinage et les force centrifuges n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appuis.

V.2.3. Surcharges sur trottoirs (St) :

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons que l'on peut assimiler à des charges réparties.

- Dans notre cas on charge uniquement un seul trottoir (celui de droite).

a) Charges locales (Cl):

Elles sont utilisées pour la justification d'éléments du tablier dans le sens transversale. On applique sur les trottoirs une charge uniformément répartie de **0,45 t/m²** de façon à produire l'effet maximal envisagé.

- Le trottoir chargé : **st = 0.45 × 1.70 = 0.765 t/ml**

b) Charges générales(Cg) :

Elles sont appliquées pour les justifications dans le sens longitudinal. On applique sur les trottoirs une charge uniforme de **0,15 t/m²** de façon à produire l'effet maximal envisagé.

- Le trottoir chargé : **st = 0,15 × 1.70 = 0.255 t/ml**

VI.3.1 Le Vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

Ces efforts sont introduits dans les calculs comme des pressions statiques appliquées aux

surfaces frappées. En général; la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale Selon « le fascicule 61-titre II » à :

P = 2 KN/ m² pour les ouvrages en service.

P = 1,25 KN/ m² pour les ouvrages en cours de construction, durée excédant un mois.

Ce qui est le cas de notre ouvrage

P = 1 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction, durée n'excédant pas un mois.

VI.3.2 Effet du gradient thermique :

En dehors de toute sollicitation extérieure, trois causes interviennent dans l'évolution des

déformations d'un pont en béton précontraint : le retrait, le fluage et les variations de la

température. A l'échelle de la journée, elles sont totalement masquées par les déformations

thermiques dont l'amplitude des variations est bien plus importante.

Les variations de la température constituent l'une des causes pouvant entraîner des désordres sur un pont et peuvent avoir des conséquences néfastes sur le fonctionnement et la longévité des ponts. Ils peuvent être « très préjudiciables » lorsque l'ouvrage est en phase de construction. En effet, l'ouvrage n'étant que partiellement construit et n'ayant pas encore un revêtement sur sa surface supérieure, il peut subir un gradient thermique important. Car le revêtement absorbe et conserve une partie de l'énergie thermique et qui, de ce fait, joue un rôle d'isolant pour la structure portante.

VI.3.2.1 Les paramètres influençant le régime thermique :

Les principaux paramètres influençant le régime thermique d'un tablier de pont sont :

- ✓ Intensité du rayonnement solaire.
- ✓ Température ambiante et sa variation journalière.
- ✓ Vitesse moyenne du vent.
- ✓ Nature et propriétés des matériaux constituant le pont.
- ✓ Caractéristiques des surfaces (principalement la couleur et l'épaisseur du revêtement de la dalle).
- ✓ Type et forme de la section transversale.

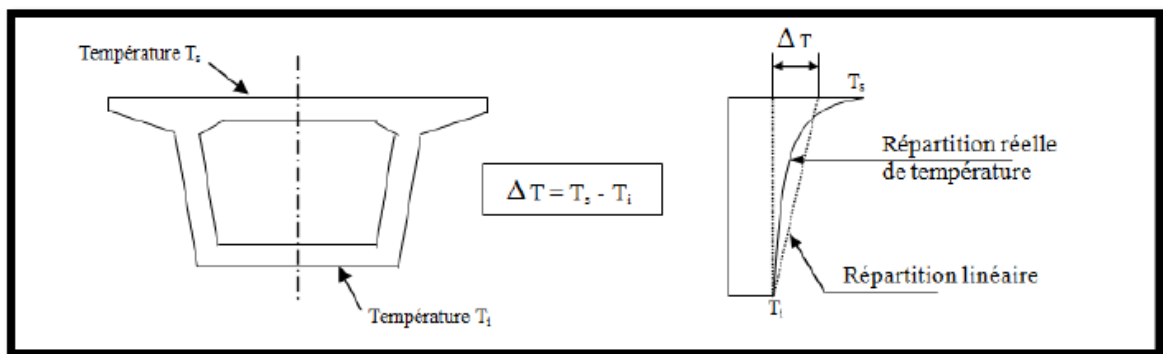


Fig. VI.12 : La répartition exacte de la température θ dans un ouvrage.

VI.3.2.2 Le comportement thermique :

Le comportement thermique d'un tablier de pont est un phénomène transitoire très complexe qui peut être décrit au moyen des équations différentielles de transfert de chaleur (équations de Fourier). A titre de simplification on admet que θ varie linéairement sur la hauteur h .

➤ **Dans le cas d'une poutre isostatique :**

Ces gradients n'induisent aucune contrainte interne, mais seulement une dilatation linéaire et une courbure de variation $\frac{dw}{ds} = \frac{-\alpha \Delta\theta}{h}$ $\alpha = 10^{-5}$ par degré Celsius (de coefficient de dilatation du béton).

$$W = \int_0^l \frac{\alpha \Delta \theta}{h} \left(1 - \frac{x}{l}\right) dx \quad \text{et} \quad w' = \int_0^l \frac{\alpha \Delta \theta}{h} \frac{x}{l} dx$$

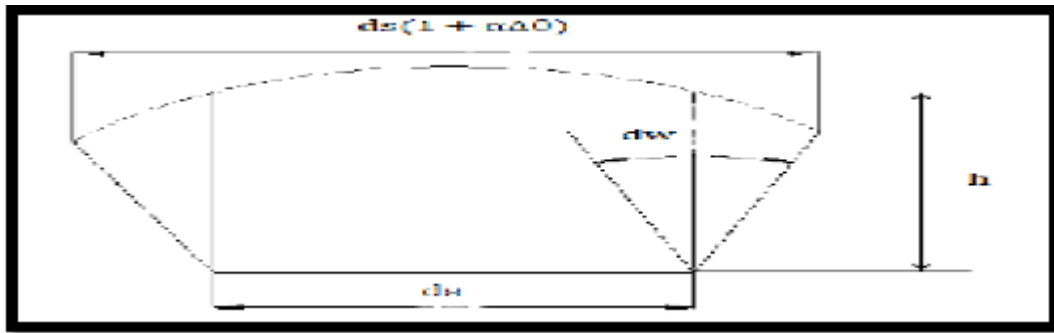


Fig. VI.13 : Les rotations aux extrémités d'une travée indépendante.

➤ **Dans le cas d'un pont hyperstatique (plusieurs appuis) :**

Ces gradients créent des contraintes internes et des moments de flexion et l'ouvrage se courbe. Si chaque travée était isostatique, elle se déformerait librement. Mais comme le pont est continu, les travées ne peuvent pas se déformer librement sous l'effet d'un chargement thermique.

Donc l'hyperstaticité de l'ouvrage peut induire des moments de flexion aussi importants que ceux dus aux surcharges routières.

-Dans le cas de notre structure, on considérera un gradient thermique $\Delta T = 6 \text{ }^\circ\text{C}$, valeur

suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulable avec les charges permanentes et les surcharges.

✓ **Remarque :**

L'existence de ces gradients entraîne une augmentation non négligeable des moments positifs du tablier. En milieu de travée courante, le gradient de 5°C engendre sur la fibre inférieure, une contrainte de traction couramment comprise entre 1 et 2 MPa, d'où une augmentation de la précontrainte de continuité ainsi que la longueur de ces câbles.

VI.3.3 Les déformations différées (fluage et retrait) :

Ces phénomènes ont déjà été traités dans « le chapitre III » (déformations différées). L'ouvrage constitué souvent de bétons d'âges différents et mis également en charge à des âges différents (chaque voussoir évolue ainsi dans le temps avec une loi qui lui est propre).

Les déformations par fluage les plus importantes c'est lorsque les voussoirs sont soumis à des contraintes élevées, alors que le béton est encore jeune.

- Les déformations différées du béton se trouvent d'autant plus entravées que le degré d'hyperstaticité du système.

VI.3.4 Séisme [Réf.10] :

Sur un ouvrage, les efforts dus à un séisme sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale et une composante verticale. Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de la force de pesanteur.

Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferrailage des appuis. Le territoire national est subdivisé en quatre zones de sismicité croissante définies comme suit :

Zones	Sismicités
Zone 0	sismicité négligeable.
Zone I	sismicité faible
Zone II	sismicité moyenne II _a et II _b .
Zone III	sismicité élevée

Tab. VI. 11 : Zone de sismicité.

Notre ouvrage sera réalisée dans une zone classée 2a.

a) Les coefficients de majoration affecte aux actions :

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature :

Actions	ELU	ELS
Charge permanente (G)	1,35	1,00
Surcharge A(L)	1,60	1,20
Système B	1,60	1,20
M_{c120}	1,35	1,00
D_{240}	1,35	1,00
Gradient thermique (ΔT°)	0,00	0,50
Vent (W)	1,50	1,00
Surcharge sur les trottoirs (S_t)	1,60	1,00
Freinage (F_f)	1,60	1,20
Séisme horizontale (E_x, E_y)	1,35	1,00
Séisme verticale (E_z)	1,00	1,00

Tab. VI. 12 : Les différents coefficients de majoration [Réf.2].

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

b) Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont données dans le tableau suivant :

Action prépondérante	Numéro de la combinaison	Combinaison
ELU	1	$1,35G + 1,6 (A(L) + S_t)$
	2	$1,35G + 1,6 (B_c + S_t)$
	3	$1,35G + 1,6 (B_t + S_t)$
	4	$1,35G + 1,35 M_{c120}$
	5	$1,35G + 1,35 D_{240}$
	6	$1,35G + 1,5 W$
	7	$1,35G + 1,35 E_x$
	8	$1,35G + 1,35 E_y$
	9	$0,8G + E_z$
ELS	10	$G + 1,2 (A(L) + S_t)$
	11	$G + 1,2 (B_c + S_t)$
	12	$G + 1,2 (B_t + S_t)$
	13	$G + M_{c120}$
	14	$G + D_{240}$
	15	$G + 1,2(A(L) + S_t) + 0,5 \Delta T$
	16	$G + 1,2(B_c + S_t) + 0,5 \Delta T$
	17	$G + M_{c120} + 0,5 \Delta T$
	18	$G + D_{240} + 0,5 \Delta T$
	19	$G + W$

Tab. VI. 13 : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS [Réf.2].

CHAPITRE VII

ETUDE

LONGITUDINALE

Introduction :

En générale, le fonctionnement d'un tablier de pont est d'abord étudié dans le sens longitudinal selon un modèle de poutre, puis on s'intéresse au sens transversal pour mieux apprécier son comportement.

Les ponts construits en encorbellements successifs font partie des ouvrages, dont le dimensionnement et la justification doivent tenir compte de différentes phases de construction, ce qui constitue un volume de calcul important et souvent avec des résultats peu fiable. Donc le recours aux méthodes numériques est indispensable afin de bien réaliser notre étude, pour cela nous utiliserons le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013** conçu spécialement pour l'étude et le dimensionnement de différentes structures de génie civil.

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés en phase de construction puis en phase de service.

VII.1. Étude longitudinale en construction :

Les différentes phases de calcul, correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage, dont il ya lieu de déterminer les sollicitations les plus défavorables.

La cinématique de construction d'un tablier de pont construit en encorbellement est bien illustrée dans « le chapitre II ».

VII.1.1.étude du fléau :**VII.1.1-1 Actions à prendre en compte: (SETRA).**

Les charges à prendre en compte pour cette phase particulière de construction du fléau sont celle d'une situation d'exécution le BPEL 91 distingue les charges permanentes, les charges d'exécution connues QPRC (en grandeur et en position) ou aléatoires QPRA et, enfin, des actions variables comme le vent (w) ou un gradient thermique ($\Delta \theta$). Des situations accidentelles sont aussi à envisagées.

a)- Charges permanentes :

L'évaluation des charges permanentes doit être effectuée avec la plus grande précision, en tenant compte de la géométrie précise du tablier et notamment des entretoises, bossages, le poids des gaines-câbles et coulis d'injection.

Il existe des formules simplifiées pour appréhender le poids d'un fléau, par exemple si B1 désigne la section sur pile et B0 la section de clef (la section du tablier varie paraboliquement) on peut approcher le poids du demi-fléau et la position de son centre de gravité par les formules de **Krawsky** :

$$P = \frac{(B1+2B0)\gamma l_f}{3} d = \frac{(B1+5B0)l_f}{4(B1+2B0)} \quad \text{avec } l_f \text{ longueur de demi- fléau}$$

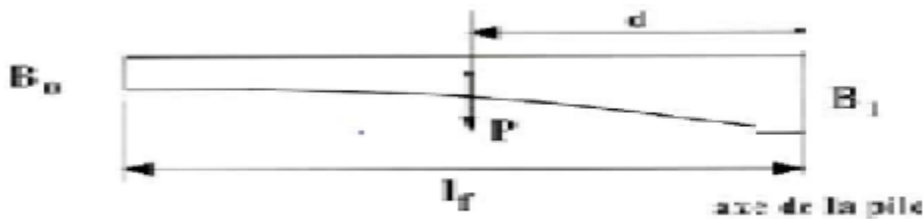


Fig. VII.1. Évaluation.

-Dans notre cas c'est le logiciel qui prend en compte automatiquement l'effet du poids propre.

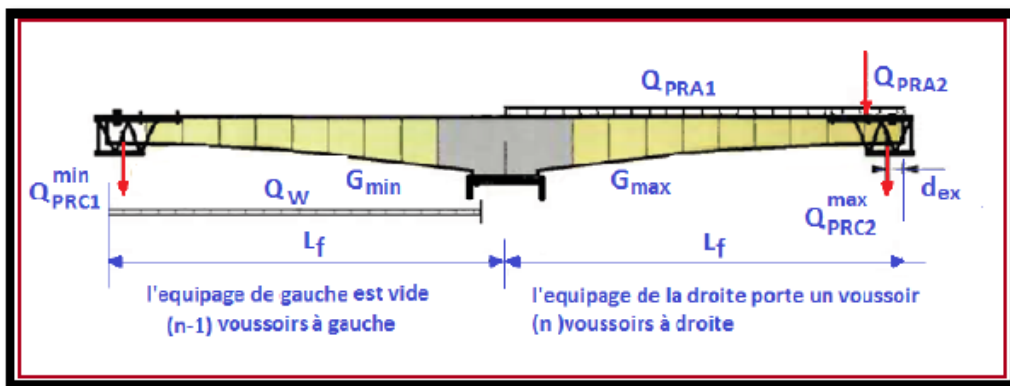


Fig. VII.2 : Combinaisons en situation temporaire

Remarque :

Le choix du procédé de stabilisation des fléaux dépend en grande partie du système d'appuis définitifs, et de la conception des piles qui joue évidemment un rôle déterminant au moment du choix de dispositif. Il existe plusieurs principes permettant d'assurer la stabilité des fléaux sur piles, parmi lesquels on cite :

- clouage par câble de précontrainte (l'encastrement provisoire).
- palées provisoires métalliques ou en béton.
- câbles extérieurs ou haubanage provisoires (verticaux ou inclinés).

VII.1.2. Clavage des travées :

Lorsque la construction de deux fléaux est achevée, on commence par solidariser les **deux travées de rive** sur culées (C1-P1) et (P2-C2), cette partie sera coulée sur **cintre**. Cette opération de solidarisation s'appelle **clavage**, ensuite on vient assurer la continuité complète du tablier en solidarisant la travée centrale (P1-P2), ainsi le schéma statique final de la structure devient **hyperstatique**.

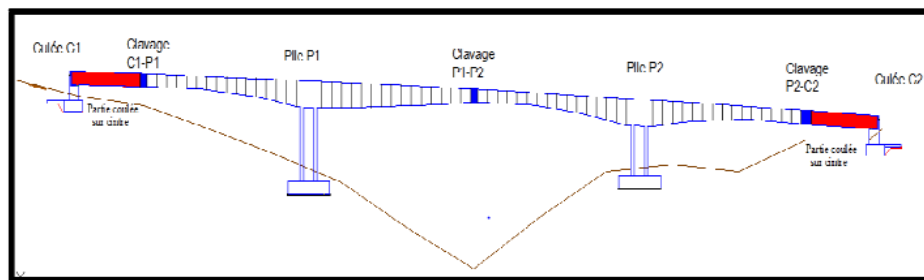


Fig. VII.2 : Différents clavages.

➤ **Clavage de la travée de rive :**

Dès l'achèvement du fléau 1, on effectue le clavage avec la partie adjacente posée sur cintre.

Pour le calcul des efforts, on retire d'abord le cintre puis on applique le poids propre de la partie coulée sur cintre à la structure.

Avec : $G = \gamma B \times Sc = 25 \times 12,082 = 302,05 \text{ KN/ml}$.

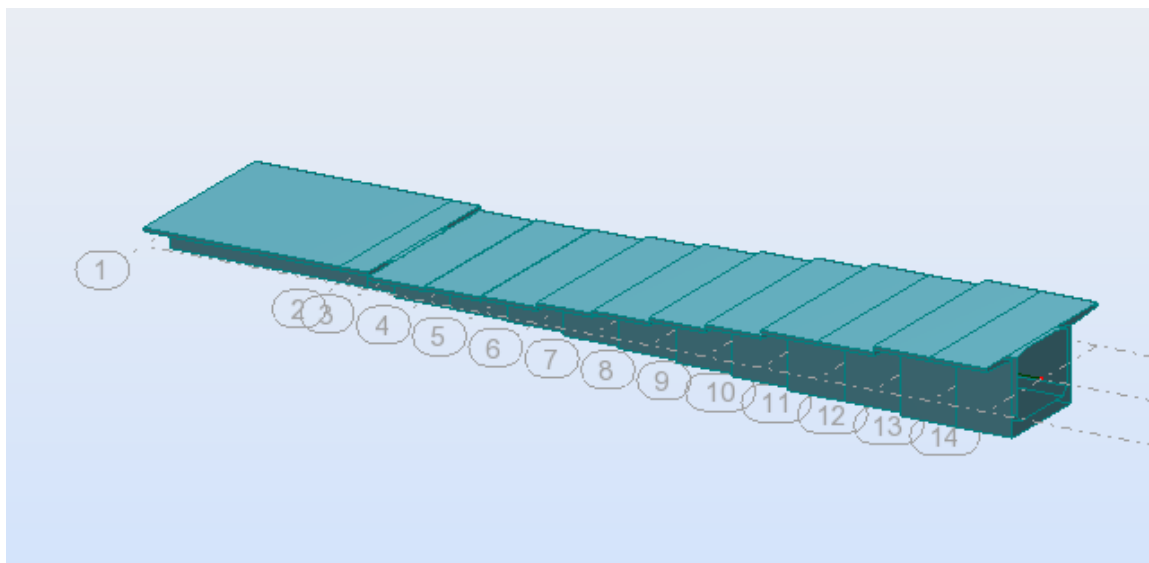


Fig. VII.3 : Modèle de calcul de la travée de rive.

- **Efforts dus à l'exécution du fléau :**

VII.2. Phases de réalisation :

Les ponts construits par encorbellement successif sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée.

Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la Pile, aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

La continuité de l'ouvrage s'obtient par coulage, entre les extrémités des fléaux adjacents des Voussoirs dits de clavage, puis mise en tension des câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

VII.3.Charges appliquées au fléau (phase de construction) :

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

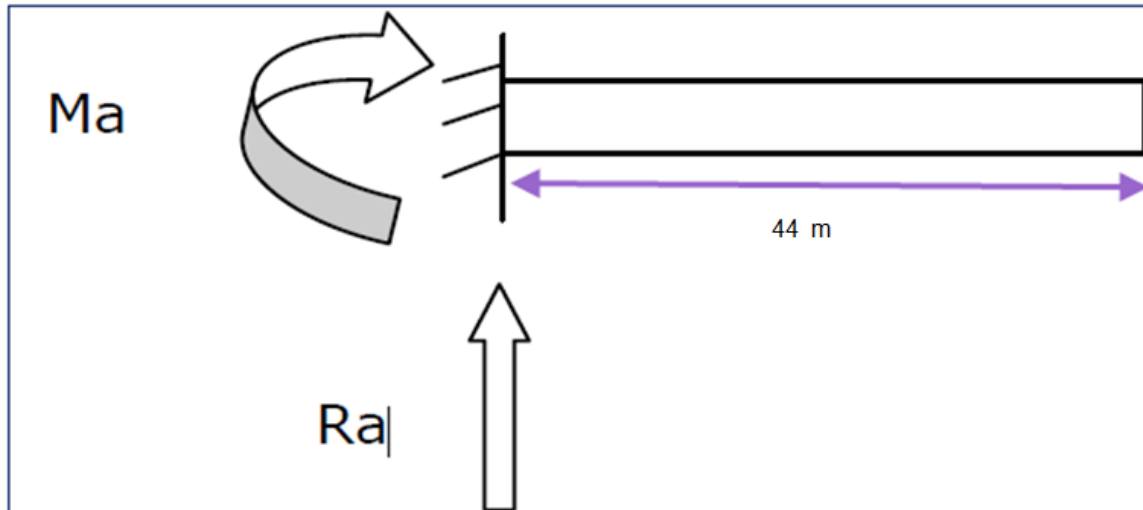


Fig. VII.4. Schéma statique du demi-fléau

Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :

- **Le poids propre du tablier :**
- **Les surcharges de chantier :** On tient compte des divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie 50 kg/m^2 et une surcharge concentrée de $50+5b$ avec b : largeur de tablier.

D'où la surcharge concentrée est de $11.5t$ appliquée à mi travée.

- **Equipage mobile :** On prend le poids de l'équipage mobile 55 tonnes concentrée au bout de l'avant dernier voussoir qui déjà mit en tension, donc pour le dernier voussoir et le clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.
- **Le vent :** D'après le fascicule 61 Titre II on prend une surcharge du vent égale à 100 kg/m^2 si la phase de construction n'excède pas un mois, et 125 kg/m^2 sinon. Donc pour notre cas on prend 125 kg/m^2 soit qui est égal à $0,125 \text{ t/m}^2$.

- **Surcharges accidentelles** : Des incidents pouvant survenir en cours d'exécution, tels que la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.

Cette surcharge est égale à deux fois celle de l'équipage mobile donc 110t

Le demi-fléau de 44 m :

VII.3.1. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique :

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

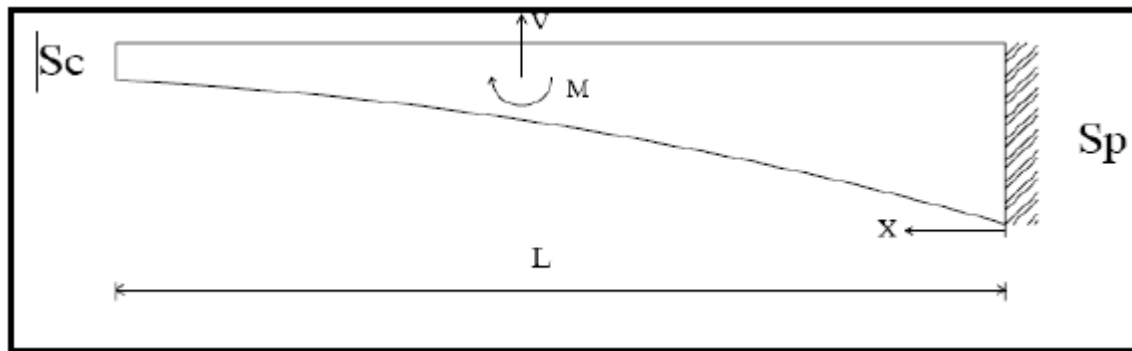


Fig. VII.5. Figure représentatif de demi-fléau

Quand $0 \leq x \leq 4$ (m)

Le poids propre est : $g(x) = 302.05$ (kN/ml)

Quand $4 \leq x \leq 44$ (m).

- **La variation de la section est défini par :**

$$S(x) = S_p - 2(S_p - S_c) * \left(\frac{x}{l}\right) + (S_p - S_c) * \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

- **La variation du poids propre (par mètre linéaire) :**

$$G(x) = \gamma_b * S(x) = \gamma_b \left[S_p - 2(S_p - S_c) * \left(\frac{x}{l}\right) + (S_p - S_c) * \left(\frac{x}{l}\right)^2 \right]$$

Moment fléchissant :

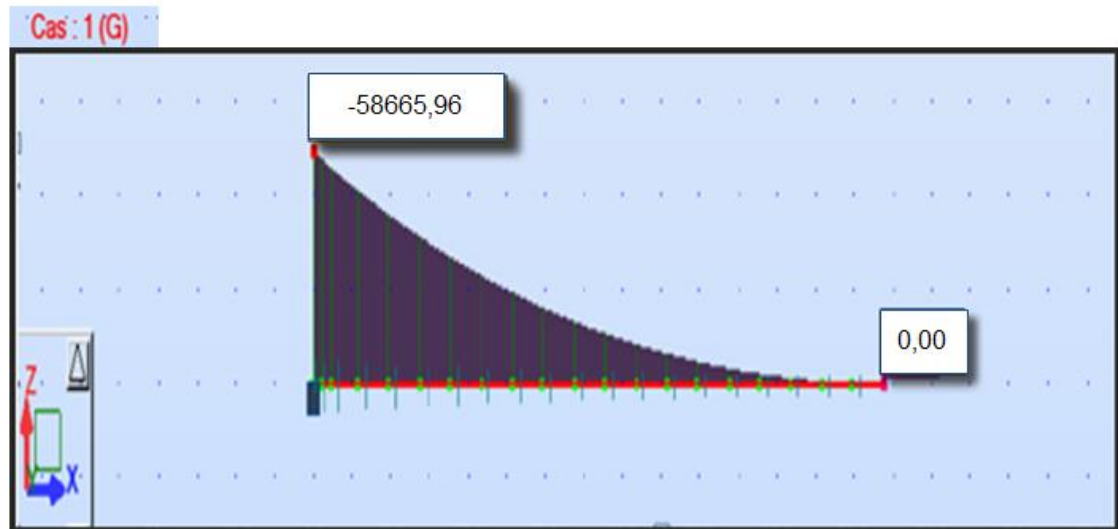


Fig. VII.6. Diagramme des moments fléchissant dus aux poids propre.

$$M_{\max} = 0.00 \text{ Tm.}$$

$$M_{\min} = -58665,96 \text{ Tm.}$$

Effort tranchant :

$$V(x) = \gamma_b \left[S_p(l - x) - (S_p - S_c) * \frac{(l^2 - x^2)}{l} + (S_p - S_c) * \frac{l^3 - x^3}{3l^2} \right]$$

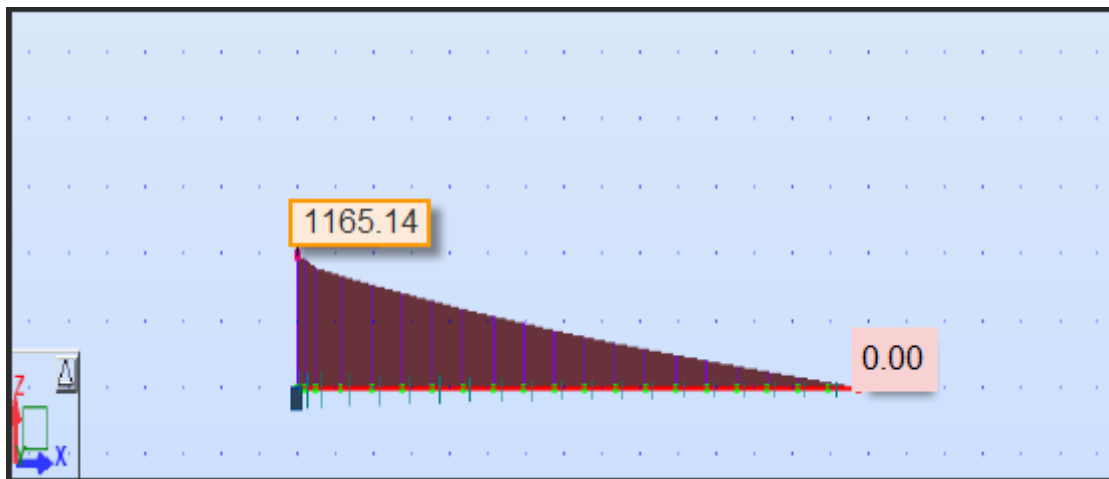


Fig. VII.7. Diagramme des efforts tranchants dus aux poids

propre.

VII.3.2. Effets des surcharges de chantier dans le demi-fléau :

-Les résultats de chaque effort sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Poids propre		Surcharge répartie de chantier		Charge concentrée+ Équipage mobile		Surcharge répartie du vent	
	V (x)	M (x)	V (x)	M (x)	V (x)	M(X)	V(X)	M(X)
0	2396,53	-40981,11	29,48	-648,56	50	-2200	-73,70	1621,4
4	2010,23	-32184,40	26,80	-536,00	50	-2000	-67,00	1340,0
8	1672,06	-24835,03	24,12	-434,16	50	-1800	-60,30	1085,5
12	1377,28	-18750,11	21,44	-343,56	50	-1600	-53,60	857,6
16	1120,82	-13766,05	18,76	-262,64	50	-1400	-46,90	656,6
20	898,15	-9738,49	16,08	-192,96	50	-1200	-40,20	482,4
24	704,36	-6542,25	13,40	-134,00	50	-1000	-33,5	335,0
28	534,60	-4071,55	10,72	-85,76	50	-800	-26,80	214,4
32	384,13	-4224,85	8,04	-48,76	50	-600	-20,1	120,6
36	248,07	-979,38	5,36	-21,44	50	-400	-13,40	53,6
40	121,61	-244,95	2,68	-5,36	50	-200	-2,33	13,6
44	0	0	0	0	50	0	0	0

Tab VII .1- Les résultats de chaque effort des surcharges de chantier dans le demi-fléau,

VII -4-Les combinaisons des charges :

On considère les combinaisons d’actions qui suivent :

- a- La situation durable à l’état limite ultime :

$$1,1(G_{max}+G_{min})+1,25(q_c +p +p' +q_v)$$

$$0,9(G_{max}+G_{min}) +1,25(q_c +p +p' +q_v).$$

b - La situation accidentelle à l'état limite ultime :

$$1,1(G_{max}+G_{min})+Fa +(q_c +p +p' +q_v)$$

$$0,9(G_{max}+G_{min}) + Fa+(q_c +p +p' +q_v).$$

D'où :

G_{max}: poids propre d'un demi-fléau1,02.

G_{min}: poids propre d'un demi-fléau0,98 .

➤ **Situation durable :**

Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation durable :

X	1,1(M_{Gmax}+ M_{Gmin}) (t.m)	1,25(M_{qc}+M_p+p'+M_{qv}) (t.m)	M_{comb} (t.m)
0	-45079,221	-1626,075	-46705,296
4	-35402,840	-1587,125	-36989,965
8	-27318,531	-1511,200	-28829,731
12	-20625,121	-1424,450	-22049,571
16	-15142,657	-1316,175	-16458,832
20	-10712,339	-1188,45	-11900,789
24	-7196,475	-1040,625	-8237,100
28	-4478,705	-872,700	-5351,405
32	-4647,340	-685,325	-4332,665
36	-1077,318	-476,55	-1553,868
40	-269,445	-242,613	-512,057
44	0	0	0
X	0,9(M_{Gmax}+ M_{Gmin}) (t.m)	1,25(M_{qc}+M_p+p'+M_{qv}) (t.m)	M_{comb} (t.m)
0	-36882,999	-1626,075	-38509,074
4	-28965,960	-1587,125	-30553,085
8	-22351,526	-1511,200	-23862,726
12	-16875,099	-1424,450	-18299,490

16	-12389,447	-1316,175	-13705,622
20	-8764,641	-1188,45	-9953,091
24	-5888,025	-1040,625	-6928,650
28	-3664,395	-872,700	-4537,095
32	-3802,369	-685,325	-4487,694
36	-881,442	-476,550	-1357,992
40	-220,455	-242,613	-463,068
44	0	0	0

➤ **VII 4.1. Situation accidentelle :**

Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation accidentelle :

X	$1,1(M_{Gmax} + M_{Gmin})$ (t.m)	$M_{qc} + M_{p+p'} + M_{Fa}$ (t.m)	M_{comb} (t.m)
0	-45079,221	1551,44	-43527,781
4	-35402,840	1464	-33938,84
8	-27318,531	1365,84	-25952,691
12	-20625,121	1256,44	-19368,681
16	-15142,652	1137,36	-14004,979
20	-10712,339	1007,04	-9705,299
24	-7196,475	866	-6330,475
28	-4478,705	714,24	-3764,466
32	-4647,340	551,24	-4096,1
36	-1077,318	378,56	-698,758
40	-269,445	194,64	-74,805
44	0	0	0

VII 4.2. Les efforts maximaux

X	$0,9(M_{Gmax} + M_{Gmin})$ (t.m)	$M_{qc} + M_{p+p'} + M_{Fa}$ (t.m)	M_{comb} (t.m)
0	-36882,999	1551,44	-35331,559
4	-28965,960	1464	-27501,960
8	-22351,526	1365,84	-20985,686
12	-16875,099	1256,44	-15618,659
16	-12389,447	1137,36	-11252,087
20	-8764,641	1007,04	-7757,601
24	-5888,025	866	-5022,025
28	-3664,395	714,24	-2950,155
32	-3802,369	551,24	-2251,129
36	-881,442	378,56	-502,882
40	-220,455	194,64	-25,815
44	0	0	0

Combinaisons	M (t.m)	V (t)
$1,1(M_{Gmax} + M_{Gmin}) + 1,25 (M_{qc} + M_{p+p'} + M_{qv})$	-46705,296	2640,108
$0,9(M_{Gmax} + M_{Gmin}) + 1,25 (M_{qc} + M_{p+p'} + M_{qv})$	-38509,085	2164,102
$1,1(M_{Gmax} + M_{Gmin}) + M_{fa} + (M_{qc} + M_{p+p'})$	-43527,781	2812,363
$0,9(M_{Gmax} + M_{Gmin}) + M_{Fa} + (M_{qc} + M_{p+p'})$	-35331,559	2336,357

VII -5- Clavage de la travée :

Dans cette phase de construction, on a deux types de clavage :

- Clavage dans la travée de rive.
- Clavage dans la travée intermédiaire.

Pour le premier cas on considère que la console est solidaire avec la partie coulée sur cintre, la structure est devenue alors « hyperstatique », et pour le calcul des efforts, cette dernière est supposée soumise à l'effet du poids propre.

VII 5-1- Moments due au poids propre :

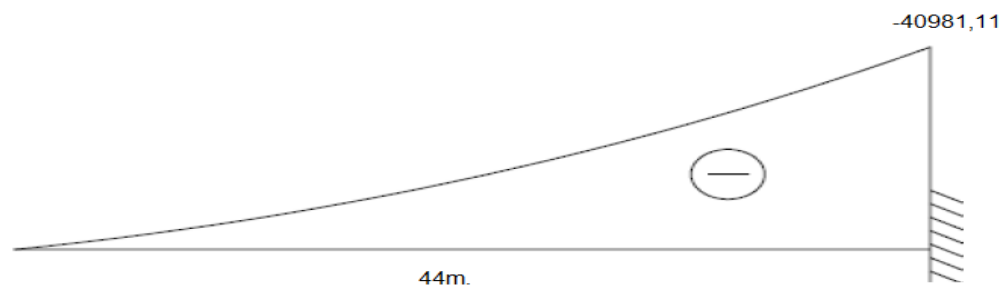


Figure VII .8. Moment due au poids propre avant le clavage.

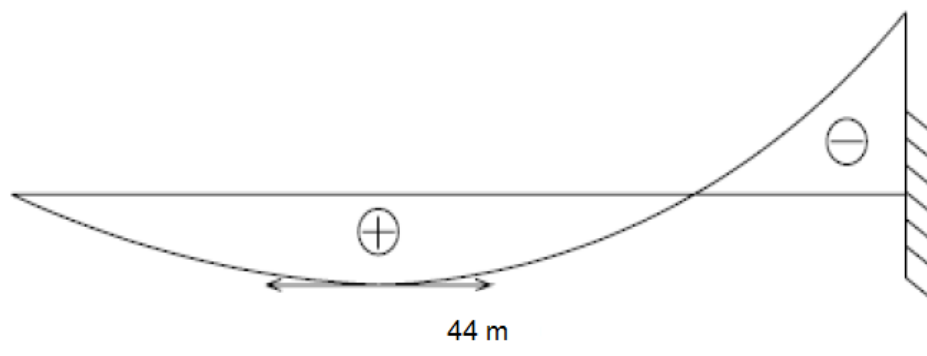


Figure VII.9. Moment due au poids propre après le clavage.

VII -6- Phase de service :

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

❖ Présentation du logiciel :

Le système Robot Structural est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure; la dernière étape gérée par Robot Structural est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée. Robot Structural est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes,

Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques. Les utilisateurs de Robot Structural pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation du logiciel afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques.

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

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

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

❖ - Modélisation :

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

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

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

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

La structure est définie par des éléments barres.

Vu la variation parabolique de la section le long du tablier, il nous a été difficile de modéliser les voussoirs en chaque section, pour cela, nous avons opté pour un modèle qui s'approche le plus de la réalité

En effet, on a remplacé des tronçons du tablier (tronçon de 4m) et les poutres de rive par des barres équivalentes ayant les mêmes sections (S) et les mêmes inerties (I).

Les appuis sont considérés comme des encastremets au niveau des piles, et des appuis simples au niveau des culées.

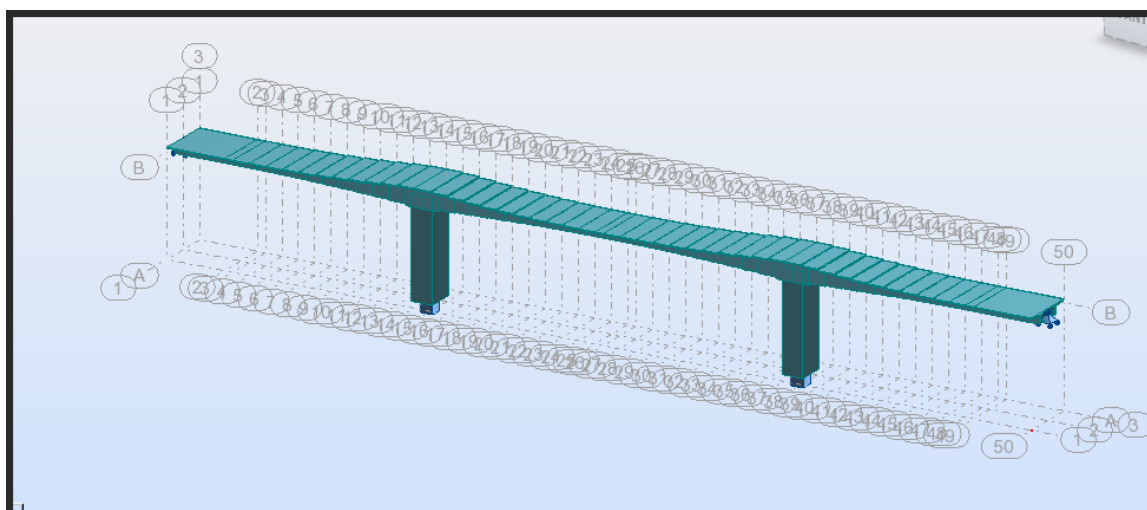


Figure VII.10. Vue en 3D du modèle de calcul.

VII 6-1- Combinaisons de calcul :

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

- **Poids propre (PP) :** il est pris automatiquement par le logiciel.

- **Complément du poids propre (CCP):** Charge uniforme répartie le long du tablier égale à 2,1825 t/m (voir chapitre V).
- **Charge Al :** Charge uniforme répartie le long du tablier égale à : 6,57 t / ml.

- **Surcharge Bc**
- **Surcharge militaires Mc120**
- **Convoi exceptionnel D240**
- **Surcharges sur les trottoirs St :** Charge uniforme répartie le long du tablier égale à :

$$0,15(\text{t/m}^2) \times 1,65(\text{m}) = 0,2475 \text{ t / m.}$$

	Cas	Type de charge	Liste			
	1:G	poids propre	1A51 53	Structure enti	-Z	Coef=1,000
	4:AL	(EF) surfacique 3p (conto	53	PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-0,657
	5:CCP	(EF) surfacique 3p (conto	53	PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-1,455
	5:CCP	(EF) surfacique 3p (conto	53	PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-1,455
	*					

Tableau représentant les charges appliquées à l'ouvrage (d'après le logiciel ROBPT PONT)

Les charges roulantes sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur. [Réf 8] Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées Fascicule N°61

Titre 2 »

Cas	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	PP	Permanente	Statique linéaire
2	CCP	Permanente	Statique linéaire
3	A(L)	Exploitation	Statique linéaire
4	Bc	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
5	Mc120	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
6	D240	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
7	St	Exploitation	Statique linéaire
8	G	PP+CCP	Combinaison linéaire
9	ELU A	$1.35G + 1.6 (A + St)$	Combinaison linéaire
10	ELU Bc	$1.35G + 1.6 (Bc + St)$	Combinaison linéaire
11	ELU Mc 120	$1.35 G + 1.5 Mc120$	Combinaison linéaire
12	ELU D240	$1.35 G + 1.5 D240$	Combinaison linéaire
13	ELS A	$G + 1.2 (A + St)$	Combinaison linéaire
14	ELS Bc	$G + 1.2 (Bc + St)$	Combinaison linéaire
15	ELS Mc120	$G + Mc120$	Combinaison linéaire
16	ELS D240	$G + D240$	Combinaison linéaire

Tab VII.11. Tableau des différentes combinaisons selon le Fascicule 61.

VII 6-2- Résultats :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants.

Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

Les résultats sont donnés en **tonnes. Mètre** pour les moments et en **tonnes** pour les forces.

VII 6-2-1- Moments fléchissant :

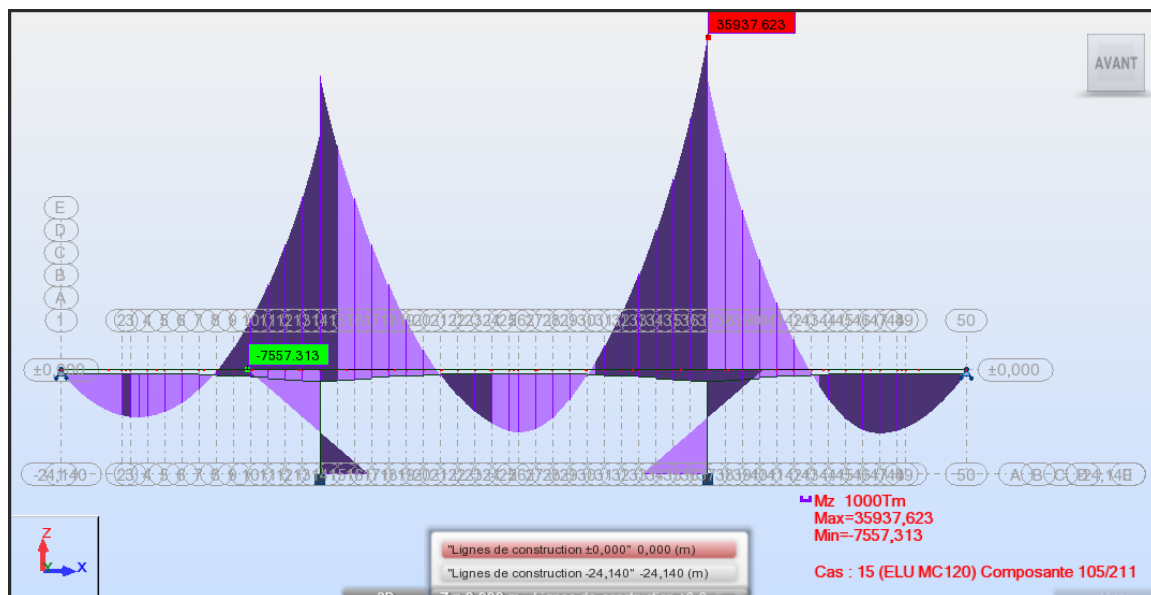


Fig.VII.12. Moments fléchissant sous le convoi Mc 120.

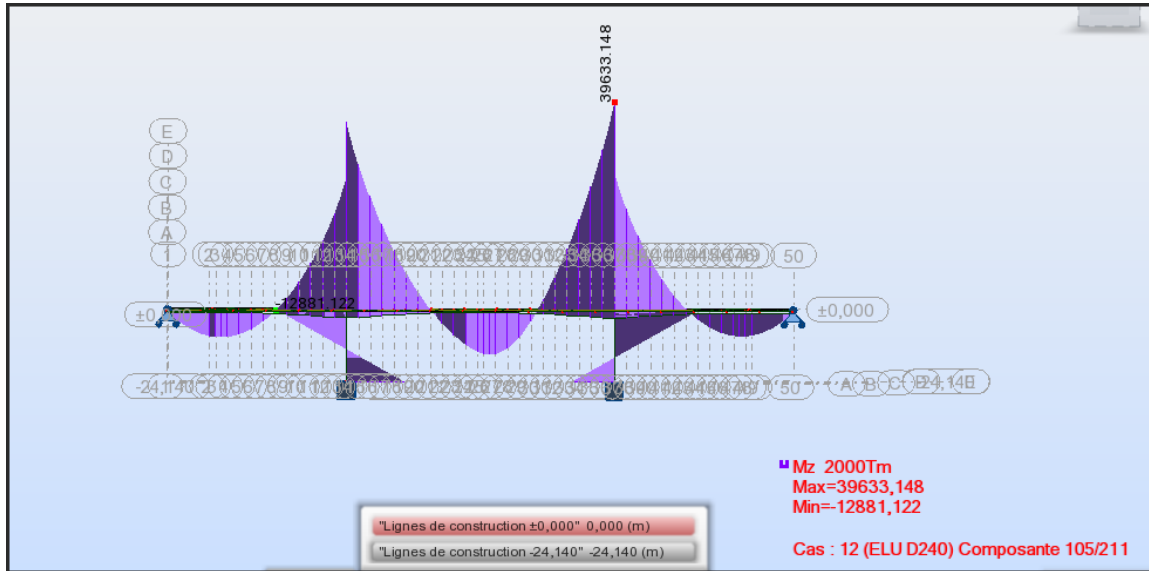


Fig VII.13. Moments fléchissant sous le convoi D240.

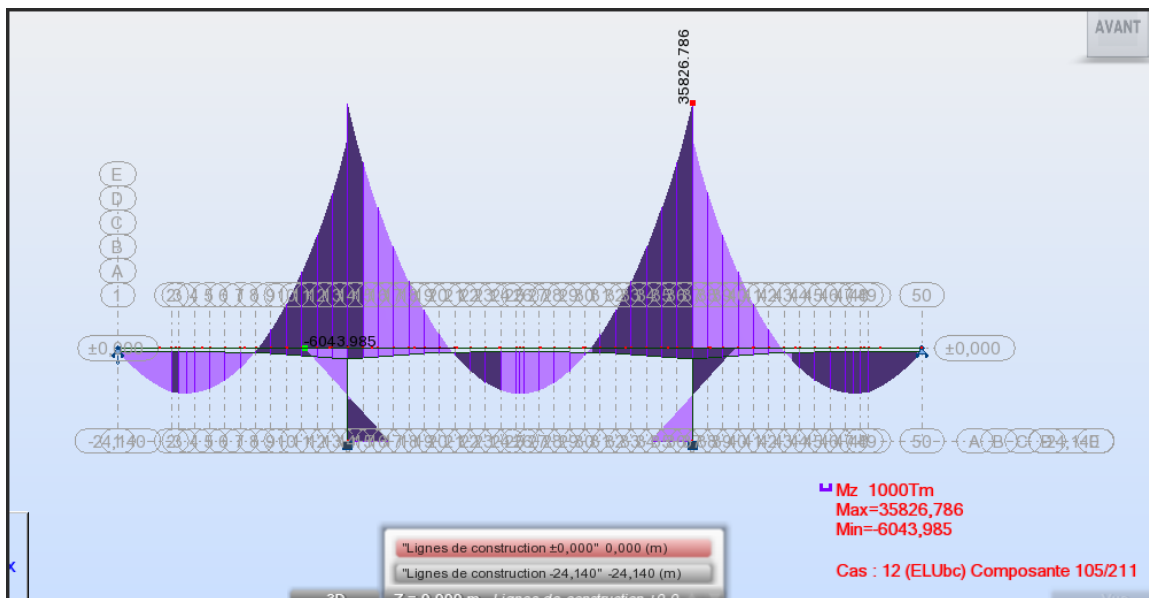


Fig. VII .14.Moments fléchissant sous le convoi bc.

CHAPITRE VIII

ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

Introduction :

Parfois, les sollicitations prévisibles sont telles que l'élasticité propre de l'acier ne suffit pas à assurer la sécurité de l'ouvrage. Aussi, a-t-on recours à des techniques spécifiques d'armature conduisant au béton précontraint.

En effet, le béton possède des propriétés mécaniques intéressantes en compression alors que la résistance en traction est limitée et provoque rapidement sa fissuration et sa rupture.

Il s'agit de techniques inventées par *Eugène Freyssinet en 1928*, qui consistent à tendre (comme des ressorts) les aciers constituant les armatures du béton et donc à comprimer au repos, ce dernier.

Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois parvenir à se mettre en traction, puisqu'il était déjà partiellement comprimé.

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câbles :

- Les câbles de fléau
- Les câbles de continuité.

A. câbles de fléau:

Ce sont des câbles qu'on doit mettre en cours de construction. Ils sont destinés à s'opposer aux moments de flexion négatifs provoqués par la construction des consoles et à rendre chaque voussoir solidaire à la partie du tablier déjà exécutée. Ces câbles sont mis en tension de façon symétrique de chaque côté de la pile.

En pratique, on arrête au minimum un câble par âme à l'extrémité de chaque voussoir. Ces câbles de fléau n'engendrent pas de moments hyperstatiques, ils sont mis en tension sur un fléau isostatique.

B. câbles de continuité :

Ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. Les câbles de

continuité engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique.

+ Remarque :

Pour le dimensionnement des câbles de fléau, on étudie seulement le demi-fléau en raison de sa symétrie par rapport à l'axe de la pile.

VIII -1- Étude de la précontrainte de fléau :

VIII -1-1- Détermination de la précontrainte de fléau :

Le diagramme des moments sous l'effet du poids propre et des surcharges de chantier est négatif, donc il se développe en différentes sections des tractions au niveau de la fibre supérieure et des compressions au niveau de la fibre inférieure. Les contraintes normales sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M|V}{I} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{|M|V'}{I} \end{array} \right.$$

L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.

Et Afin de remédier au problème de traction du béton au niveau de la fibre supérieure, on applique un effort de précontrainte « **p** » à une distance « **e** » du CDG de la section. Cet effort engendrera des contraintes de compression au niveau de la fibre supérieure et des contraintes de traction au niveau de la fibre inférieure.

- Les contraintes engendrées par l'effet du précontrainte sont écrites comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = -\frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \text{ en compression.} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} \text{ en traction.} \end{array} \right.$$

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer leurs contraintes avec les contraintes dues aux efforts sur la console en cours de construction. Cela donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} - \frac{MV}{I} = 0 \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} + \frac{MV'}{I} = 0 \end{array} \right.$$

Avec :

P: effort de précontrainte.

M: moment maximal du au poids propre et surcharge.

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

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

e₀: l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

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

I: le moment d'inertie de la section.

A la limite, nous aurons :

$$P \left(\frac{1}{S} + \frac{e_0V}{I} \right) - \frac{MV}{I} = 0 \Rightarrow P = \frac{\frac{MV}{I}}{\left(\frac{1}{S} + \frac{e_0V}{I} \right)}$$

Dans cette dernière expression « P » et « e » sont des inconnues, pour cela on fixe « e » et on détermine l'effort « P ».

VIII -1-2- Détermination du nombre de câbles de fléau :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_0}$$

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de **12 T15s** peut créer, P_0 est estimé à **25%** de perte.

σ_{P0} : La tension à l'origine à l'encrage, σ_{P0} est donnée selon le **BPEL91** par la formule suivante :

$$\sigma_{P0} = \text{Min} (0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg})$$

f_{prg} : contrainte de rupture garantie. $f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$

f_{peg} : contrainte limite élastique garantie. $f_{peg} = 1660 \text{ Mpa}$

Donc :

$$\text{Min} (1488, 1494) \Rightarrow \sigma_{P0} = 1488 \text{ MPa}$$

La force utile d'un câble **12T15s** est estimée à **25%** de perte ;

$$P_0 = 0,75 \sigma_{P0} \times S$$

S : section d'un câble **12T15s**.

$$S = 0.0018 \text{ m}^2, (150 \times 12 = 0,0018 \text{ m}^2 = 1800 \text{ mm}^2).$$

$$P_0 = 1488 \times 1800 \times 0,75 \times 10^{-3} \Rightarrow P_0 = 200,88 \text{ t} = 2,008 \text{ MN}.$$

La détermination du nombre de câbles pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques :

$$\text{Section (pleine): } S = 15,282 \text{ m}^2$$

$$\text{Inertie: } I = 74,962 \text{ m}^4$$

$$\text{Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : } V = 2,845$$

$$e = V - d, \text{ on prend un enrobage des aciers actifs}$$

$$d = 0,15 \text{ m} \Rightarrow e = 2,845 - 0,15 = 2,695 \text{ m}$$

d: distance entre le centre de gravité du câble moyen et la fibre supérieure du béton

- Moment d'encastrement $M_{max} = - 46705,296t.m$

$$P = \frac{-M_{max} \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}} \Rightarrow P = 10569,980 \text{ t} = 10569,980 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

$$N = \frac{P}{P_0} = \frac{105,699}{2,0088} = 52,618$$

Donc le nombre de câbles retenu est : **N = 54**

câbles de **12T15** qui seront répartis par **27** câbles dans chaque gousset (*Car* Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes).

Alors la précontrainte qui correspond à **N=54** câbles est : **P = N × P0 = 54 × 2,0088**

$$\Rightarrow \mathbf{P = 108,475MN}$$

VIII. 1.3. Répartition des câbles dans chaque voussoir :

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

Soit le nombre nécessaire de câbles pour le caisson i :

$$N_i = \frac{P_i}{P_0} \text{ avec } P_i = \frac{\frac{M_i \times V_i}{I_i}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_i \times V_i}{I_i}}$$

Voussoirs	S (m ²)	I (m ⁴)	V(m)	V'(m)	E(m)	P(MN)	M (MN.m)	Nbre de câbles (calculé)	Nbre de câbles / voussoirs	Nbre de câbles arrêtés
½ VSp	15,3	74,962	2,845	2,756	2,695	105,737	-467,053	52,637	54	0
Fin V1	14,7	52,954	2,536	2,456	2,386	97,176	-369,899	48,375	54	8

Fin V2	14,1	41,1	2,259	2,189	2,109	84,809	-288,297	42,218	46	6
Fin V3	13,7	32,002	2,014	2,954	1,864	72,919	-220,496	36,299	40	6
Fin V4	13,2	25,092	1,802	1,75	1,652	60,803	-164,588	30,269	34	6
Fin V5	12,9	19,93	1,622	1,578	1,472	49,085	-119,008	24,435	28	6
Fin V6	12,6	16,09	1,475	1,437	1,325	37,599	-82,371	18,717	22	6
Fin V7	12,4	13,334	1,361	1,327	1,211	26,742	-53,514	13,313	16	4
Fin V8	12,2	11,416	1,28	1,248	1,13	23,281	-43,327	11,589	12	4
Fin V9	12,1	10,172	1,23	1,186	1,08	8,811	-15,538	4,386	8	4
Fin V10	12	9,49	1,214	1,202	1,064	2,985	-5,121	1,486	4	4
Σ	/	/	/	/	/	/	/	/	/	54

Tab.VIII.1: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.**Remarque :**

Lors de la construction de la dernière paire de voussoir du fléau, le moment à l'extrémité est nul, donc théoriquement elle peut être conçue sans ancrer de câble de fléau. Mais pour des raisons de sécurité il est préférable d'arrêter au moins deux câbles.

Les câbles au niveau des goussets supérieurs seront répartis comme est indiqué sur la figure suivant :

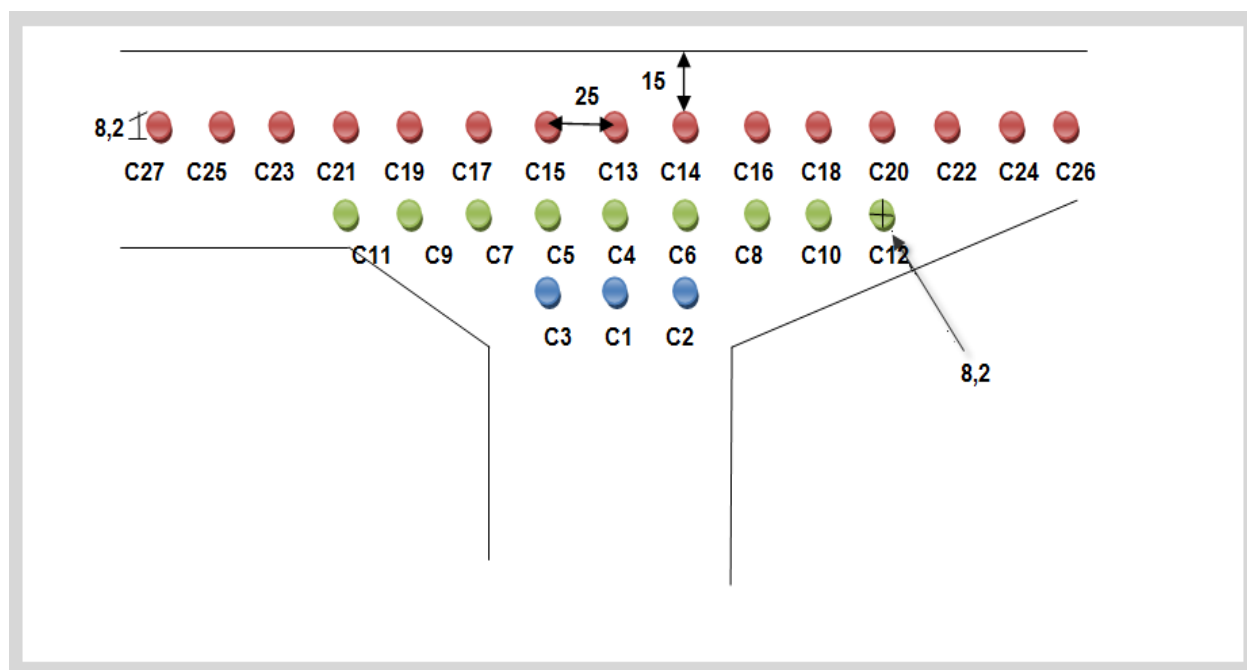


Fig. VIII 1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.

VIII. 1.4. Étude du tracé des câbles :

Les câbles de fléau doivent subir simultanément des déviations dans deux plans différents en plan et en élévation (un tracé sensiblement rectiligne en élévation et en forme de “S” en plan, tout près des ancrages).

Le grand principe à respecter est d’éviter au maximum les croisements des câbles en particulier dans les âmes.

➤ **Étude du tracé des câbles en élévation :**

Les câbles de fléau sont disposés dans les goussets supérieurs (plus près de l’âme). Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l’effort tranchant.

Pour l’ancrage de ces câbles dans les âmes, on laissera une distance de **0,5 m** entre axe des câbles.

Lorsqu’on arrête un seul câble au niveau de l’âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S’il s’agit d’arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront

ancrés à **0,25m** de part et d'autre du CDG de la section (la demi-longueur de la plaque d'ancrage).

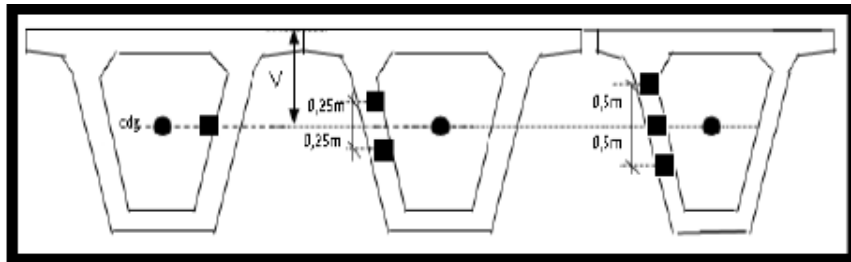


Fig. VIII.2 : La disposition des ancrages au niveau des âmes.

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le tracé devient parabolique.

- Une partie des câbles subits une déviation parabolique dont d'équation est de la forme :

$$Y(x) = d0 + (d1 - d0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Avec :

- **d1** : Distance du point d'ancrage.
- **d0**: Distance du câble à la fibre supérieure.
- **l** : Distance sur laquelle se fait la courbure, longueur d'un voussoir (4 m) pour les

six premiers câbles et de deux voussoirs (8 m) pour le reste des câbles

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

$$R(x) = \frac{x^2}{2y} \geq Rmin \text{ avec : } y = d1 - d0$$

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

- La déviation verticale d'un câble est :

$$\tan \alpha = \frac{dy}{dx} = 2(d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l^2}\right) \text{ (l'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale).}$$

$$\Rightarrow \alpha = \text{Arc}[2(d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l^2}\right)]$$

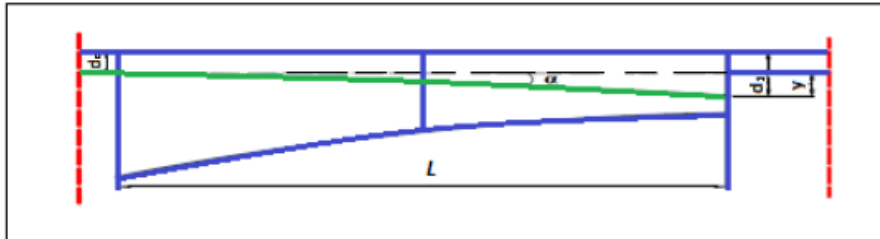


Fig. VIII 3 : Tracé d'un câble en élévation.

Pour le premier voussoir (à $x = 6m$), on arrête 8 câbles dans cette section soient 4 par âme.

- **Tracé du câble N°1 :**

Le câble n° 1 s'ancrera à une distance de 0,25 m au-dessus du C.D.G de la section

$$\left\{ \begin{array}{l} L=4m \\ V=2,536 m \\ d_0 = 0,655m \\ d_1 = 2,536-0,25=2,286m \\ y = d_1 - d_0 = 1,631m \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow R(x) = \frac{4^2}{2(1,631)} = 4,90m < 6m.$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) \geq 6m \Rightarrow \frac{x^2}{2y} \geq 6 \Rightarrow Y \leq \frac{x^2}{12}$$

$$\text{A.N : } Y \leq \frac{4^2}{12} \text{ Soit } Y = 1,33\text{m}$$

$$\Rightarrow R(x = 4 \text{ m}) = 6,02 \text{ m}$$

$$\text{Donc } d1 = y + d0 = 1,985 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 2(d1 - d0) \left(\frac{x}{l^2}\right) = \frac{2y}{l} \Rightarrow \alpha = 0,587 \text{ rad}$$

➤ Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

$$Y(x) = 0,655 + 0,083 x^2 \text{ (m)}$$

➤ **Tracé du câble N°2 :**

Le câble n° 2 s'ancrera à une distance de **0,25 m** au-dessous du **CDG** de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 4\text{m} \\ V = 2,536 \text{ m} \\ d0 = 0,655\text{m} \\ d1 = 2,786\text{m} \\ y = d1 - d0 = 2,131\text{m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow R(x) = \frac{4^2}{2(2,131)} = 3,75\text{m} < 6.$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) \geq 6\text{m} \Rightarrow \frac{x^2}{2y} \geq 6 \Rightarrow Y \leq \frac{x^2}{12}$$

$$\text{A.N : } Y \leq \frac{4^2}{12} \text{ Soit } Y = 1,33\text{m} \Rightarrow R(x = 4 \text{ m}) = 6,02\text{m}.$$

$$\text{Donc } d1 = y + d0 = 1,985 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 2(d1 - d0) \left(\frac{x}{l^2}\right) = \frac{2y}{l} \Rightarrow \alpha = 0,587 \text{ rad}$$

➤ Alors l'équation de la courbe du câble N°2 est la suivante :

$$Y(x) = 0,655 + 0,083 x^2 \text{ (m)}$$

• **Tracé du câble N°3 :**

Le câble n° 3 s'ancrera à une distance de 0,75 m au-dessous du C.D.G de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 4m \\ V = 2,536 \text{ m} \\ d0 = 0,655m \\ d1 = V - 0,75 = 1,786m \\ y = d1 - d0 = 1,131m \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow R(x) = \frac{4^2}{2(1,131)} = 7,07m > 6m.$$

A.N : donc : $y = 1,131 \text{ m} \Rightarrow R(x = 4m) = 7,07 \text{ m}$

Donc $d1 = y + d0 = 1,786 \text{ m}$

$$\tan \alpha = 2(d1 - d0) \left(\frac{x}{l^2}\right) = \frac{2y}{l} \Rightarrow \alpha = 0,515 \text{ rad}$$

➤ Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante

$$Y(x) = 0,655 + 0,071 x^2 \text{ (m)}$$

• **Tracé du câble N°4 :**

Le câble n° 3 s'ancrera à une distance de 0,75 m au-dessous du **CDG** de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 4 \text{ m} \\ V = 2,536 \text{ m} \\ d_0 = 0,423 \text{ m} \\ d_1 = V + 0,75 = 3,286 \text{ m} \\ y = d_1 - d_0 = 2,863 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow R(x) = \frac{4^2}{2(2,863)} = 2,79 \text{ m} < 6 \text{ m}.$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) \geq 6 \text{ m} \Rightarrow \frac{x^2}{2y} \geq 6 \Rightarrow Y \leq \frac{x^2}{12}$$

A.N : $Y \leq \frac{4^2}{12}$ Soit $Y = 1,33 \text{ m} \Rightarrow R(x = 4\text{m}) = 6,02 \text{ m}$

$$\text{Donc } d_1 = y + d_0 = 1,753 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 2(d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l}\right) = \frac{2y}{l} \Rightarrow \alpha = 0,587 \text{ rad}$$

➤ Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante

$$Y(x) = 0,423 + 0,083 x^2 \text{ (m)}$$

Vous soir	N° câble	L (m)	V(m)	d0 (m)	d1 (m)	Y (m)	R (m)	α (rad)	Équation de la courbe
V1	C1	4	2,536	0,655	2,286	1,330	6,020	0,587	$Y(x) = 0,655 + 0,083 x^2(m)$
	C2	4	2,536	0,655	2,786	1,330	6,020	0,587	$Y(x) = 0,655 + 0,083 x^2(m)$
	C3	4	2,536	0,655	1,786	1,131	7,070	0,515	$Y(x) = 0,655 + 0,071 x^2(m)$
	C4	4	2,536	0,423	3,286	1,330	6,020	0,587	$Y(x) = 0,423 + 0,083 x^2(m)$
V2	C5	8	2,259	0,423	1,759	1,336	23,916	0,322	$Y(x) = 0,423 + 0,021 x^2(m)$
	C6	8	2,259	0,423	2,259	1,836	17,429	0,430	$Y(x) = 0,423 + 0,029 x^2(m)$
	C7	8	2,259	0,423	2,759	2,336	13,698	0,528	$Y(x) = 0,423 + 0,036 x^2(m)$
V3	C8	8	2,014	0,423	1,514	1,091	29,344	0,266	$Y(x) = 0,423 + 0,017 x^2(m)$
	C9	8	2,014	0,423	2,014	1,591	20,113	0,378	$Y(x) = 0,423 + 0,025 x^2(m)$
V4	C10	8	2,014	0,423	2,514	2,091	15,305	0,482	$Y(x) = 0,423 + 0,033 x^2(m)$
	C11	8	1,802	0,423	1,302	0,879	37,405	0,216	$Y(x) = 0,423 + 0,014 x^2(m)$
	C12	8	1,802	0,423	1,802	1,379	23,205	0,332	$Y(x) = 0,423 + 0,022 x^2(m)$
V5	C13	8	1,802	0,191	2,302	2,111	15,159	0,487	$Y(x) = 0,191 + 0,033 x^2(m)$
	C14	8	1,622	0,191	1,122	0,931	34,372	0,228	$Y(x) = 0,191 + 0,015 x^2(m)$
V6	C15	8	1,622	0,191	1,622	1,431	22,362	0,344	$Y(x) = 0,191 + 0,022 x^2(m)$
	C16	8	1,622	0,191	2,122	1,931	16,572	0,449	$Y(x) = 0,191 + 0,030 x^2(m)$
V7	C17	8	1,475	0,191	0,975	0,784	40,816	0,194	$Y(x) = 0,191 + 0,012 x^2(m)$
	C18	8	1,475	0,191	1,475	1,284	24,922	0,311	$Y(x) = 0,191 + 0,020 x^2(m)$
V8	C19	8	1,475	0,191	1,975	1,743	18,359	0,411	$Y(x) = 0,191 + 0,027 x^2(m)$
	C20	8	1,361	0,191	1,111	0,920	34,783	0,226	$Y(x) = 0,191 + 0,014 x^2(m)$
V9	C22	8	1,361	0,191	1,611	1,420	22,535	0,341	$Y(x) = 0,191 + 0,022 x^2(m)$
	C23	8	1,280	0,191	1,030	0,839	38,141	0,208	$Y(x) = 0,191 + 0,013 x^2(m)$
V10	C24	8	1,280	0,191	1,530	1,339	23,898	0,323	$Y(x) = 0,191 + 0,021 x^2(m)$
	C25	8	1,230	0,191	0,980	0,789	40,558	0,195	$Y(x) = 0,191 + 0,012 x^2(m)$
V10	C26	8	1,230	0,191	1,480	1,289	24,825	0,312	$Y(x) = 0,191 + 0,020 x^2(m)$
	C27	8	1,214	0,191	0,964	0,773	41,397	0,191	$Y(x) = 0,191 + 0,012 x^2(m)$
V10	C27	8	1,214	0,191	1,464	1,273	25,137	0,308	$Y(x) = 0,191 + 0,020 x^2(m)$

Tab.VIII.2: Tableau donnant les paramètres du tracé des câbles en élévation.

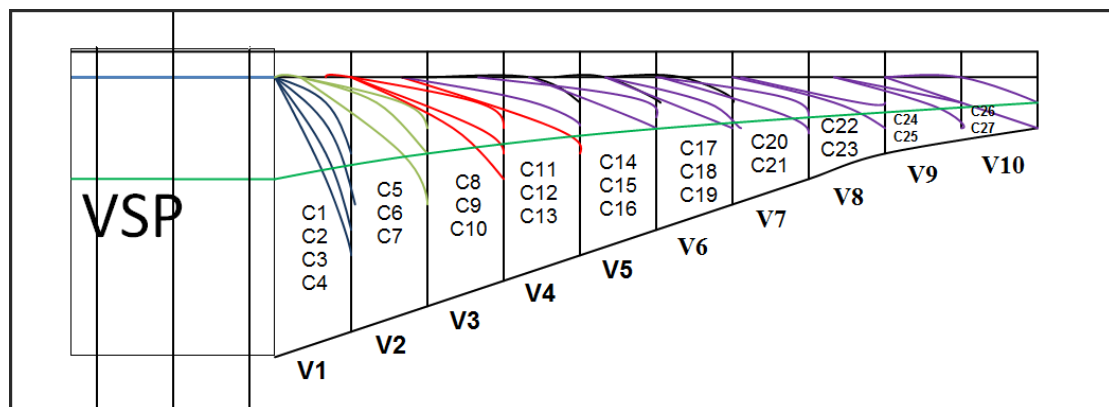


Fig. VIII. 4 : Tracé des câbles en élévation.

➤ **Etude du tracé des câbles en plan :**

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

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

Théoriquement il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S » plus au moins prononcé, Car une telle courbure permet de réduire la composante transversale de l'effort de précontrainte en plan

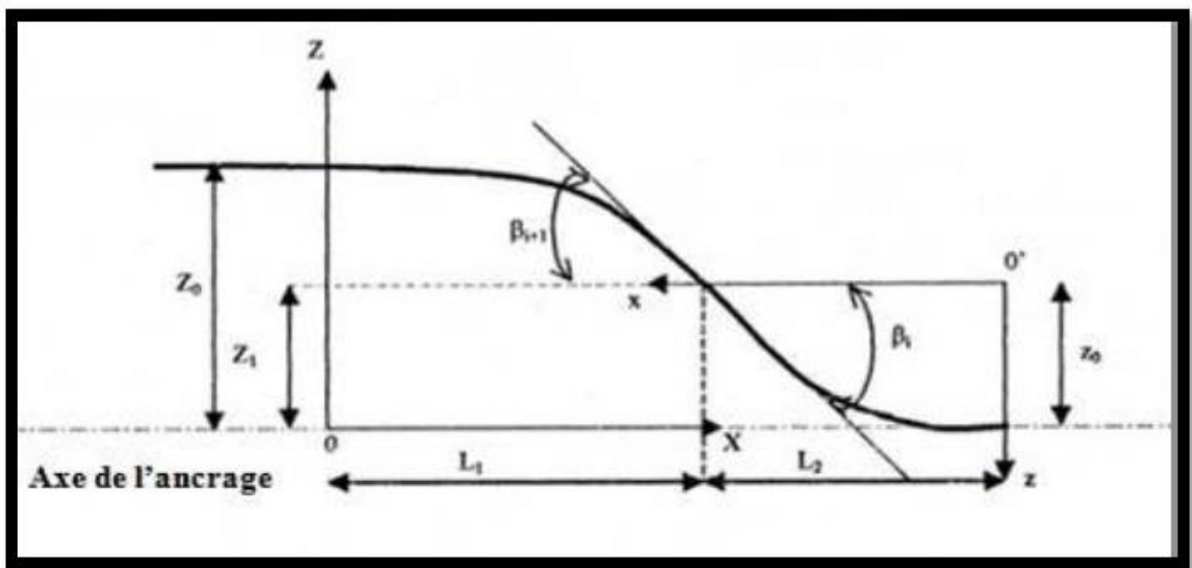


Fig. VIII.5. Tracé en plan d'un câble de fléau.

❖ **équation générale de la courbure :**

$$Z(x) = X^2 + bX + c$$

La courbure est obtenue par la continuité de deux paraboles d'équations :

$$Z(X) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \times \left(\frac{x}{l_1}\right)^2 \text{ Dans le repère } (0, X, Z)$$

$$Z(X) = Z_0 - Z_0 \times \left(\frac{x}{l_1}\right)^2 \text{ Dans le repère } (0', x, z)$$

❖ **Le rayon de courbure :**

$$R_i = \frac{l_i^2}{2(Z_0 - Z_1)} R_i = R_{i+1} \text{ (en raison de symétrie)}$$

❖ **L'inclinaison à l'horizontale :**

$$R_i = \frac{2(Z_0 - Z_1)}{l_1}, \quad \text{tg}(\beta_i + 1) = \frac{2Z_0}{l_2}$$

N.B : Du fait de leur position initiale, les câbles **C1**, **C4** et **C13** sont confondus avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

Exemple de calcul :

Pour le câble n°2 :

$$Z_i = 0,15 \text{ m}$$

$$Z_{i+1} = 0,15/2 = 0,075 \text{ m.}$$

Equation de la courbe :

$$Z(x) = 0,15 + (0,15 - 0,075) \left(\frac{x}{2,000}\right)^2 = \mathbf{0,15 + 0,00625 x^2}$$

Le rayon de la courbure :

$$R_i = \frac{2^2}{2(0,075)} = 26,67 \text{ m}$$

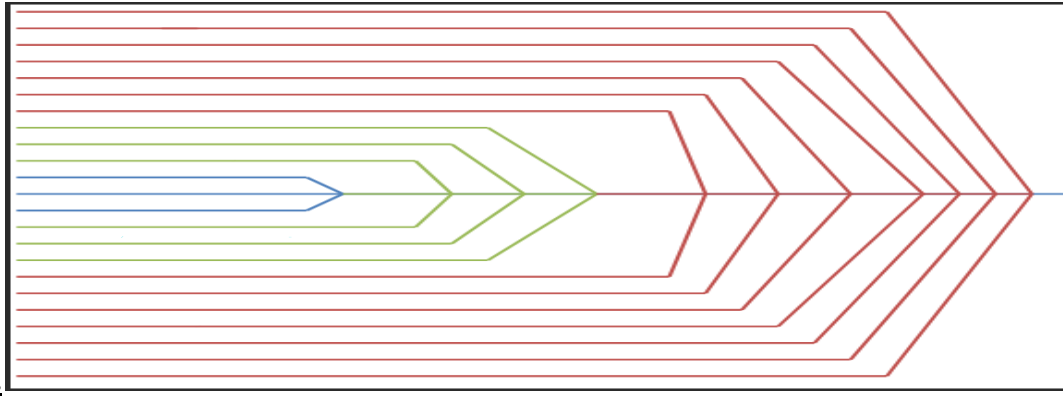
L'inclinaison dans la section intermédiaire :

$$\text{tg}(\beta_i) = \frac{2(0,075)}{(2,000)} = \mathbf{0,075 \text{ (rad).}}$$

Pour le reste des câbles, les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Voiss oir	N° Câble	L (m)	L1 =L 2 (m)	Z ₀ (m)	Z ₁ (m)	R _i (m)	Bipi (rad)	Equation. de la 1ere courbure (m)	Equation. de la 2eme courbure (m)
V1	C1	4	2	0		∞	00	00	00
	C2	4	2	0,25	0,125	16	0,125	0,25-0,0313x ²	0,25-0,0313(x-2) ²
	C3	4	2	-0,25	-0,125	-16	-0,125	-0,25+0,0313x ²	-0,25+0,0313(x-2) ²
	C4	4	2	00	00	∞	00	00	00
V2	V5	8	4	0,25	0,125	64	0,063	0,25-0,0078 x ²	0,25-0,0078(x-4) ²
	C6	8	4	-0,25	-0,125	-64	-0,063	-0,25+0,0078 x ²	-0,25+0,0078(x-4) ²
	C7	8	4	0,50	0,25	32	0,125	0,50-0,0156 x ²	0,50-0,0156(x-4) ²
V3	C8	8	4	-0,50	-0,25	-32	-0,125	-0,50+0,0156 x ²	-0,50+0,0156(x-4) ²
	C9	8	4	0,75	0,375	21,33	0,188	0,75-0,0234 x ²	0,75-0,0234(x-4) ²
	C10	8	4	-0,75	-0,375	-21,33	-0,188	-0,75+0,0234 x ²	-0,75+0,0234(x-4) ²
V4	C11	8	4	1,00	0,5	16	0,25	1,00-0,313 x ²	1,00-0,313(x-4) ²
	C12	8	4	-1,00	-0,5	-16	-0,25	-1,00+0,313 x ²	-1,00+0,313(x-4) ²
	C13	8	4	00	00	∞	00	00	00
V5	C14	8	4	0,25	0,125	64	0,063	0,25-0,0078 x ²	0,25-0,0078(x-4) ²
	C15	8	4	-0,25	-0,125	-64	-0,063	-0,25+0,0078 x ²	-0,25+0,0078(x-4) ²
	C16	8	4	0,50	0,25	32	0,125	0,50-0,0156 x ²	0,50-0,0156(x-4) ²
V6	C17	8	4	-0,50	-0,25	-32	-0,125	-0,50+0,0156 x ²	-0,50+0,0156(x-4) ²
	C18	8	4	0,75	0,375	21,33	0,188	0,75-0,0234 x ²	0,75-0,0234(x-4) ²
	C19	8	4	-0,75	-0,375	-21,33	-0,188	-0,75+0,0234 x ²	-0,75+0,0234(x-4) ²
V7	C20	8	4	1,00	0,50	16	0,250	1,00-0,0313 x ²	1,00-0,0313(x-4) ²
	C21	8	4	-1,00	-0,50	-16	-0,250	-1,00+0,0313 x ²	-1,00+0,0313(x-4) ²
V8	C22	8	4	1,25	0,625	12,8	0,313	1,25-0,0391 x ²	1,25-0,0391(x-4) ²
	C23	8	4	-1,25	-0,625	-12,8	-0,313	-1,25+0,0391 x ²	-1,25+0,0391(x-4) ²
V9	C24	8	4	1,50	0,75	10,67	0,375	1,50-0,0469 x ²	1,50-0,0469(x-4) ²
	C25	8	4	-1,50	-0,75	-10,67	-0,375	-1,50+0,0469 x ²	-1,50+0,0469(x-4) ²
V10	C26	8	4	1,75	0,875	9,14	0,438	1,75-0,0547 x ²	1,75-0,0547(x-4) ²
	C27	8	4	-1,75	-0,875	-9,14	-0,438	-1,75+0,0547 x ²	-1,75+0,0547(x-4) ²

Tab. VIII.2 Tracé des câbles en plan



FigVIII-6Tracé des câbles en plan.

VIII. 1.5. Pertes de précontrainte:

D'une manière générale, on désigne par « perte de précontrainte » la différence entre la force exercée par le vérin pendant la mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à un temps donné.

On distingue :

- **Les pertes instantanées :** qui se produisent lors de la mise en tension des câbles. Elles sont dues principalement au frottement du câble sur sa gaine, au tassement des organes d'ancrage, au non simultanément des mises en tension des différents câbles.
- **Les pertes différées :** qui se produisent au cours du temps. Elles sont dues au retrait, fluage du béton et à la relaxation des aciers.

VIII. 1.5.1 Les pertes instantanées :

a)- **Pertes de tension par frottement :** Lorsqu'on met une armature en tension celle-ci s'allonge. Il ya donc un mouvement relatif de l'armature par rapport à sa gaine s'accompagnant inévitablement de contact. Ce dernier va donner lieu, par frottement à une réaction qui s'oppose au mouvement produisant ainsi une « perte de tension ».

La force dans le câble diminue donc à mesure qu'on s'éloigne du vérin. Il est évident que la perte par frottement sera d'autant plus grande que le contact est plus important c'est-à-dire dans les parties courbes du tracé du câble. On distingue :

➤ **Frottement en courbe :**

La contrainte en un point du câble après une déviation angulaire est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-f\alpha} \dots\dots\dots 1$$

σ_{p0} : Contrainte (initiale) à l'origine de la courbure.

f : coefficient de frottement de courbure en (**rad⁻¹**)

α : déviation angulaire ou somme des variations d'angle à partir de l'origine de la courbure en (rad).

➤ **Frottement en ligne droite :**

Lorsque la gaine est rectiligne, il n'ya en théorie aucun contact (frottement) entre le câble et sa gaine, mais en pratique une armature présente toujours des irrégularités et des ondulations parasites plus au moins marquées selon la qualité de l'exécution du tracé et la rigidité de la gaine.

Ces déviations ne peuvent pas être déterminées de manière précise, on définit alors un « coefficient de déviation parasite moyen » β en (**rad/m**).

On fixe $\varphi = f \cdot \beta$: coefficient de frottement en ligne en (**m⁻¹**)

La contrainte dans le câble calculée à une longueur x à partir de l'origine est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-\varphi x} \dots\dots\dots 2$$

Donc d'après 1 et 2 la formule générale donnant la contrainte du câble en un point quelconque de son tracé s'exprime en fonction de la contrainte initiale (à l'ancrage) par :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-f\alpha - \varphi x}$$

D'où les pertes par frottement :

$$\Delta \sigma_f(x) = \sigma_{p0} - \sigma_p(x) = \sigma_{p0} [1 - (e^{-f\alpha - \varphi x})]$$

Remarque :

- On admet que la déviation parasite de tracé en ligne existe également dans les parties courbes
- Dans le cas où le câble présente des déviations α_e en élévation et α_p en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\alpha = \alpha_e + \alpha_p$. En revanche si ces déviations se produisent simultanément, on aura la formule approchée :

$$\text{tg}\alpha = \sqrt{\text{tg}^2 \alpha_e + \text{tg}^2 \alpha_p}$$

⇒ Cela implique que α_e et α_p auront lieu simultanément pour le 1er voussoir, et elles se succèdent pour le reste (car α_e se fait sur un seul voussoir « 5 m » pour les 6 premiers câbles. et sur deux voussoirs « 10 m » pour le reste. Par contre α_p se fait sur un seul voussoir « 5 m » pour tous les câbles)

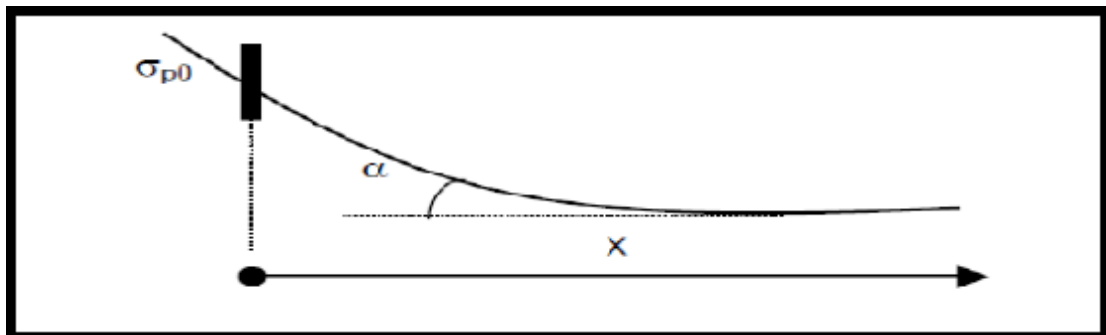


Fig. VIII.7: Diagramme de variation de la tension

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa (tension maximale à la mise en tension, mesurée au vérin)} \\ f = 0,2 \text{ rad}^{-1} \\ \varphi = 0,003 \text{ m}^{-1} \end{array} \right.$$

Pour le calcul des pertes de chaque câble on donne le tableau suivant :

Voussoir	N° Câble	X (m)	α (rad)	$e^{(-fa-\varphi x)}$	$1-e^{(-fa-\varphi x)}$	$\Delta \sigma_{frott} = \sigma_0(1-e^{(-fa-\varphi x)})$
V1	C1	8	0,587	0,9649	0,0351	196,204
	C2	8	0,587	0,9649	0,0351	196,204
	C3	8	0,515	0,9663	0,0337	177,468
	C4	8	0,587	0,9649	0,0351	196,204
V2	C5	12	0,322	0,9584	0,0416	142,140
	C6	12	0,430	0,9564	0,0436	170,899
	C7	12	0,528	0,9545	0,0455	196,463
V3	C8	16	0,266	0,9481	0,0519	143,216
	C9	16	0,378	0,9460	0,0540	173,004
	C10	16	0,482	0,9440	0,0560	200,074
V4	C11	20	0,216	0,9377	0,0623	145,903
	C12	20	0,332	0,9355	0,0645	176,681
	C13	20	0,487	0,9326	0,0674	216,708
V5	C14	24	0,228	0,9263	0,0737	165,091
	C15	24	0,344	0,9242	0,0758	195,429
	C16	24	0,449	0,9222	0,0778	222,290
V6	C17	32	0,194	0,9049	0,0951	187,650
	C18	32	0,311	0,9028	0,0972	217,725
	C19	32	0,411	0,9010	0,0989	242,878
V7	C20	36	0,226	0,8936	0,1064	211,358
	C21	36	0,341	0,8915	0,1085	240,385
V8	C22	40	0,208	0,8832	0,1168	222,037
	C23	40	0,323	0,8812	0,1188	250,822
V9	C24	44	0,195	0,8729	0,1271	233,881
	C25	44	0,312	0,8709	0,1291	262,887
V10	C26	48	0,191	0,8626	0,1374	247,849
	C27	48	0,308	0,8606	0,1394	276,532
					somme	5507,99462

Tab. VIII 3: Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles.

Donc la somme des pertes dues aux frottements des câbles est : $\Sigma \Delta \sigma_f = 5507,994$ MPa

b)- Pertes de tension par recule des ancrages (ou par tassement d'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.

Il n'affecte qu'une partie « λ » de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur d'influence vaut selon le BPEL 91:

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_{p0} \left(\frac{a_f}{l} + \varphi \right)}} \text{ [Réf.13] } \text{ Tel que:}$$

λ : longueur d'influence du recul d'ancrage.

σ_{p0} : contrainte initiale.

σ'_{p0} : contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta \sigma_f$: la perte de tension.

g : l'intensité du recul à l'ancrage, $g = 0,006$ m.

E_p : Module d'élasticité des aciers, $E = 190\,000$ MPa .

φ : coefficient de frottement en ligne ; $\varphi = 0,003$ m⁻¹

Dans la pratique, on préfère souvent raisonner de la façon suivante :

La quantité « $g \cdot E_p$ », représente l'aire du triangle comprise entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur « λ », dans la mesure où l'armature de longueur « l » est tendue par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale sur la longueur « l » est α , ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\frac{\alpha_f}{l}$. Sur la longueur „ „, on trouve :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_{p0} k}} \Rightarrow \begin{cases} \text{Si } \lambda < l & \text{les pertes sont nulles} \\ \text{Si } \lambda > l & \text{les pertes existent} \end{cases} \text{ tel que } k = \frac{a_f}{l} + \varphi$$

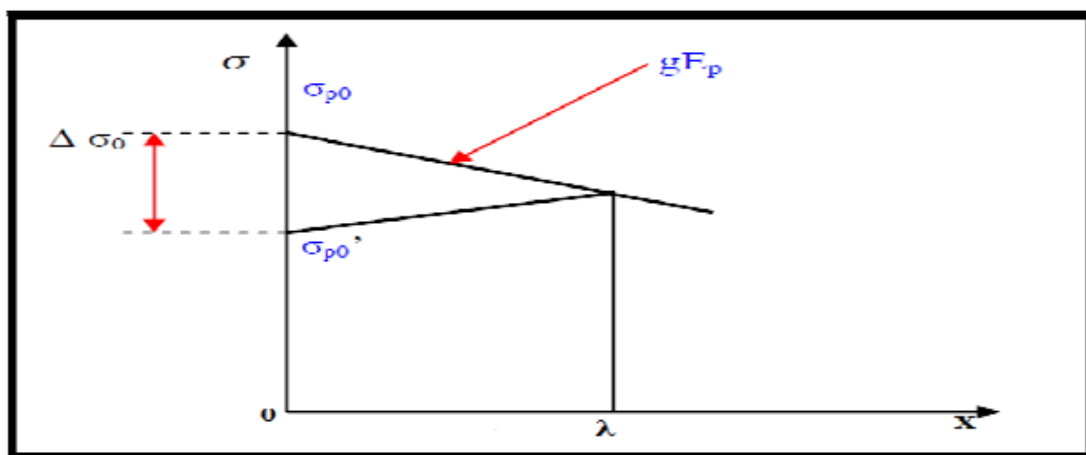


Fig. VIII.8 : Diagramme des tensions avant et après recul d'ancrage [Réf.13]

$\Delta\sigma_r = 2 \lambda k$ [Réf.13]

-Les pertes dues au recul d'ancrage de chaque câble sont résumées dans le tableau ci- dessous:

	N cable	X (m)	α (rad)	k	λ (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)
V1	C1	8	0,587	0,018	6,58371843	0,23273445
	C2	8	0,587	0,018	6,58371843	0,23273445
	C3	8	0,515	0,016	6,94694872	0,22056562
	C4	8	0,587	0,018	6,58371843	0,23273445
V2	C5	12	0,322	0,008	9,56918006	0,16012428
	C6	12	0,430	0,010	8,68083832	0,17651038
	C7	12	0,528	0,0118	8,05767889	0,19016122
V3	C8	16	0,266	0,006	11,0057767	0,13922307
	C9	16	0,378	0,008	9,95867859	0,15386158
	C10	16	0,482	0,009	9,21355759	0,16630471
V4	C11	20	0,216	0,005	12,1850162	0,12574937
	C12	20	0,332	0,006	11,0101293	0,13916803
	C13	20	0,487	0,008	9,86651076	0,15529888
V5	C14	24	0,228	0,005	12,5041139	0,12254032
	C15	24	0,344	0,006	11,4276059	0,13408391
	C16	24	0,449	0,007	10,6602483	0,14373568
V6	C17	32	0,194	0,004	13,4859332	0,11361899

	C18	32	0,311	0,005	12,448663	0,12308616
	C19	32	0,411	0,006	11,7293001	0,13063508
V7	C20	36	0,226	0,004	13,4175378	0,11419816
	C21	36	0,341	0,005	12,5112084	0,12247083
V8	C22	40	0,208	0,004	13,7708351	0,11126835
	C23	40	0,323	0,005	12,8844269	0,11892326
V9	C24	44	0,195	0,004	14,0403923	0,10913214
	C25	44	0,312	0,004	13,1682835	0,11635974
V10	C26	48	0,191	0,004	14,2068368	0,10785357
	C27	48	0,308	0,005	13,3739601	0,11457026
						4,00764693

Tab. VIII.4: Résultats des pertes dues au recul d’ancrage de chaque câble.

- La somme des pertes dues aux reculs d’ancrages des câbles par âme est :

$$\Sigma \Delta \sigma_r = 4,007646 \text{ Mpa}$$

➤ **Pertes par non simultanée de la mise en tension des différents câbles (Ou pertes par raccourcissement instantané du béton) :**

Une poutre comporte en général plusieurs câbles, ces câbles ne sont pas mis en tension en même temps car :

- une mise en tension simultanée exigerait beaucoup de vérins sur chantier.
- l’encombrement des vérins imposerait des distances ente axes d’ancrages très importantes, donc des abouts de poutre énorme.

Lorsque les câbles sont tendus les uns après les autres, chaque câble déjà tendu et ancré, subit l’effet du raccourcissement (instantané) du béton crée par les câbles tendus après lui. Si η est le nombre de câbles, donc le **1er** câble tendu subira l’effet du raccourcissement instantané du béton dû aux $(\eta-1)$ câbles restant à tendre, le **2^{ème}**

subira l'effet des ($\eta-2$) câbles et ainsi de suite. Seul le dernier câble qui ne subit aucun effet.

Les câbles déjà tendus subiront le même raccourcissement relatif que le béton : $\varepsilon_p = \varepsilon_b$

tel que : $\varepsilon_b = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$ (raccourcissement relatif du béton provoqué par Chaque câble).

\Rightarrow Donc la perte de tension est : $\Delta \sigma_p = \varepsilon_p E_p = \sigma_b \frac{E_p}{E_{bi}}$

Reprenons les câbles dans l'ordre, lorsqu'on met en tension le 1er câble, le béton se raccourcit. Mais étant donné que pendant la mise en tension le vérin prend appui sur le béton, donc il n'y a pas de perte.

En revanche le 1er câble subira une variation de tension due aux ($\eta-1$) câbles, sa perte sera

donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta \sigma_{p1} = (\eta-1) \sigma_b \frac{E_p}{E_{bi}} \text{ Pour le } i^{\text{ème}} \text{ câble : } \Delta \sigma_{pi} = (\eta-i) \sigma_b \frac{E_p}{E_{bi}} \\ \text{ Pour le dernier câble : } \Delta \sigma_{pn} = 0 \end{array} \right.$$

Pour la perte de tension moyenne d'un câble due à la non-simultanéité des mises en tensions, on retient la formule simplifiée suivante (**BPEL 91**) :

$$\Delta \sigma_{pi}(x) = \frac{1}{2} \sigma_b(x) \frac{E_p}{E_{bi}} \text{ tel que : } \sigma_b(x) = \frac{p}{s} + \frac{p \cdot e^2}{I} - \frac{|M|.e}{I}$$

Avec :

E_{ij}: Module de YOUNG instantané du béton à j jour, $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 35\,981,73 \text{ MPa}$

E_p : Module d'élasticité des aciers = 190 000 MPa.

$\sigma_b(x)$: contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse x calculée au niveau du câble moyen.

P : effort de précontrainte.

M : Moment en phase réalisation.

S : section du voussoir considéré.

I : Moment d'inertie du voussoir considéré.

e: excentricité du câble moyen.

Les paramètres des calculs ainsi que les valeurs des pertes par non simultanété de la mise en tension des différents câbles sont donné dans les tableaux suivant :

Voussoirs	N° Câble	S (m²)	I (m4)	v (m)	e (m)	Préelle (MN)	M (MN.m)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma$ (MPa)
V1	C1	15,3	52,954	2,536	2,386	98,938	-369,899	0,436	1,152
	C2								
	C3								
	C4								
V2	C5	14,7	41,1	2,259	2,109	86,118	-288,297	0,385	1,015
	C6								
	C7								
V3	C8	14,1	32,002	2,014	1,864	73,812	-220,496	0,406	1,071
	C9								
	C10								
V4	C11	13,7	25,092	1,802	1,652	61,562	-164,588	0,353	0,933
	C12								
	C13								
V5	C14	13,2	19,93	1,622	1,472	49,416	-119,008	0,326	0,862
	C15								
	C16								
V6	C17	12,9	16,09	1,475	1,325	37,948	-82,371	0,299	0,789
	C18								
	C19								
V7	C20	12,6	13,334	1,361	1,211	26,907	-53,514	0,235	0,619
	C21								
V8	C22	12,4	11,172	1,28	1,13	23,356	-43,327	0,171	0,451
	C23								
V9	C24	12,2	10,172	1,230	1,08	8,872	-15,538	0,095	0,250
	C25								
V10	C26	12,1	9,49	1,214	1,064	2,976	-5,121	0,027	0,071
	C27								
	/	/	/	/	/	/	/	Σ	7,2134

Tab. VII.6: Résultats des pertes par non simultanété de la mise en tension des différents câbles.

- Les pertes par non simultanée de la mise en tension des différents câbles sont:

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{p0} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_n$$

$$\Delta\sigma_{inst} = 5507,995 + 4,00764 + 7,213$$

$$\Delta\sigma_{inst} = 5519,216 \text{ MPa.}$$

VIII -1-5-2- Les pertes différées:

- ✓ Pertes dus au retrait du béton.
- ✓ Pertes dus au fluage du béton.
- ✓ Pertes dues à la relaxation des aciers de précontrainte.

A -Pertes dus au retrait du béton :

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton adjacent.

Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte. La perte de tension à l'instant t sera :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r(t) \quad \text{tel que} \quad \varepsilon_r(t) = \varepsilon_r r(t)$$

Avec :

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

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

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte (**$E_p = 190000 \text{ MPa}$**).

Donc :

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

$\Rightarrow \Delta\sigma_{rt}=38 \text{ MPa.}$

B.Pertes dues au fluage du béton :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le **BPEL91** la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = \frac{E_p}{E_{ij}}(\sigma_b(x) + \sigma_{max})$$

Avec :

E_p : module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.

σ_{max} : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

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

D'après les règlements **BPEL** on estime que :

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

$$\frac{E_p}{E_{ij}} = 6.$$

Donc :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = 2,5 \frac{E_p}{E_{ij}} x \sigma_b(x) \quad \text{tel que} \quad \sigma_b = \frac{p}{s} + \frac{M.e^2}{I} - \frac{|M|.e}{I}.$$

Avec :

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

P : Force de précontrainte.

e : Excentricité du câble moyen

-Les pertes dues au fluage du béton sont résumées dans le tableau ci-dessous:

Voussoir	P (MN)	S (m ²)	e (m)	I (m ⁴)	M (MN.m)	σ_b (MN/m ²)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
vsp	108,47	15,3	2,695	74,962	-467,053	0,8086	12,1300
V1	98,938	14,7	2,386	52,954	-369,899	0,4362	10,5035
V2	86,118	14,1	2,109	41,100	-288,297	0,3845	9,5069
V3	73,812	13,7	1,864	32,002	-220,496	0,4056	8,3775
V4	61,562	13,2	1,652	25,092	-164,588	0,3532	7,8512
V5	49,416	12,9	1,472	19,930	-119,008	0,3263	6,2015
V6	37,948	12,6	1,325	16,090	-82,371	0,2991	5,5374
V7	26,907	12,4	1,211	13,334	-53,514	0,2346	4,0362
V8	23,356	12,2	1,130	11,416	-43,327	0,2072	3,5724
V9	8,872	12,1	1,064	10,172	-15,538	0,0893	1,4302
V10	2,976	12,08	1,080	9,49	-5,121	0,0289	0,4401
							69,5873

Tab. VIII.5: Résultats des pertes de tension par fluage.

c) Perte de tension due à la relaxation de l'acier :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Ce phénomène n'apparaît, pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint, que pour des contraintes supérieures à 30 ou 40 % de la contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement, on distingue des aciers:

- à relaxation normale : **RN**
- à très base relaxation : **TBR**

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers et l'économie réalisée sur

les aciers par une perte par relaxation plus faible, font choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ_{1000})

En général : $\rho_{1000} = 2,5 \%$ pour les aciers TBR.

Le BPEL 91 propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot (\sigma_{pi} - \rho_{1000}) \text{ [Réf.13].}$$

- σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x :

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$$

$$\text{avec } \Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{pn}$$

- μ_0 : coefficient pris égal à 0,43 pour les aciers TBR.
- σ_{p0} : Tension à l'origine : $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$.
- ρ_{1000} : Valeur garantie de la relaxation à 1000 h.

Les valeurs des pertes par relaxation sont données dans le tableau suivant :

σ_{inN} bable	$\Delta\sigma_{inst}$	σ_{pi}	$\Delta\sigma_{rlx}$
C1	197,588734	1290,41127	20,3827025
C2	197,588734	1290,41127	20,3827025
C3	178,840566	1309,15943	21,4696552
C4	197,588734	1290,41127	20,3827025
C5	143,315124	1344,68488	23,5914916
C6	172,09051	1315,90949	21,8665517
C7	197,668161	1290,33184	20,3781458
C8	144,426223	1343,57378	23,5238953
C9	174,228862	1313,77114	21,7405006
C10	201,311305	1286,6887	20,1695793
C11	146,961749	1341,03825	23,3699388
C12	177,753168	1310,24683	21,5333944
C13	217,796299	1270,2037	19,2365327

C14	166,07554	1321,92446	22,2227027
C15	196,425084	1291,57492	20,4495067
C16	223,295736	1264,70426	18,9291659
C17	188,625619	1299,37438	20,8995231
C18	218,710086	1269,28991	19,1853254
C19	243,870635	1244,12937	17,7965286
C20	212,091198	1275,9088	19,5574561
C21	241,126471	1246,87353	17,946015
C22	222,599268	1265,40073	18,967984
C23	251,391923	1236,60808	17,3893024
C24	234,240132	1253,75987	18,3232827
C25	263,25336	1224,74664	16,7545033
C26	248,027854	1239,97215	17,5709926
C27	276,71757	1211,28243	16,0449268
		Σ	540,065008

Tableau VIII -6 : Résultats Pertes dues à la relaxation de l'acier.

- La somme des pertes dues à la relaxation de l'acier est :

$$\Delta\sigma_{rlx} = 540,065 \text{MPa}$$

 Conclusion :

Les pertes différées finale sont égale à :

-D'après le BPEL :

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

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

$$\Delta\sigma_d = 38 + 69,5874 + 5/6(540,065) = 557,641 \text{MPa}$$

VIII -1-5-3-Calcul des pertes totales :

Les pertes totales sont :

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

$$\Delta\sigma_T = 5519,216 + 557,641 = 6076,857 \text{ MPa.}$$

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

$$\Delta\sigma_T\% = 100 \frac{6076,857}{27(1488)} = 15,12\%.$$

 **Remarque :**

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

Pour notre projet nous maintenons le nombre de câbles précédent (54 câbles de 12T15s)

VIII -1-6- Vérification des contraintes

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester dans le domaine des contraintes admissibles dans chaque section.

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

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M||V|}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{Pe|V'|}{I} + \frac{|M||V'|}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

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

P : Effort de précontrainte Réelle.

S : Section transversale du voussoir.

e : son excentricité.

I : le moment d'inertie de la section.

M : Moment généré par application des charges.

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

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

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression.

Tel que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = \mathbf{21 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = \mathbf{0 \text{ MPA}} \text{ (Car on est en classe I)}$$

VIII -1-7- Vérification des contraintes :

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester dans le domaine des contraintes admissibles dans chaque section.

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

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M||V|}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{Pe|V'|}{I} + \frac{|M||V'|}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

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

P : Effort de précontrainte Réelle.

S : Section transversale du voussoir.

e : son excentricité.

I : le moment d'inertie de la section.

M : Moment généré par application des charges.

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

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

σ_{bt} : Contrainte admissible de traction

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression.

Tel que :

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

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

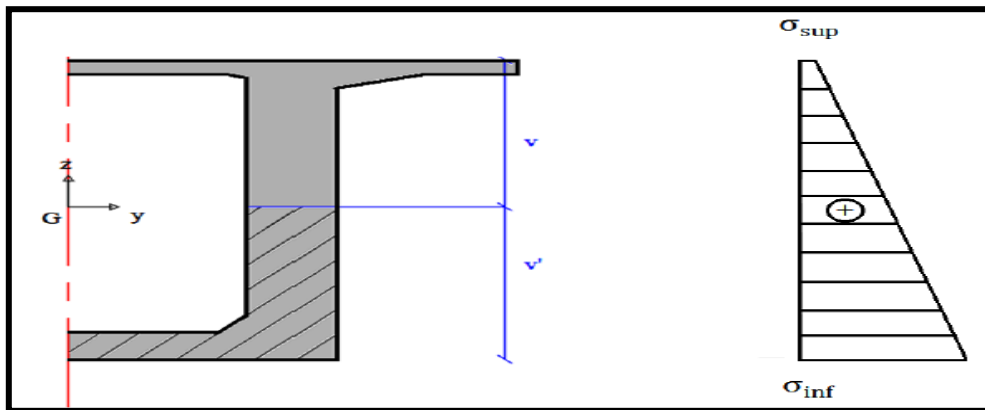


Fig. VIII .9. Diagramme des contraintes.

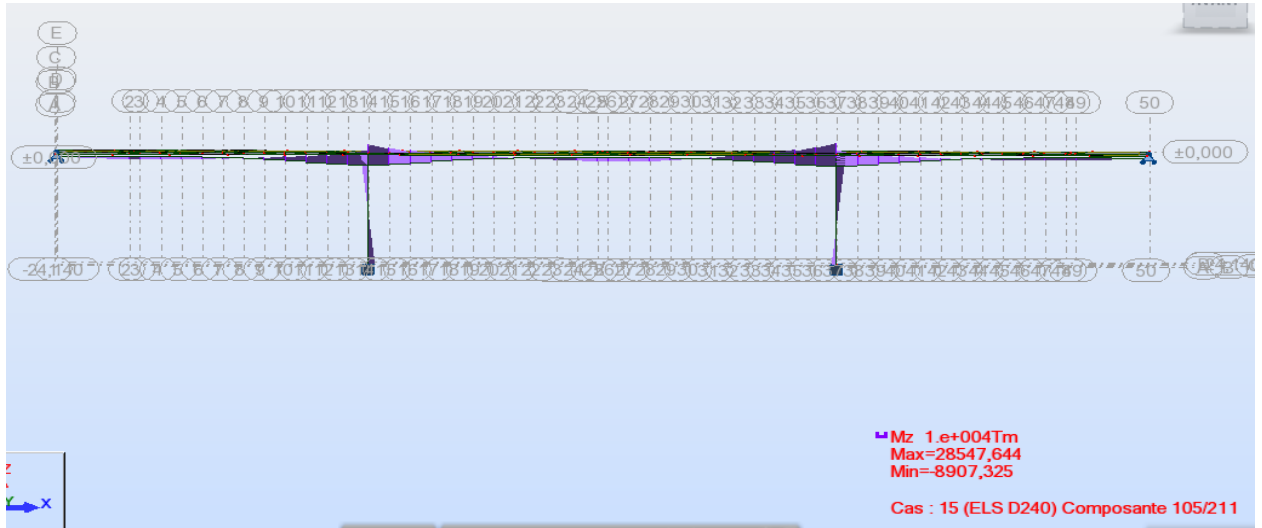
Les contraintes dans le demi-fléau sont résumées dans le tableau suivant :

Voussoirs	S (m)	I(m ⁴)	V'(m)	V(m)	E(m)	Preel MPa	M(MN.m)	σ_{sup} MPa	σ_{inf} MPa	obs
½ VSP	15,3	74,962	1,186	1,214	1,064	108,475	-467,053	8,9590393	5,2638102	ok
V1	14,7	52,954	1,202	1,23	1,08	98,938	-369,899	0,620521	12,701342	ok
V2	14,1	41,1	1,249	1,279	1,129	86,118	-288,297	0,1617168	11,914135	ok
V3	13,7	32,002	1,327	1,361	1,211	73,812	-220,496	0,1881723	10,824351	ok
V4	13,2	25,092	1,437	1,475	1,325	61,562	-164,588	0,2163359	9,4181864	ok
V5	12,9	19,93	1,578	1,622	1,472	49,416	-119,008	0,0652122	7,4940367	ok
V6	12,6	16,09	1,75	1,772	1,622	37,948	-82,371	0,7189009	5,2761246	ok
V7	12,4	13,334	1,954	2,014	1,864	26,907	-53,514	1,6625146	2,6622077	ok
V8	12,2	11,416	2,189	2,259	2,109	23,356	-43,327	3,0880147	0,7772039	ok
V9	12,1	10,172	2,456	2,536	2,386	8,872	-15,538	2,1369963	-0,62626	Ok
V10	12,08	9,49	2,754	2,846	2,696	2,976	-5,121	1,1167405	-0,595889	ok

VIII-7 : les contraintes dans le demi-fléau

VIII -2- Étude de la précontrainte de continuité :

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité. D'une façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après la réalisation des fléaux.



FigVIII-10 Diagramme des moments sous G+D240 a L'ELS.

VIII -2-1- Détermination de la précontrainte de continuité:

On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité. L'effort sera calculé à partir du moment max déterminé selon la formule suivante :

$$P \left(\frac{1}{S} + \frac{e'v'}{I} \right) - \frac{Mv'}{I} = 0 \quad \longrightarrow \quad P = \frac{\frac{Mv'}{I}}{\left(\frac{1}{S} + \frac{e'v'}{I} \right)}$$

Avec :

P: effort de précontrainte.

M: moment maximal.

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

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

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

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

I : le moment d'inertie de la section.

VIII -2-2- Détermination du nombre de câbles de continuités:

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison la plus défavorable donnée par le logiciel **Robot Structural** après l'analyse de la structure :

1,35 G + 1,35 D240

Avec :

G : charge permanente.

D240 : Charge exploitation roulantes.

✚ Remarque :

Pour la détermination du nombre de câbles de continuités, on procèdera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau.

$$P = \frac{\frac{MV'}{I}}{\left(\frac{1}{S} + \frac{e'V'}{I}\right)} Ni = \frac{Pi}{P_0} , e' = V' - d$$

VIII -2-2-1-Câblage de la travée de rive :

-Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée de rive est donné dans le tableau ci-dessous :

Voussoir	X (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	e' (m)	M (MN.m)	P (MN)	N
V6	32	12,9	16,09	1,622	1,578	1,428	25,914	17,543	8,73
V7	36	12,6	13,334	1,475	1,437	1,287	25,787	19,212	9,56
V8	40	12,4	11,416	1,361	1,327	1,177	41,807	33,776	16,8
V9	44	12,2	10,172	1,28	1,248	1,098	42,977	36,932	18,3
V10	48	12,1	9,49	1,23	1,202	1,052	42,785	38,175	19,0
VSC	50	12,1	9,306	1,214	1,186	1,036	41,71	37,719	18,7
V culées	64	12,8	9,306	1,214	1,186	1,036	41,71	37,719	18,7

VIII -2-2-2 Répartition des câbles de continuité dans chaque voussoir (travée de rive).

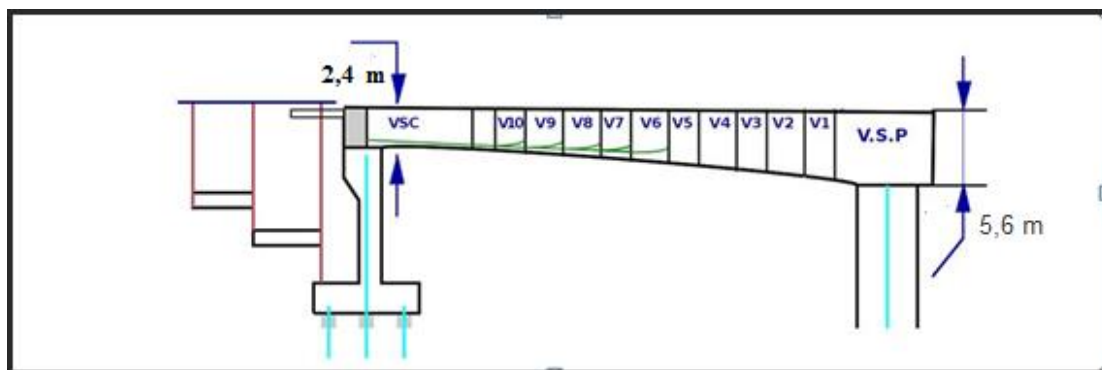


Figure VIII -11 : Tracé des câbles de continuité pour la travée de rive.

VIII -2-2-2-Câblage de la travée intermédiaire :

-Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée intermédiaire est donné dans le tableau ci-dessous :

Voussoir	X (m)	S (m)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	e' (m)	M (MN.m)	P (MN)	N	Nree l	P reel
V7	36	12,6	13,33	1,47	1,43	1,28	18,794	25,659	12,778	14	28,1
V8	40	12,4	11,416	1,361	1,327	1,177	17,721	25,679	12,788	14	28,1
V9	44	12,2	10,172	1,28	1,248	1,098	58,642	87,910	43,780	44	88,3
V10	48	12,1	9,49	1,23	1,202	1,052	71,842	110,23	54,898	56	112,
VC	50	12,08	9,306	1,214	1,186	1,036	75,862	116,924	58,2290	60	120,5
V10	54	12,1	9,49	1,23	1,202	1,052	76,472	117,332	58,4326	60	120,5
V9	58	12,2	10,172	1,28	1,248	1,098	76,031	113,939	56,7425	58	116,5
V8	62	12,4	11,416	1,361	1,327	1,177	44,834	64,7596	32,2508	34	68,27
V7	66	12,6	13,334	1,475	1,437	1,287	45,949	62,5327	31,1417	32	64,26

Tab VIII -9Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir (travée intermédiaire)

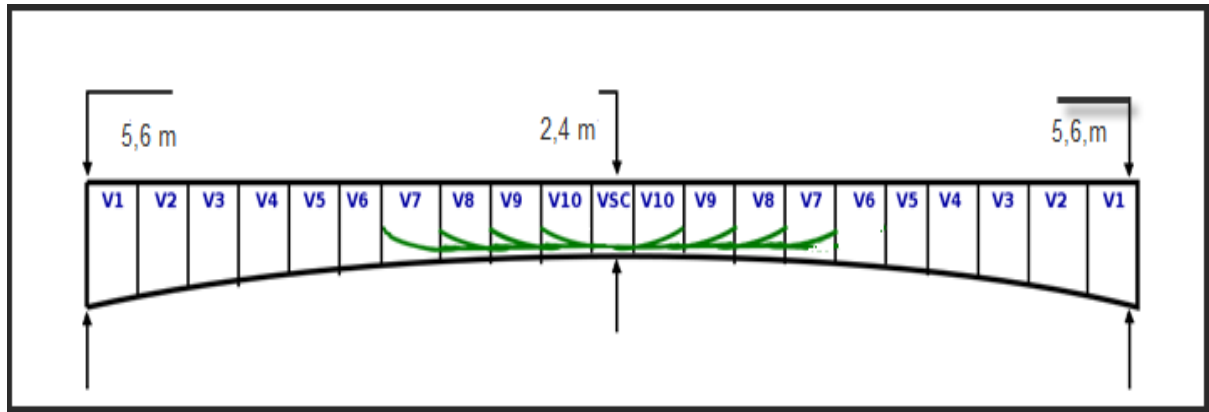


Figure VIII -12 : Tracé des câbles de continuité pour la travée intermédiaire

VIII -2-3- Les pertes de tension :

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

VIII -2-3-1- Travée de rive :

Voussoir	$\Delta\sigma_0$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{bn}$	$\Delta\sigma_{inst}$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{rlx}$
V6	5,9104704	0,09637115	40,79893023	46,8057718	20,3994651	29,76677981
V7	6,5723225	0,09651422	45,743	52,4118367	22,8715	29,39162875
V8	7,1015914	0,09659309	147,0890323	154,287217	40,8580645	22,92746844
V9	5,6975731	0,09618628	181,6328361	187,426595	45,408209	20,96905287
V10	6,2117979	0,09627615	189,2981653	195,606239	47,3245413	20,49656836
Vc	5,4527304	0,09609728	187,3477152	192,896543	46,8369288	20,65261164
V culee	5,6983311	0,09609173	187,3477152	193,142138	46,8369288	20,63844904
somme	42,6448168		979,2573943	1022,576341	270,5356375	164,842559

Tableau VIII -10 : Pertes de précontrainte dans la travée de rive

Conclusion :

Les pertes différées finale sont égale à :

D'après le BPEL :

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

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

$$\Delta\sigma_d = 38 + 270,536 + 5/6(164,843) = 445,905 \text{ MPa}$$

Calcul des pertes totales :

Les pertes totales sont :

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

$$\Delta\sigma_T = 1022,576341 + 445,905 = 1468,48 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_T = 1468,48 \text{ MPa.}$$

Détermination du nombre de câbles par voussoir :

$$\frac{N}{2} = \frac{20}{2}$$

Avec :

N : le nombre des câbles totaux de précontrainte.

$$\Delta\sigma_T\% = 100 \frac{1468,48}{10 \times 1488} = 10\% \leq 25\% \Rightarrow \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

✚ Remarque :

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

- ✓ Pour notre projet nous maintenons le nombre de câbles précédent (**20 câble de 12T15s**).

VIII -2-3-2- Travée intermédiaire :

Voussoir	$\Delta\sigma_0$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{bn}$	$\Delta\sigma_{inst}$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{rx}$
V7	6,57232253	0,3052047	106,7529	113,63050	38,126064	25,426914
V8	7,10159145	0,3054541	100,5612	107,96826	35,914732	25,78347
V9	5,69757312	0,3041677	1033,052	1039,0534	117,39229	-5,052818
V10	6,21179793	0,3044519	1600,136	1606,6525	142,86931	3,5894473
Vc	5,45273044	0,3038862	1796,971	1802,7279	149,74761	11,405140
V10	6,01695741	0,3041914	1824,781	1831,1023	152,06510	12,741604
V9	5,3982944	0,3037609	1764,978	1770,6801	152,15328	9,9581244
V8	6,1638382	0,3041453	616,1532	622,62120	90,610767	1,8253726
V7	5,61132756	0,3038039	598,6328	604,54801	93,536389	2,3772056
V6	6,57232253	0,3052047	106,7529	113,63050	38,126064	25,426914
Σ	60,7987556	3,0442712	9548,7724	9612,61546	1010,54161	113,481374

Tableau VIII -11 : Pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.

+ Conclusion :

Les pertes différées finale sont égale à :

D'après le **BPEL** :

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

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

$$\Delta\sigma_d = 38 + 1010,542 + 5/6 (113,481) = 1143,109 \text{ MPa}$$

Calcul des pertes totales :

les pertes totales sont :

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

$$\Delta\sigma_T = 9612,615 + 1143,109 = 10755,72 \text{ MPa.}$$

Donc on a un pourcentage de perte égale à :

$$\text{Le nombre de câbles par ame est : } \frac{N}{2} = 30$$

Avec N : le nombre des câbles totaux de précontrainte

$$\Delta\sigma_T\% = 100 \frac{10755,72}{30 \times 1488} = 0,24094 = \mathbf{24,094 \%} \leq \mathbf{25\%}$$

✓ L'estimation des pertes est vérifiée.

+ Remarque :

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

✓ Pour notre projet on maintient le nombre de câbles précédent (**24 câble de 12T15s**).

VIII 2-4- Vérification des contraintes en phase de service :

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

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

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

Donc, on est amené à vérifier :

$$A \text{ l'ELS } \begin{cases} \text{A vide : } G + \text{CCP} \\ \text{À vide (sous } M_{\min}) \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M_{\min}||V|}{I} \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{Pe|V'|}{I} + \frac{|M_{\min}||V'|}{I} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

À vide (sous M_{\max}) :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M_{\max}||V|}{I} \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{Pe|V'|}{I} + \frac{|M_{\max}||V'|}{I} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

Avec :

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

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

P : Effort de précontrainte Réelle.

S : Section transversale du voussoir.

e' : excentricité.

I : le moment d'inertie de la section.

M_{\max} : le moment maximum agissant sur la section, sous la combinaison $G + D_{240}$,

M_{\min} : le moment minimum agissant sur la section, sous la combinaison $G + \text{CCP}$.

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

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

σ_{bt} : Contrainte admissible de traction

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression.

Tel que :

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = \mathbf{21 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{bt}} = \mathbf{0 \text{ MPA}} \text{ (Car on est en classe I)}$$

❖ **Travée de rive:**

Voussoirs	X(m)	I (m ²)	S (m ²)	v'(m)	v(m)	e'(m)	P(MN)	M (MN.m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{Inf} (MPa)	OBS
V6	32	16,09	12,9	1,578	1,622	1,428	11,682	16,091	0,965	0,847	Ok
V7	36	13,33	12,6	1,437	1,475	1,287	12,744	28,743	0,354	2,341	Ok
V8	40	11,41	12,4	1,327	1,361	1,177	22,347	28,637	1,524	2,074	Ok
V9	44	10,17	12,2	1,248	1,280	1,098	24,335	41,601	0,122	3,820	Ok
V10	48	9,490	12,1	1,230	1,202	1,080	24,909	42,271	0,112	4,051	Ok
VSC	50	9,306	12,08	1,186	1,214	1,036	24,746	42,118	0,102	4,149	Ok
VSCulée	64	9,306	12,08	1,186	1,214	1,036	24,746	41,014	0,043	4,008	Ok

Tableau VII-14 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous Mmin: (G + CCP).

Vérification en charge

Voussoirs	X (m)	I (m ²)	S (m ²)	v' (m)	v (m)	e' (m)	P (MN)	M (MN.m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{Inf} (MPa)	OBS
V6	32	16,090	12,9	1,578	1,622	1,428	20,088	8,520	3,590	0,421	Ok
V7	36	13,334	12,6	1,437	1,475	1,287	20,088	19,671	2,278	0,928	Ok
V8	40	11,416	12,4	1,327	1,361	1,177	36,144	19,577	5,653	0,245	Ok
V9	44	10,172	12,2	1,248	1,280	1,098	40,160	31,307	4,901	1,723	Ok
V10	48	9,490	12,1	1,230	1,202	1,080	40,160	32,066	4,751	1,857	Ok
VSC	50	9,306	12,08	1,186	1,214	1,036	40,160	31,965	4,582	2,096	Ok
VSCulée	64	9,306	12,98	1,186	1,214	1,036	40,160	31,136	4,459	1,759	Ok

Tableau VII-15 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous Mmax: (G+ D240).

❖ **Travée intermédiaire :**

○ **Vérification A vide**

Voussoirs	X (m)	I (m ²)	S (m ²)	v' (m)	v (m)	e' (m)	P (MN)	M (MN.m)	σ ^{sup} (MPa)	σ ^{Inf} (MP)	OBS
V7	36	13,334	12,6	1,437	1,475	1,287	28,110	18,899	4,142	0,369	OK
V8	40	11,416	12,4	1,327	1,361	1,177	28,110	3,434	5,802	1,179	OK
V9	44	10,172	12,2	1,248	1,280	1,098	88,350	40,641	14,335	0,326	OK
V10	48	9,490	12,1	1,230	1,202	1,080	112,40	40,696	19,510	1,169	OK
VSC	50	9,306	12,08	1,186	1,214	1,036	120,50	40,641	20,958	0,755	OK
V10	54	9,490	12,1	1,230	1,202	1,080	120,50	40,641	20,987	1,327	OK
V9	58	10,172	12,2	1,248	1,280	1,098	116,50	40,696	20,525	1,152	OK
V8	62	11,416	12,4	1,327	1,361	1,177	68,270	37,434	10,622	0,517	OK
V7	66	13,334	12,6	1,437	1,475	1,287	64,260	18,899	12,158	1,776	OK

Tableau VII-16 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{min}: (G +CCP).

○ **Vérification en charge :**

Voussoirs	X (m)	I (m ²)	S (m ²)	v' (m)	v (m)	e' (m)	P (MN)	M (MN.m)	σ ^{sup} (MPa)	σ ^{Inf} (MP)	OBS
V7	36	13,334	12,6	1,437	1,475	1,287	28,110	10,479	2,970	0,538	OK
V8	40	11,416	12,4	1,327	1,361	1,177	28,110	32,199	0,030	2,164	OK
V9	44	10,172	12,2	1,248	1,280	1,098	88,350	31,422	4,693	0,805	OK
V10	48	9,590	12,1	1,230	1,202	1,080	112,40	53,231	3,915	0,547	OK
VSC	50	9,306	12,08	1,186	1,214	1,036	120,50	54,231	4,158	0,977	OK
V10	54	9,490	12,1	1,230	1,202	1,080	120,50	53,909	4,428	0,078	OK
V9	58	10,172	12,2	1,248	1,280	1,098	116,50	51,233	4,508	0,141	OK
V8	62	11,416	12,4	1,327	1,361	1,177	68,270	42,179	2,079	1,068	OK
V7	66	13,334	12,6	1,437	1,475	1,287	64,260	14,096	5,439	2,294	OK

Tableau VII-17 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{max} : (G + D240).

 **Conclusion :**

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

CHAPITRE IX

ETUDE

TRANSVERSALE

Introduction :

Dans ce chapitre nous allons déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis...). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

À cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferrailer uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

IX-1- Modélisation :

La modélisation est effectuée par le logiciel **Robot Structural**. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre). Les conditions d'appuis sont comme suite :

- ✓ **Le voussoir sur pile** : au niveau de l'hourdis inférieur par encastrement linéaire
- ✓ **Le voussoir sur culée** : au niveau de l'hourdis inférieur par des appuis simple.

On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie

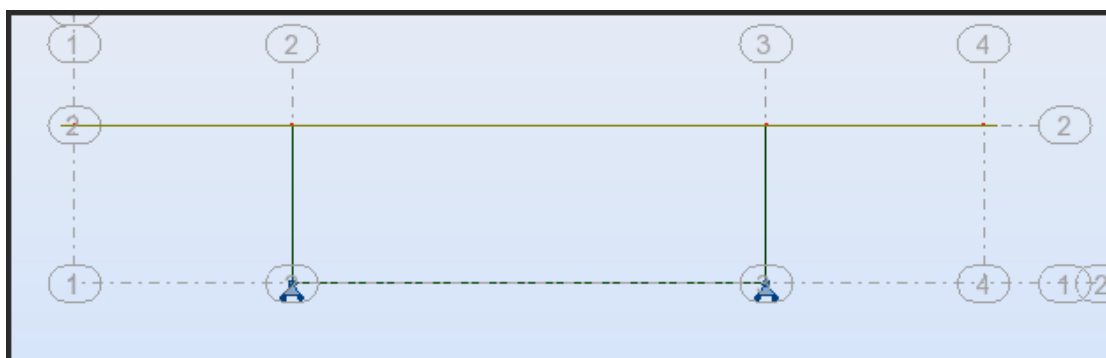


Figure IX .1.condition d'appuis de voussoir sur culée.

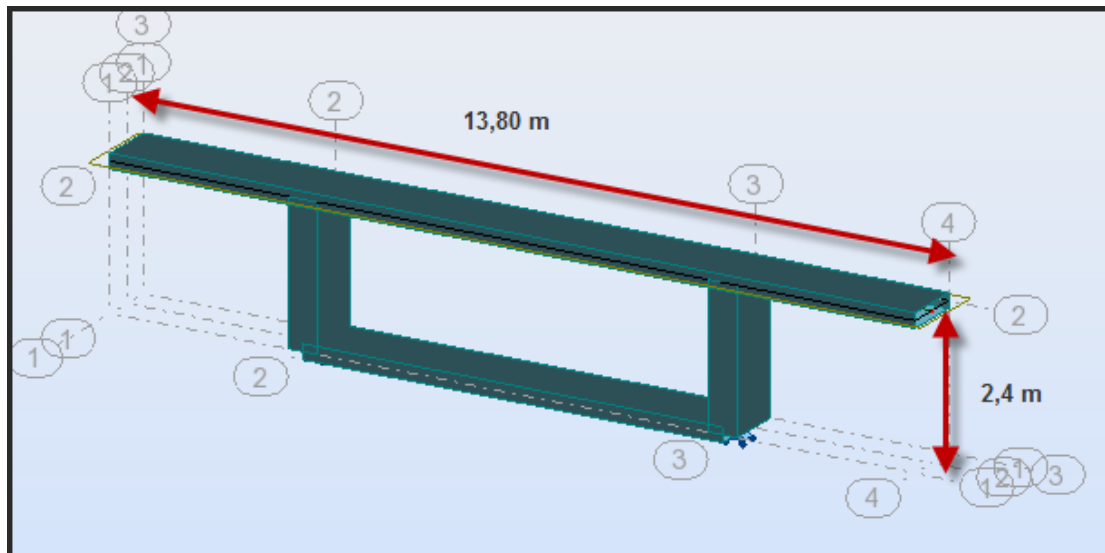


Figure IX-4 : Vue en 3D du voussoir à la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural.

IX-2- Définition des charges :

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

D'après le « *Fascicule N°61 Titre II* », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

IX-2-1- Charges permanentes :

IX-2-1-1- Poids propre « G »:

Le poids propre est pris automatiquement par le logiciel.

IX-2-1-2- Revêtement et charge « Prev »:

Le revêtement est constitué par la charge de la couche d'étanchéité et de la couche de roulement, avec la densité suivante : $2,4 \text{ t/m}^3$.

On a la largeur roulable : $L_r = 1 \text{ m}$.

$P_{rev} = L \times e \times \gamma_{BB} = 0,01 \times 10,5 \times 2 + 0,08 \times 10,5 \times 2,4 = 0,21 + 2,016 = 2,226$
t/ml.

$\Rightarrow P_{rev} = 2,226$ **t/ml.**

IX-2-1-3- Poids propre des trottoirs et corniche :

Pour chaque trottoir de droite et gauche $P(\text{tr}+\text{corniche}) = 2,5 \times 1,65 \times 0,25 \times 1$
 $= 1,03125$ t/ml

t/ml. D'où le poids de trottoirs +corniche est :

$P_T(\text{tr}+\text{trorniche}) = 1,03125 \times 2 = 2,0625$ **t/ml.**

IX-2-1-4- Garde-corps:

Le poids d'un garde-corps est estimé **0,1 t/ml**

Donc : $P_{gc} = 0,1$ t/ml . (le fascicule 61, titre II a)

IX2-1-5- Glissières de sécurité de pont :

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à :

$P_{gs} = 0,06$ /m. $\Rightarrow P_{gs} = 0,12$ t/ml (deux glissière).

IX-2-2- Charges routières :

Nous allons considérer les charges suivantes :

A(I), Bc, Bt et **Mc₁₂₀** car elles développent les efforts les plus défavorables .Ces charges seront disposées d'une manière à obtenir les efforts les plus prépondérants.

On prend dans ces calculs la largeur chargeable égale à 10.5 m.

IX-2-2-1-Système de charge A :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} = 1,76 \text{ t/ml.}$$

IX-2-2-2- Système de charge « Bc » :

Les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique
 $\delta = 1,0383$
Charge ponctuelle de $\delta_{bc}=6 \times 1,0383 = 6.229 \text{ t}$

IX-2-2-3-Système de charge « Bt » :

Les surcharges Bt sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique :
 $\delta = 1,094$
Charge ponctuelle de $16 \times 1,094 = 17,504 \text{ t}$

IX-2-2-4-Charges militaires « Mc120 » :

Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de largeur de 4,3m , elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique
 $\delta = 1,061$ vaut $MC120 = \left(\frac{55}{6,1 \times 1}\right) = 9,016 \text{ t/m}^2$.
 $Mc 120 = 1,061 \times 9,016 = 9,567 \text{ t/ml.}$

IX-2-2-5-Charges sur trottoirs « St » :

En flexion locale elle est prise égale à 0.45 t/m^2 (**fascicule 61 titre II**)
Donc : $St = 0,45 \text{ t/ml}$ sur chacun des deux trottoirs .

IX-3-Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons de charges ont adoptées pour l'étude transversale sont résumées dans le tableau suivant :

	ELU	ELS
Combinaisons	$1.35G + 1.6 (A(I) + St)$	$G + 1.2 (A(I) + St)$
Combinaisons	$1.35G + 1.6 (Bc + St)$	$G + 1.2 (Bc + St)$
Combinaisons	$1.35G + 1.6 (Bt + St)$	$G + 1.2 (Bt + St)$
Combinaisons	$1.35 G + 1.6 Mc120$	$G + 1,2 Mc120$
Combinaisons	/	$G + 1,2 (Bt + St) + 0,5 \Delta t$
Combinaisons	/	$G + 1.2 (Bc + St) + 0.5 \Delta t$

Tableau IX-1 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.

Avec :

G : Charges permanentes

A(I) : Système de charge A définies dans le fascicule 61 titres II

Bc et Bt: Système de charges B définies dans le fascicule 61 titre II

Mc120: Charges militaires ; système de charges M définies dans le fascicule 61 titre II.

Δt : Le gradient thermique

IX-4-Détermination des efforts :

Après analyse de la structure par le logiciel **Robot Structural**, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont :

$$\text{A l'ELU: } 1,35G + 1,6 (Bt + St)$$

$$\text{A l'ELS: } G + 1,2 (Bt + St)$$

Nous donnons ci-dessous quelques diagrammes des efforts obtenus par le logiciel:

IX -4-1- Section sur pile :

IX -4-1-1-A l'ELU



Figure IX -5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m].



Figure IX -6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t].

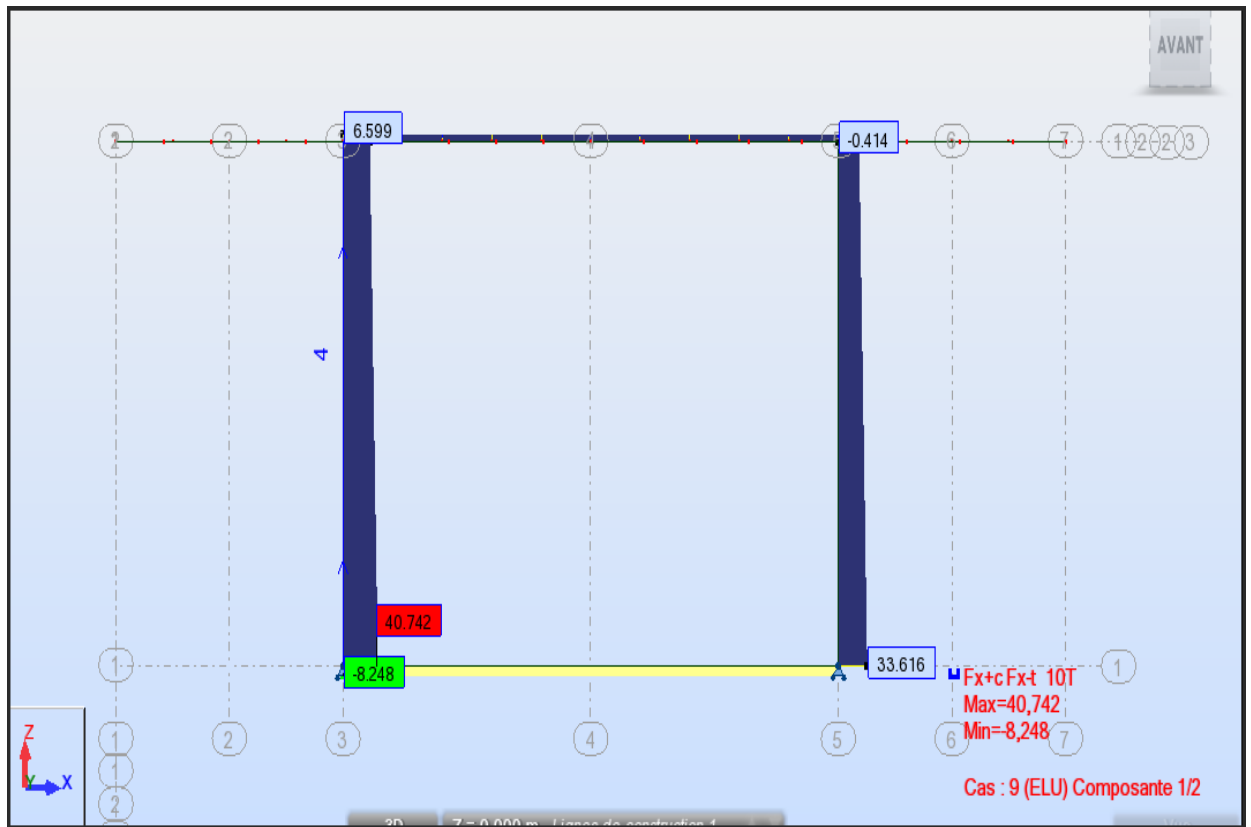


Figure IX -7 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].

IX -4-1-2- A l'ELS :

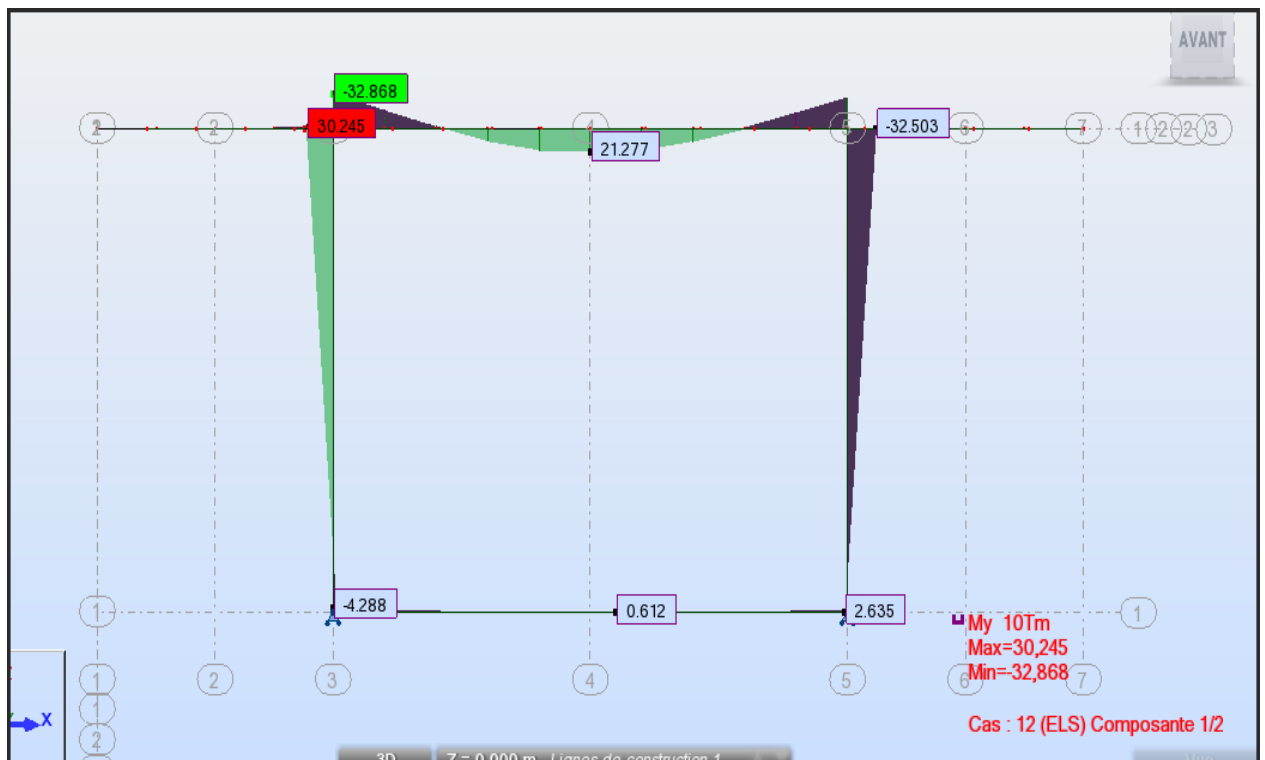


Figure IX -8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m]



Figure IX -9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t].



Figure IX -10 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS [t].

IX -4-2- Section à la clé :

IX -4-2-1- A L'ELU :



Figure IX -11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m]

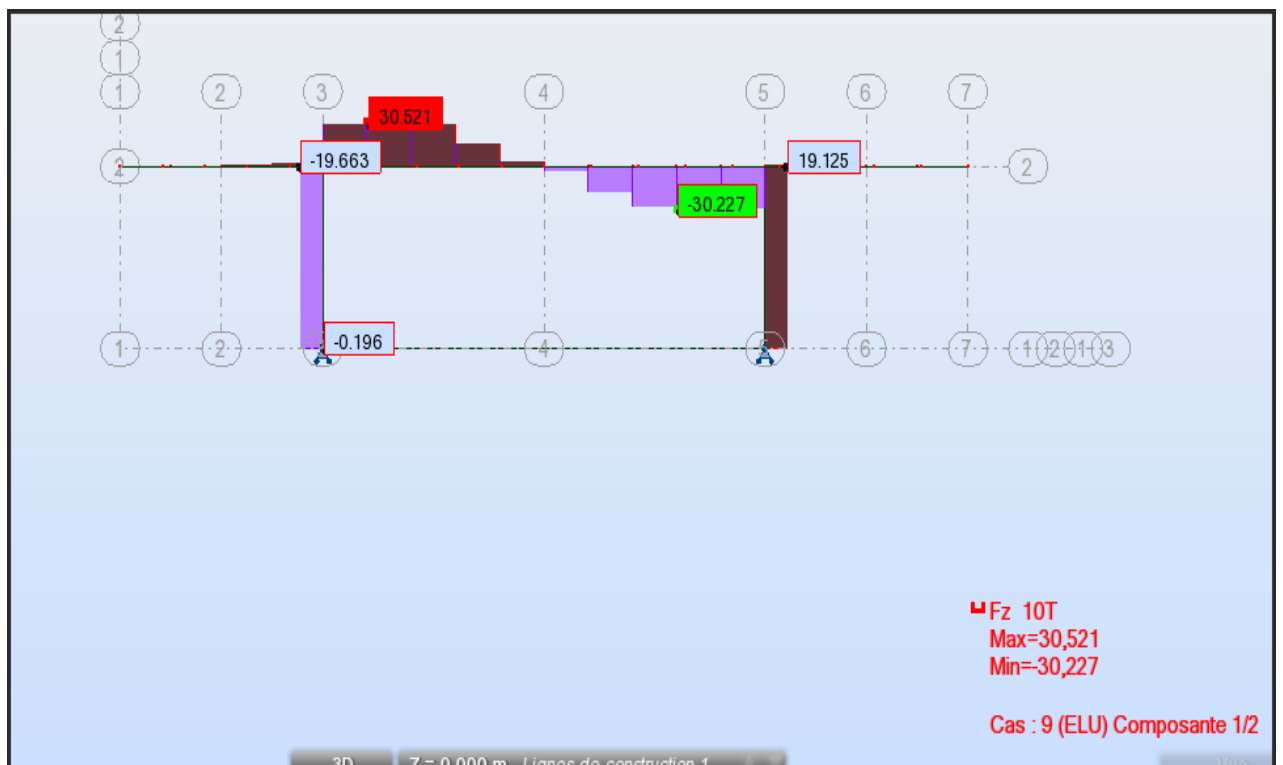


Figure IX -12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t].

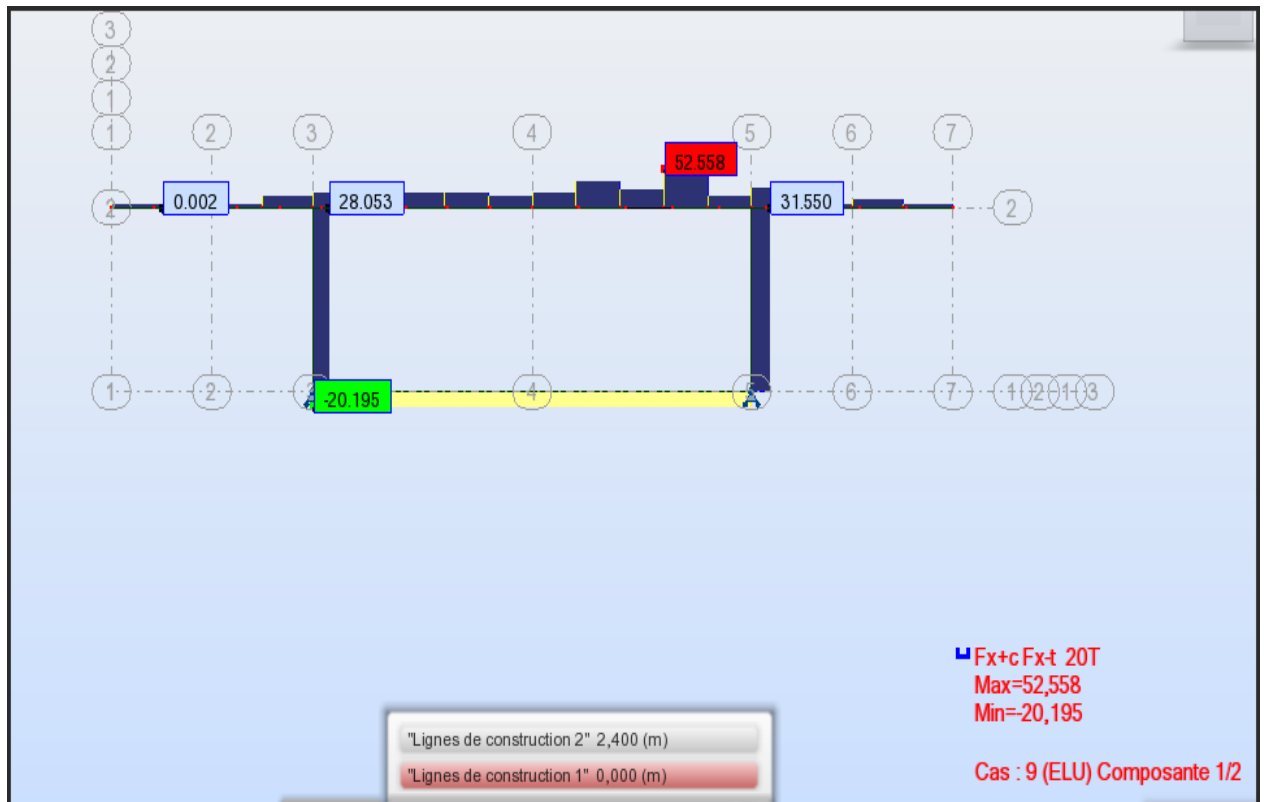


Figure IX -13 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].

IX -4-2-2- A l'ELS:

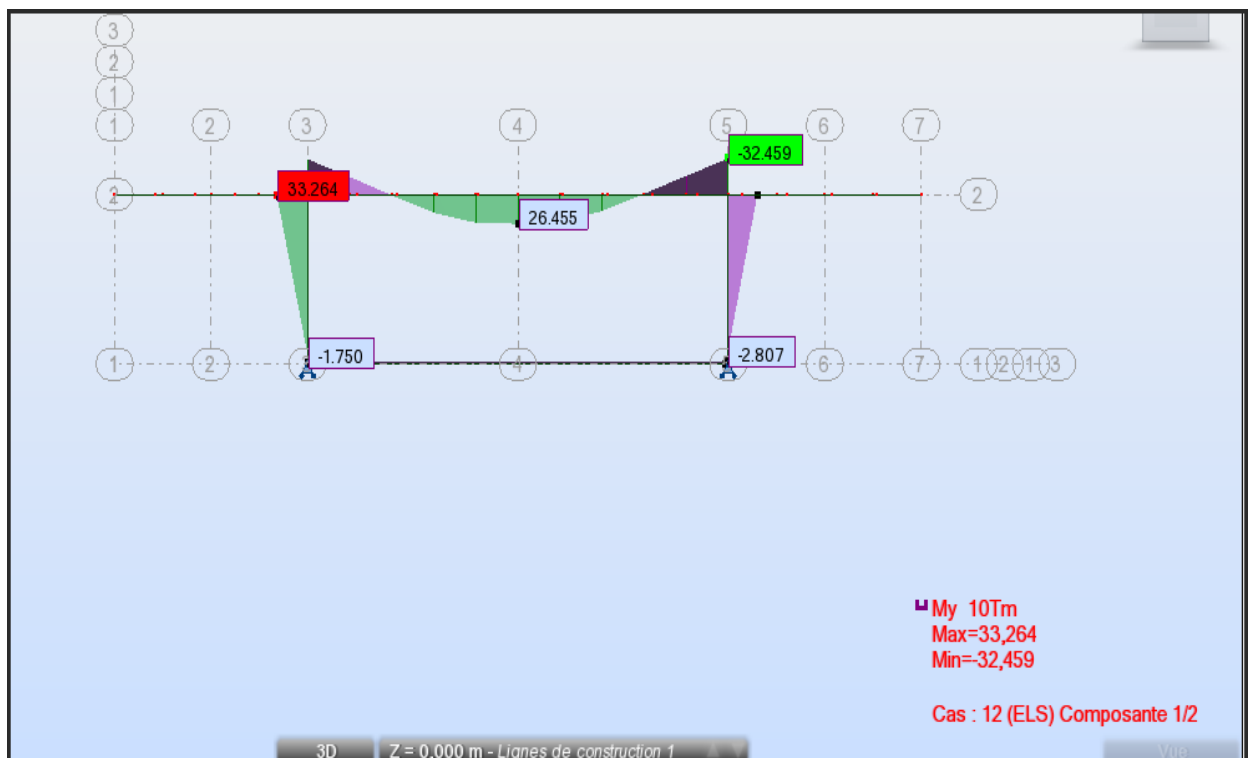


Figure IX -14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m]

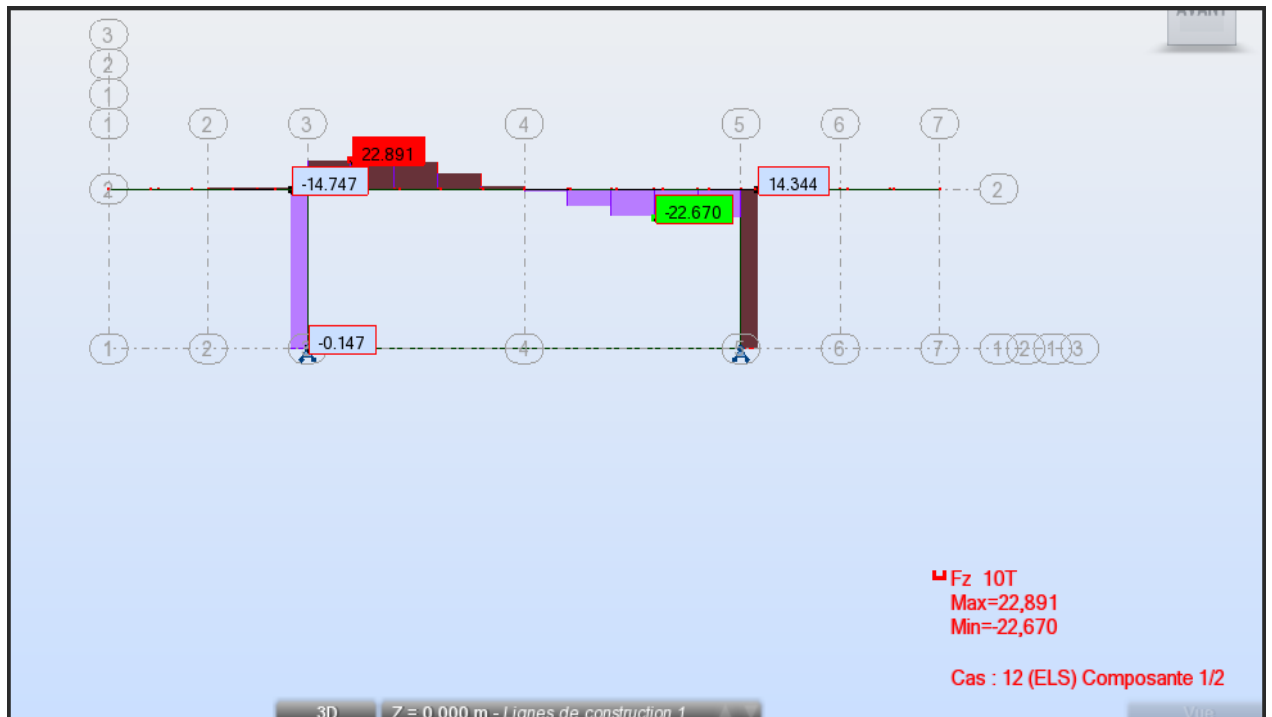


Figure IX -15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t].

0

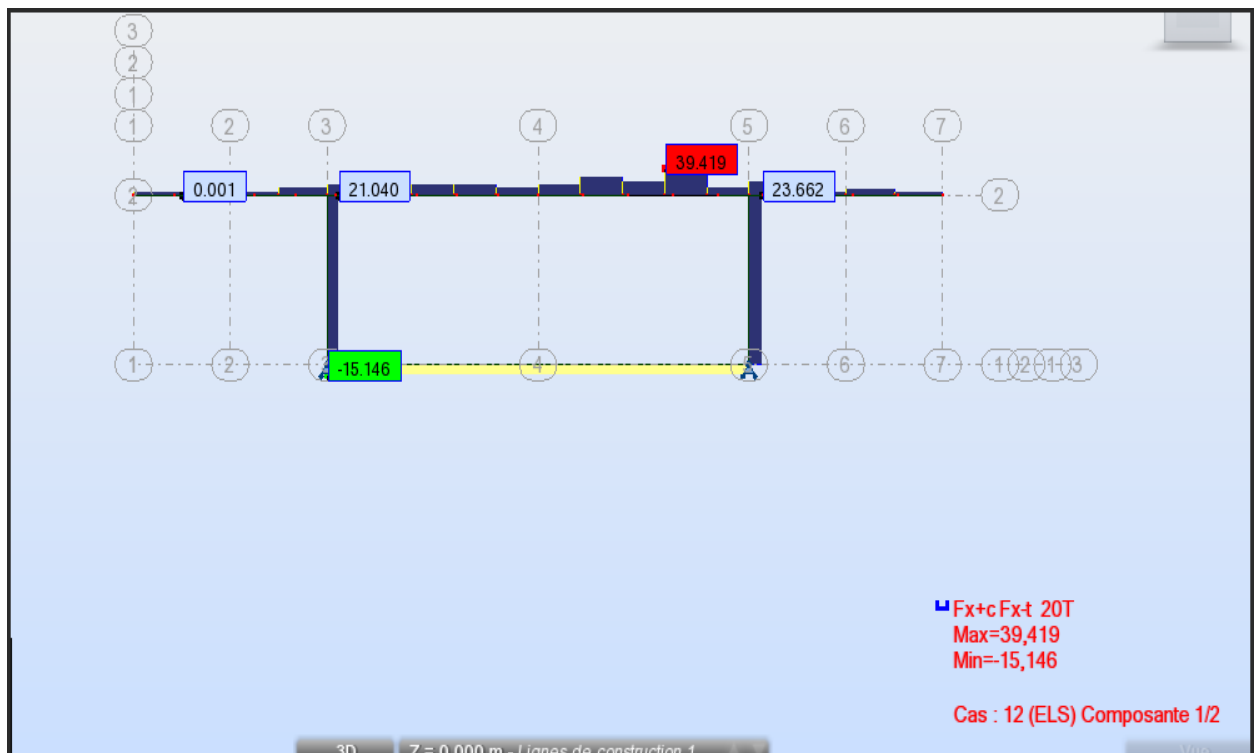


Figure IX -16: Diagramme des efforts normaux à l'ELS[t].

✚ Résultat :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de tableaux représentant les moments de flexion ainsi que les efforts normaux :

➤ **Section sur pile :**

Dalle	Supérieure	$M_{\max}(\text{t.m})$	43,324
		$M_{\min}(\text{t.m})$	28,885
	Inférieure	$M_{\max}(\text{t.m})$	5,760
		$M_{\min}(\text{t.m})$	0,841
Ame	Droite	$M_{\max}(\text{t.m})$	3,798
		$N_{\max}(\text{t})$	33,616
	Gauche	$M_{\max}(\text{t.m})$	40,313
		$N_{\max}(\text{t})$	40,742

Tableau IX -2 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.

➤ **Section sur culée :**

		M service (t.m)	
Dalle	Supérieure	$M_{\max}(\text{t.m})$	44,352
		$M_{\min}(\text{t.m})$	43,279
	Inférieure	$M_{\max}(\text{t.m})$	3,743
		$M_{\min}(\text{t.m})$	2,333
Ame	Droite	$M_{\max}(\text{t.m})$	41,914
		$N_{\max}(\text{t})$	31,550
	Gauche	$M_{\max}(\text{t.m})$	44,352
		$N_{\max}(\text{t})$	28,053

Tableau IX -3 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.

IX -5-Vérification de l'effort tranchant :

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

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

Avec la fissuration est préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4 \text{ MPa} \right] = 3,5 \text{ MPa (BAEL 91)}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement ultime.

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

b : largeur de la section.

d : hauteur utile.

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

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

➤ **Voussoir sur pile :**

Section	/	b(mm)	D(mm)	Vu(t)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs
console	appuis	1000	250	29,379	0,00011752	3,500	Vérifiée
Dalle supérieure	appuis	1000	250	20,024	$8,0096 \times 10^{-5}$	3,500	Vérifiée
Dalle inférieure	appuis	1000	250	2,027	$8,108 \times 10^{-6}$	3,500	Vérifiée
Âme	appuis	1000	500	30,393	$6,0786 \times 10^{-5}$	3,500	Vérifiée

Tableau IX -4 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile)

➤ **Voussoir sur culée :**

Section	/	b(mm)	D(mm)	Vu(t)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs
console	appuis	1000	250	4,014	$1,6056 \times 10^{-5}$	3,500	Vérifiée
Dalle supérieure	appuis	1000	250	22,670	0,00009068	3,500	Vérifiée
Dalle inférieure	appuis	1000	800	2,807	$3,5088 \times 10^{-6}$	3,500	Vérifiée
Âme	appuis	1000	500	23,662	$4,7324 \times 10^{-5}$	3,500	Vérifiée

Tableau IX -5 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée).

IX -6-Vérification au poinçonnement :

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

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

Avec :

Qu : valeur de la force concentrée en MN ;

Qu = 0,01MN (valeur de la charge d'une roue d'un camion Br)

H : hauteur de la section.

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

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

$$U_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0,2 + 0,25 = 0,45\text{m.}$$

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

$$0,045U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times \frac{35}{1,5} =$$

$$0,118 \text{ MN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

IX -7-Vérification des âmes au flambement :

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

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

Avec :

λ : élançement du poteau.

l_f : longueur de flambement

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

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

l_0 : Est la hauteur libre de l'âme qui est égale à $l_0 = 4,35 \text{ m}$.

I : moment d'inertie de la section

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

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

$$i = \sqrt{\frac{0,0104}{0,5}} = 0,144 \text{ m}.$$

Donc :

$$\lambda = \frac{0,5 \times 4,35}{0,144} = 15,104 < 50 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

IX -8-Ferraillage :

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

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

IX -8-1-Données du problème :

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

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

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

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

$$\eta = 1,6 : \text{ Fissuration préjudiciable}$$

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

IX -8-1-1-Ferraillage en flexion simple pour les dalles :

➤ **Sens transversal :**

A_{st} : La section de l'acier qui est égale à:

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_s}$$

Avec :

M_u : moment fléchissant.

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

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,826 \text{ MPa} & \ll \text{ELU} \gg \\ \text{Min} (2/3f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) = 228,63 \text{ MPa} & \ll \text{ELS} \gg \end{cases}$$

$$z = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$$

$$d = h - c = 0,25 - 0,05 = 0,168 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{\bar{\sigma}_{bc} \times 15}{(\bar{\sigma}_{bc} \times 15) + \bar{\sigma}_{st}} = 0,58$$

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

➤ Sens longitudinal (armature de répartition) :

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

IX -8-1-2- Ferrailage en flexion composée pour les âmes :

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

➤ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

➤ Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

IX -8-1-3- Condition de non fragilité:

Selon le règlement (**BAEL 91**) on a :

$$A_{s_{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

IX -8-2-Ferraillage des voussoirs :**IX -8-2-1- Voussoir près de la pile:**

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

- Console ; dalle supérieure :

Hauteur de la dalle : $h = 25$ cm

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

- Dalle inférieure :

Hauteur de la dalle : $h = 80$ cm

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

- Les âmes :

Hauteur de l'âme : $h = 50$ cm

La largeur de l'âme : $b = 100$ cm

 Remarque :

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

➤ **Dalle supérieur :**

Moment sur	M (t.m)	H (m)	D (m)	Z (mm)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversales	A _{S1} (cm ²)	Armatures longitudinales
Appuis	43,324	0,25	0,2	161,33	117,45	3,11	117,45	15HA Φ32	39,15	8HA Φ25
Travée	28,885	0,25	0,2	161,33	78,31	3,11	78,31	16HA Φ25	26,10	13HA Φ16

Tableau IX -6 : ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la pile.

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

Armatures principales (sens transversale)

As = 117,45cm² ce qui correspond à **15HA Φ32**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

Ai = 78,31 cm² Ce qui correspond à **16 HA Φ25**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

As = 39,15 cm² ce qui correspond à **8HA Φ25**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

Ai = 26,10cm² ce qui correspond à **13HA Φ16**, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

➤ Dalle inferieure

Moment sur	M (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversales	As _i (cm ²)	Armatures longitudinales
Appuis	5,760	0,80	0,45	363	6,94	3,11	6,94	14HA Φ 8	2,31	3HA Φ10
Travée	0,841	0,80	0,45	363	1,01	3,11	3,11	11HA Φ6	1,56	8HA Φ5

Tableau IX -7 : ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la pile.

Armatures principales (sens transversale) :

As = 6,94 cm² ce qui correspond à **14HA Φ 8**, avec un espacement entre les barres égal à 12cm.

Ai = 3,11 cm² Ce qui correspond à **3HA Φ10**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal) :

As = 2,31cm² ce qui correspond à **3HA Φ10**, avec un espacement entre les barres égal à 25 cm.

Ai = 1,56cm² ce qui correspond à **8HA Φ5**, avec un espacement entre les barres égal à 25 cm.

➤ Les âmes :

Moment	M (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversales	As _i (cm ²)	Armatures longitudinales
M _{max}	3,798	0,5	0,45	363	4,59	3,11	4,59	3HA Φ 14	1,53	2HA Φ10
N _{max}	33,616									

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

Armatures principales (sens transversale)

$A_s = 4,59\text{cm}^2$ ce qui correspond à **3HA $\Phi 14$** , avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

$A_s = 1,53\text{cm}^2$ ce qui correspond à **2HA $\Phi 10$** , avec un espacement entre les barres égal à 15cm.

IX -8-2-2-Ferraillage de voussoir près de la culée :

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

- Console ;
- dalle supérieure ;

Hauteur de la dalle : $h = 25\text{ cm}$

La largeur de la dalle : $b = 100\text{ cm}$

dalle inférieure :

Hauteur de la dalle : $h=25\text{cm}$

La largeur de la dalle : $b = 100\text{ cm}$

- Les âmes

Hauteur de l'âme : $h= 50\text{ cm}$

La largeur de l'âme : $b = 100\text{ cm}$

- **Dalle supérieure :**

Moment sur	M (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	A_s (cm^2)	A_s min (cm^2)	A_s adopté (cm^2)	Armatures transversales	A_{s1} (cm^2)	Armatures longitudinales
Appuis	44,352	0,25	0,2	161,33	120,24	3,11	120,3	15HA $\Phi 32$	40,08	5HA $\Phi 32$
Travée	43,279	0,25	0,2	161,33	117,34	3,11	117,3	15HA $\Phi 32$	39,11	8HA $\Phi 25$

Tableau IX -9 : ferraillage de la dalle supérieur du voussoir près de la culée.

Armatures principales (sens transversale)

$A_s = 120,24\text{cm}^2$ ce qui correspond à **15HA $\Phi 32$** , avec un espacement entre les barres égal à 10cm.

$A_i = 117,34\text{cm}^2$ Ce qui correspond à **15HA $\Phi 32$** , avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

$A_s = 40,08\text{cm}^2$ ce qui correspond à **5HA $\Phi 32$** , avec un espacement entre les barres égal à 11cm.

$A_i = 39,11\text{cm}^2$ ce qui correspond à **8HA $\Phi 25$** , avec un espacement entre les barres égal à 14cm.

📌 Dalle inférieure:

Moment sur	M (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	A_s (cm^2)	$A_{s\text{ min}}$ (cm^2)	A_s adopté (cm^2)	Armatures transversales	A_{s1} (cm^2)	Armatures longitudinales
Appuis	3,743	0,25	0,2	161,33	10,15	3,11	10,15	9HA $\Phi 12$	3,38	7HA $\Phi 8$
Travée	2,333	0,25	0,2	161,33	6,33	3,11	6,33	6HA $\Phi 12$	2,11	11HA $\Phi 5$

Tableau IX -10 : ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la culée**Armatures principales (sens transversale)**

$A_s = 10,15\text{cm}^2$ ce qui correspond à **9HA $\Phi 12$** , avec un espacement entre les barres égal à 10 cm.

$A_i = 6,33\text{cm}^2$ Ce qui correspond à **6HA $\Phi 12$** , avec un espacement entre les barres égal à 25 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

$A_s = 3,38 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **7HA $\Phi 8$** , avec un espacement entre les barres égal à 25 cm.

$A_i = 2,11 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **11HA $\Phi 5$** , avec un espacement entre les barres égal à 50cm.

➤ **L' âme :**

Moment	M (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	A_s (cm^2)	$A_{s \text{ min}}$ (cm^2)	A_s adopté (cm^2)	Armatures transversale s	A_{sI} (cm^2)	Armatures longitudinales
M_{\max}	41,914	0,5	0,45	363	50,64	6,99	50,64	17 HA $\Phi 20$	16,88	15HA $\Phi 12$
N_{\max}	31,550									

Tableau IX -11 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée.

Armatures principales (sens transversale) :

$A_s = 50,64 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **17 HA $\Phi 20$** , avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal) :

$A_s = 16,88 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **17 HA $\Phi 20$** , avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

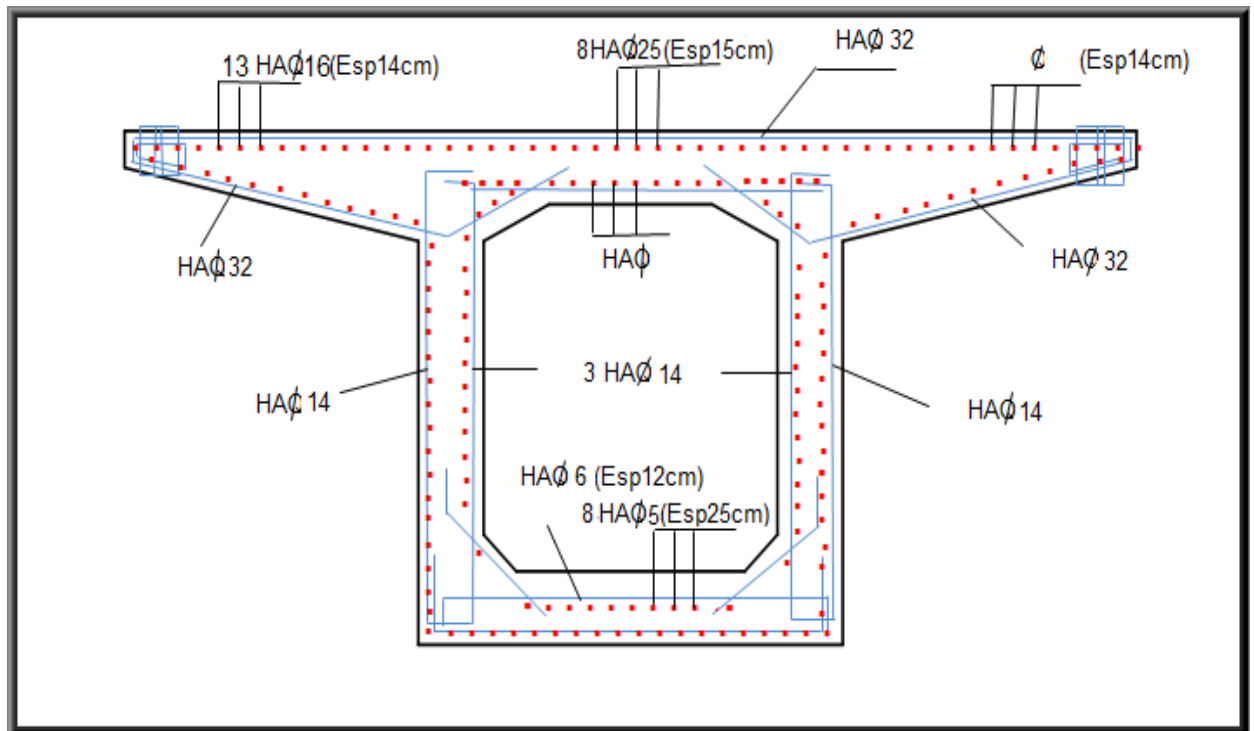


Figure IX -16 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile.

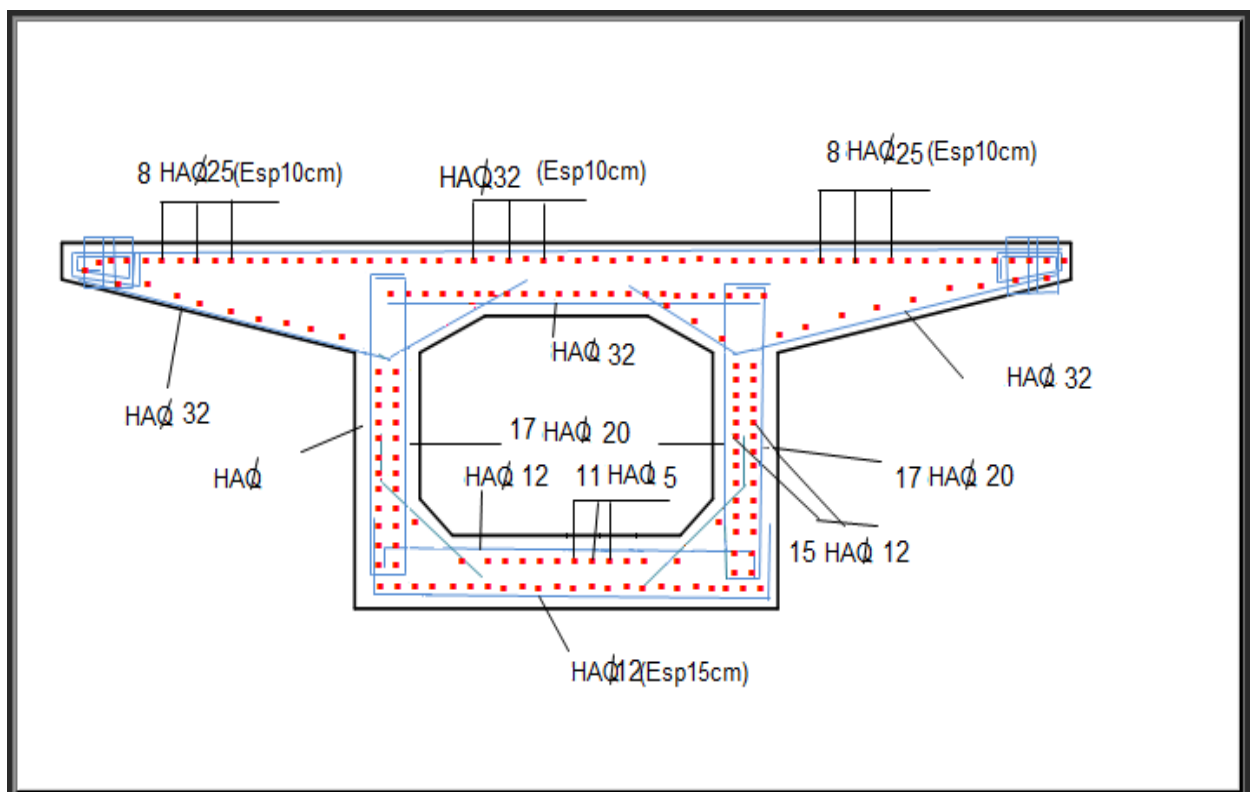


Figure IX -17 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la clé.

CHAPITRE X :

RÉSISTANCE À L'EFFORT TRANCHANT

Introduction :

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme, les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- ✓ Résister aux efforts de cisaillement.
- ✓ Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes avec, en cas de pervibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

X -1- Détermination de l'effort tranchant :**X -1-1- Effort tranchant dû aux charges extérieures :**

L'effort tranchant dû aux charges extérieures sera celui trouvé pour la combinaison la plus défavorable à l'ELS, soit la combinaison **G + D240**.

X -1-2- Effort tranchant dû à la précontrainte :

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage. Cet effort est de signe contraire à l'effort tranchant dû aux charges extérieures.

L'effort tranchant provoqué par la précontrainte (H.THONIER 92, [Réf.8]) est :

$$V_P = P \sin \alpha$$

Avec :

$$P = n P_0$$

n: nombre de câbles arrêtés dans le voussoir considéré.

P₀ : contrainte dans le câble comptée avec 25% de pertes

α: angle d'inclinaison du câble par rapport à l'horizontale.

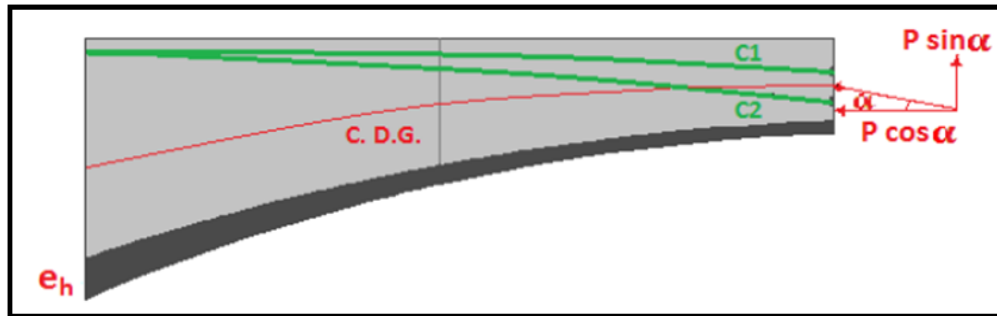


Figure X -1 : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.

X -1-3- Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL) :

Dans les ouvrages de hauteur variable, il apparait une correction de l'effort tranchant du fait de l'inclinaison de la fibre moyenne (intrados du tablier). La compression dans le hourdis inférieur présente une composante dans la direction de l'effort tranchant, elle est donnée par la relation suivante : (H.THONIER 92, [Réf.8]).

$$V_{RESAL} = \frac{M_{ext} \frac{dh}{dx}}{Z}$$

Avec :

$$Z = H - \frac{1}{2} e_s - \frac{1}{2} e_i$$

M_{ext} : Moment du aux charges extérieures.

e_s : épaisseur de la dalle supérieure

e_i : épaisseur de la dalle inférieure

$\frac{dh}{dx}$: Pente que suit la hauteur de l'ouvrage.

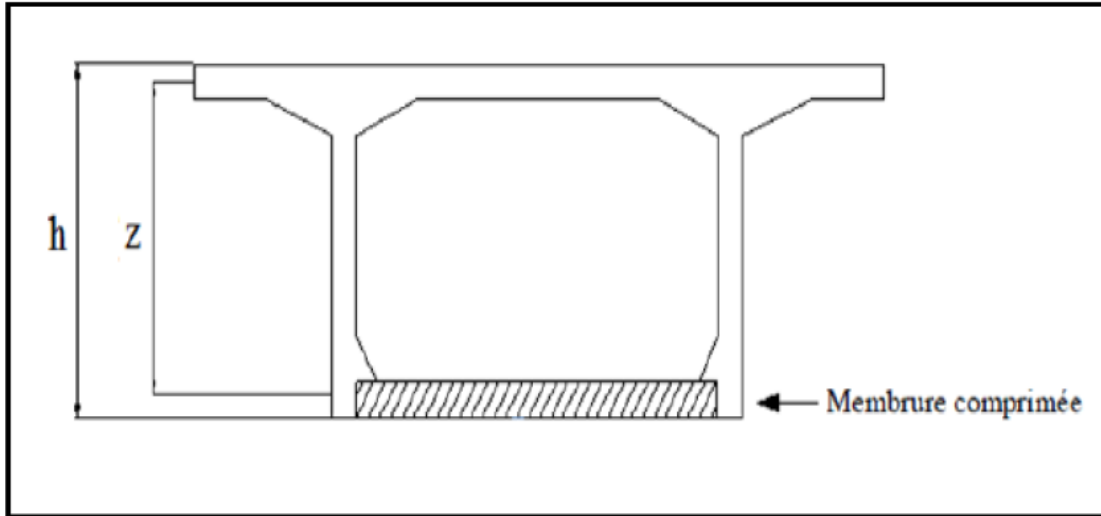


Figure X -2 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson.

L'effort tranchant réduit est donné par la relation suivante : [Réf.8]

$$VR = V_{ext} - V_P + V_{RESAL}$$

$$VR = V_{ext} - P \sin \alpha + \frac{M_{ext} dh}{Z dx}$$

X -2- Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement :
(BPEL 91, [Réf.13])

L'effort de cisaillement à l'ELS est :

$$\tau = \frac{VR}{Z bn}$$

Avec :

VR : effort tranchant réduit.

$$Z = \frac{I}{S_y}$$

I : Moment d'inertie de toute la section,

$S(y)$: Moment statique de la section située au-dessus de l'axe passant par le centre de gravité,

b_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et le diamètre des câbles qui traversent cette âme

$$b_n = 2(0,5 - 0,082) = \mathbf{0,836 \text{ m}}$$

La vérification à faire est la suivante : $\tau \leq \bar{\tau}$

Tel que :

$$\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$$

$$\bar{\tau}_1^2 = \mathbf{0,4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x)}$$

$$\bar{\tau}_2^2 = \mathbf{2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t)}$$

Avec :

σ_x : Contrainte normale au niveau de la section de calcul $\sigma_x = \frac{P}{S}$

σ_t : Contrainte normale transversale agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément évaluée avec la largeur nette normale transversale.

En l'absence d'armature transversale de précontrainte : $\sigma_t = \mathbf{0}$

$f_{cj} = 35 \text{ MPa}$ et

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

Les résultats obtenus pour la travée intermédiaire sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Voussoir	Nbre de câbles arrêtés	$Psina(MN)$	Z (m)	M_{ext} (MN.m)	V_{ext} (Mn)	V_{resal} (MN)	VR (MN)	σx (MPa)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)	Obs
V1	8	8,658	4,522	221,507	14,444	17,634	23,420	1,095	3,067	3,704	3,071	OK
V2	6	4,992	4,024	169,456	13,917	15,160	24,085	0,853	3,099	3,530	3,108	OK
V3	6	4,415	3,585	124,889	12,512	12,541	20,638	0,883	3,103	3,551	3,443	OK
V4	6	4,076	3,204	84,768	11,252	9,524	16,700	0,911	2,789	3,571	3,099	OK
V5	6	4,019	2,882	49,070	10,045	6,129	12,155	0,936	2,522	3,589	3,095	OK
V6	6	3,619	2,618	17,496	8,876	2,406	7,663	0,957	1,750	3,605	3,092	OK
V7	4	2,251	2,414	10,479	7,793	1,563	7,105	0,649	1,760	3,383	3,139	OK
V8	4	2,112	2,268	31,422	6,212	4,988	9,087	0,658	2,396	3,389	3,139	OK
V9	4	2,019	2,179	32,199	3,364	5,319	6,664	0,663	1,829	3,393	3,138	OK
V10	4	1,980	2,150	53,772	2,312	9,003	9,335	0,665	2,596	3,394	3,137	OK

Tab. X.1 : Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire.

Voussoir	Nbre de câbles arrêtés	$Psina(MN)$	Z (m)	M_{ext} (MN.m)	V_{ext} (MN)	V_{resal} (MN)	VR (MN)	σx (MPa)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)	Obs
V1	8	8,658	4,522	108,741	10,308	8,656	10,307	1,095	2,726	3,704	3,071	OK
V2	6	4,992	4,024	76,171	8,905	6,814	10,727	0,853	3,088	3,529	3,108	OK
V3	6	4,415	3,585	48,431	7,615	4,863	8,063	0,883	2,690	3,551	3,104	OK
V4	6	4,076	3,204	25,347	6,414	2,847	5,186	0,911	1,936	3,571	3,099	OK
V5	6	4,019	2,882	6,397	5,308	0,799	2,088	0,936	0,866	3,589	3,095	OK
V6	6	3,619	2,618	8,520	4,273	1,172	1,825	0,957	0,834	3,604	3,092	OK
V7	4	2,251	2,414	19,671	3,294	2,933	3,976	0,649	1,970	3,382	3,139	OK
V8	4	2,112	2,268	19,577	1,481	3,107	2,476	0,658	1,306	3,389	3,138	OK
V9	4	2,019	2,179	1,466	8,724	0,242	6,947	0,663	3,102	3,392	3,137	OK
V10	4	1,980	2,150	0,591	7,842	0,098	5,960	0,665	3,099	3,394	3,137	OK

Tab. X.2 : Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.

✚ Conclusion :

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition $\tau \leq \bar{\tau}$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme choisie est suffisante du point de vue cisaillement.

À titre indicatif, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- ✓ Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- ✓ Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

CHAPITRE XI

ÉQUIPEMENTS DU PONT

Introduction :

Les équipements de pont sont souvent considérés comme des éléments secondaires, jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : durabilité, bon fonctionnement et confort des usagers, mais aussi par rapport au poids non négligeable qu'ils représentent, parmi ces équipements, citons :

- ✓ Appareil d'appuis.
- ✓ Joints de chaussée.
- ✓ Revêtement du tablier.
- ✓ Trottoir.
- ✓ Dispositif de retenue.
- ✓ Système d'évacuation des eaux.
- ✓ Corniche (qui joue un rôle esthétique).

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements remplissent un certain nombre de fonctions dont on cite :

- La sécurité (bordures des trottoirs, dispositifs de retenues, grilles).
- La protection et la maintenance des éléments structuraux (étanchéité, évacuation des eaux).
- Le bon fonctionnement de la structure (appareils d'appui et joints de chaussées).
- Le confort de la chaussée (dalle de transition, joint de chaussée).
- L'esthétique (corniche et garde-corps).
- La possibilité de visite et d'entretien du pont (échelles, portes, passerelles).

Les équipements peuvent subir une usure accidentelle (dispositif de retenue) ou normale (corrosion). C'est pourquoi, ils sont souvent l'objet d'un entretien ou même d'un remplacement. Par conséquent, ils doivent être conçus de manière à pouvoir les réparer ou les changer facilement.

XI-1- Appareils d'appui :

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est de permettre :

- ✓ La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;
- ✓ La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixé afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

La durée de vie d'un appareil d'appui est de l'ordre d'une dizaine d'année pour le type d'appareil le plus courant.

XI-1-1- Types d'appareils d'appuis :

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- ✓ Les appareils d'appuis en béton.
- ✓ Les appareils d'appuis spéciaux.
- ✓ Les appareils d'appuis en acier.
- ✓ Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Pour notre ouvrage on opte pour un appareil d'appui en élastomère fretté pour des raisons illustrées dans le paragraphe ci-après.

XI-1-2- Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilité de mise en œuvre.
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle.
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien.
- ✓ Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.



Figure XI-1: Appareil d'appui en élastomère fretté.

XI-1-2-1- matériaux constituant et rôles :

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont définies sur la figure suivante :

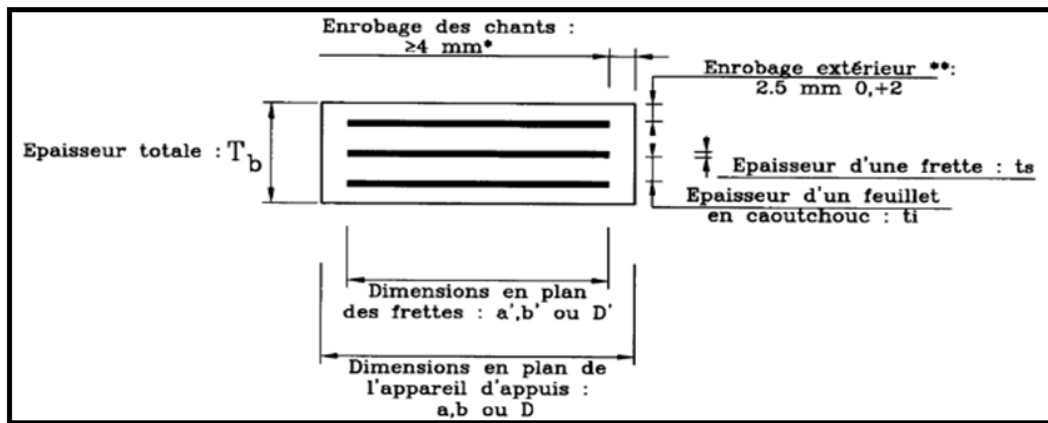


Figure XI-2: Constitution type d'un appareil d'appui de type B.

➤ **L'élastomère :**

Le caoutchouc entrant dans la composition des appareils d'appui peut être soit naturel et d'origine végétale, le latex, et c'est alors un polymère de l'isoprène.

➤ **Les frettes en acier :**

Elles sont systématiquement en **acier S 2357** ou d'un acier présentant un allongement minimal à la rupture équivalent. L'épaisseur des frettes ne pourra, en aucun cas, être inférieure à **2mm**.

XI-1-2-2- Dimensionnement de l'appareil d'appui (D'après SETRA BT N°4/1974)

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

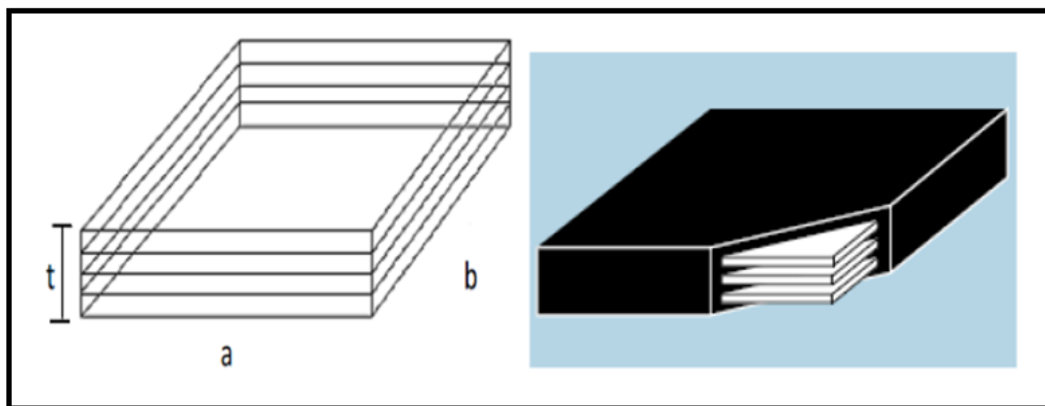


Figure XI-3: Dimension des couches d'appareil d'appui.

- **G=0,8MPa** : Le module de déformation transversale pour les ponts routes,
- L'aire **a×b** de l'appareil d'appui doit être telle que o considère que, **a=b**
- **T** : L'épaisseur totale d'élastomère hormis les frettes : **T = n × t**
 - n**: est le nombre de feuillets élémentaires.
 - t** : est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire.
- **σ̄=15MPa** Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

XI-1-2-3- Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :

La réaction totale maximale sur l'appui calculée à l'ELS à l'aide de la combinaison :

$$\mathbf{G + D240}$$

La valeur prise pour le dimensionnement de l'appareil d'appuis est **de t**

La réaction **Rmax= 10768,297t** répartir sur 4 appareils d'appuis sur chaque pile :

$$R = \frac{10768,297}{4} = 2692,07t$$

XI-1-2-4- Compression : Sous réaction verticale :

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\bar{\sigma}_m = \frac{R}{ab} \leq 15\text{MPa}$$

Donc on prend **a=b=600 mm** avec **t = 10 mm**

Les contraintes maximales de cisaillement qui se développent sur les bords de chaque Feuillet sont :

$$\tau_R = \frac{3t(a + b)R}{a^2 \times b^2}$$

Donc :

$$\tau_R = \frac{3 \times 10(600+600) \times 2692,07}{600^2 \times 600^2} \times 1000 = 0,748 \text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{2692,07}{600^2} \times 1000 = 7,478 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

XI-1-2-5- Distorsion : Déformation angulaire :

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se Présentent :

- La déformation **U1** de l'appareil est lente (effort horizontal H1 de dilatation, fluage)

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{ab} = \frac{G \times U_1}{T}$$

Avec :

G = 0,8 MPa module de déformation transversale d'élastomère.

U1=3,765 cm (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique)

On prend 12 élastomères, donc **T=120mm**.

$$\tau_{H1} = \frac{0,8 \times 37,65}{120} = 0,251 \text{MPa}$$

- L'appareil est soumis à un effort dynamique **H2** (freinage) provoque **U2**:

L'effort de freinage dû à un camion **Bc=30t** est donc **H2 = $\frac{36}{2} = 18t$**

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{ab}$$

$$\tau_{H2} \frac{2 \times G U_2}{ab} = \frac{18}{600^2} \times 1000 = \mathbf{0,05 \text{ MPa}}$$

- La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2}$$

$$\tau_H = 0,251 + \frac{0,05}{2} = \mathbf{0,276 \text{ MPa}}$$

XI-1-2-6- Rotation : compression partielle :

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T est donnée par la formule suivante :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T$$

Avec :

$$\alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de **0,02 rad.**

α : égale à **0,003 rad.**

Donc :

$$\tau_\alpha = \frac{0,8}{2} \left(\frac{600}{120} \right)^2 \times (0,02 + 0,003) = \mathbf{0,23 \text{ MPa.}}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

XI-1-2-7- La limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\mathbf{1^{\text{ère}} \text{ condition : } \tau = \tau_R + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G}$$

$$0,748 + 0,276 + 0,23 = 1,254 \leq 5 \times 0,8 = 4$$

Condition vérifiée.

2^{ème} condition: $\tau_{H1} \leq 0,5G$

$$0,251 \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4$$

Condition vérifiée.

3^{ème} condition: $\tau_H \leq 0,7G$

$$0,276 \leq 0,7 \times 0,8 = 0,56$$

Condition vérifiée.

4^{ème} condition: $\tau_\alpha \leq \tau_R$

$$0,23 \leq 0,748$$

Condition vérifiée.

XI-1-2-8- La condition de non cheminement et non glissement :

➤ ***La condition de non cheminement :***

$$\sigma_m \geq 2\text{MPa}$$

$$7,478\text{MPa} \geq 2\text{MPa} \text{ Condition vérifié}$$

➤ **La condition non glissement**

$$H \leq f \times R$$

Avec :

$$f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{0,6}{7,478} = 0,180$$

$$H = H1 + H2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) a \times b = 0,301 \times 600 \times 600 = \mathbf{108360 \text{ N}}$$

$$H = 108360 \text{ N} \leq f \times R = \mathbf{484572,6 \text{ N}}$$

Condition vérifiée.

XI-1-2-8- Condition de non flambement :

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

D'où :

$$60 \leq 120 \leq 120$$

Condition vérifiée.

XI-1-2-9- Condition de non soulèvement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'}{G^2}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t \times (a + b)} = \frac{600 \times 600}{2 \times 10 \times (600 + 600)} = 15$$

$$\alpha T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'}{G^2} = 0,075 \text{ rad} \geq 0,023 \text{ rad}$$

Condition vérifiée.

XI-1-2-10- Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{\alpha}{\beta} \times \frac{\sigma'}{\sigma_e}$$

Tel que :

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$\sigma_e = 245 \text{ MPa}$ pour l'acier inox.

Donc :

$$t_s \geq \frac{600}{15} \times \frac{7,478}{245} = 1,24 \text{ mm}$$

On prend $t_s = 2 \text{ mm}$

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de : $12 \times 10 + 12 \times 2 = 144 \text{ mm}$.

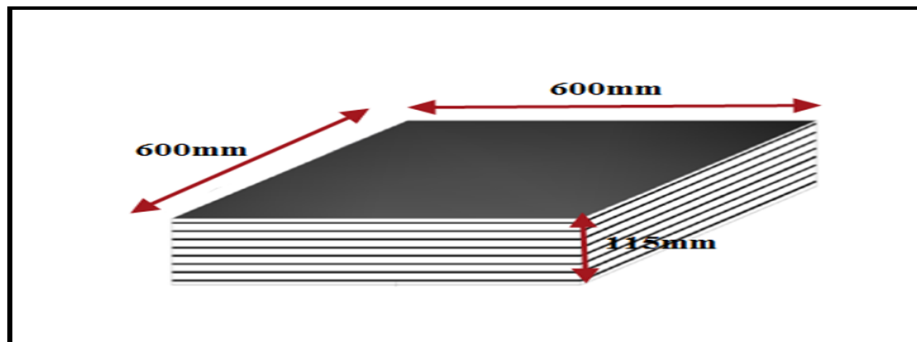


Figure XI-4 : Détail de l'appareil d'appui.

✚ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appuis choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

XI-2- Les dés d'appui :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

XI-2-1- Dimensions de dés d'appuis :

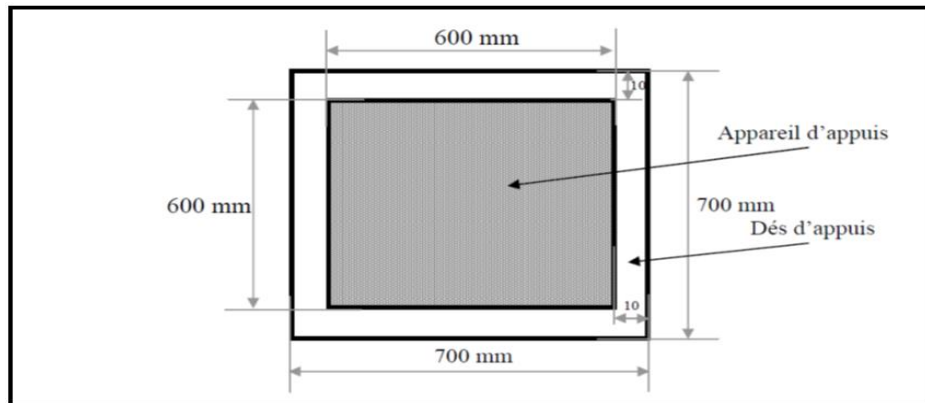


Figure XI-5 : Dimension de dés d'appuis

$$A=B_x+200=600+200 = 800 \text{ mm}$$

$$B= B_x+200=600+200 =800 \text{ mm}$$

$$E= 150\text{mm}$$

XI 3-2- Ferrailage des dés d'appuis :

Le dé d'appuis est soumis à une compression simple dont la valeur moyenne est égale à :

$$\sigma_m = \frac{N}{S}$$

Avec :

N : Effort normal N=2692,07t

S : Section de dé d'appui

$$\sigma_m = \frac{2692,07}{800 \times 800} \times 1000 = 4,206 \text{MPa}$$

XI 3-2-1- Armatures de chaînage :

$$A_s = \frac{0,25 N}{\sigma}$$

$$A_S = \frac{0,25 \times 2692,07}{266,67} \times 1000 = 25,237 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{8 \text{ HA } \Phi 20}$$

Armatures de profondeur

$$A_S = \frac{0,125 N}{\sigma}$$

$$A_S = \frac{0,125 \times 2692,07}{266,67} \times 1000 = 12,618 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{4 \text{ HA } \Phi 20}$$

XI 3-2-2- Ferrailage inférieur ou d'éclatement (frette inférieur) :

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z.

Tel que :

$$\frac{b_0}{3} \leq Z \leq b_0 \quad \text{Et } A_S = \frac{0,1 N}{\sigma}$$

$$A_S = \frac{0,1 \times 2692,07}{266,67} \times 1000 = 10,095 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{5 \text{ HA } \Phi 16}$$

XI 3-2-2- Ferrailage de surface (frette supérieure) :

Ces armatures sont capables de reprendre ($R = 4\% N_{max}$)

$$A_S = \frac{0,04 N}{\sigma}$$

$$A_S = \frac{0,04 N}{\sigma} = \frac{0,04 \times 2692,07}{266,67} \times 1000 = 4,038 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{6 \text{ HA } \Phi 10}$$

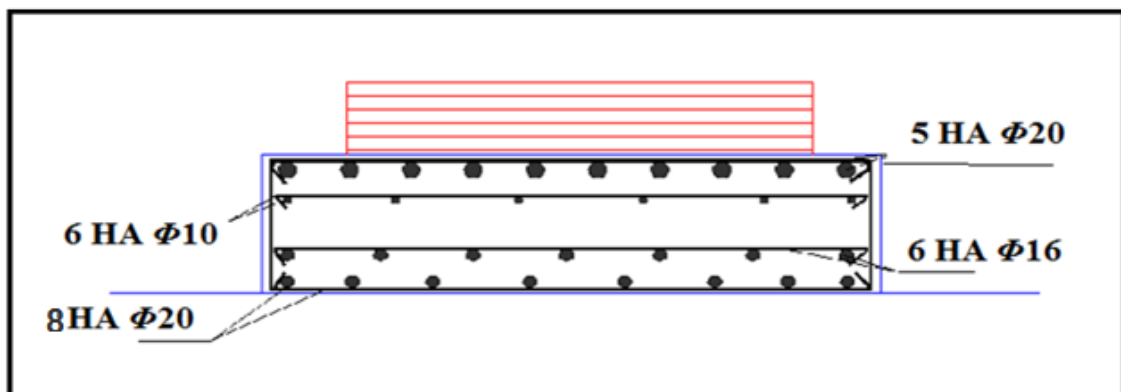


Figure XI-6 : Ferrailage du dé d'appui

XI-4- joint de chaussée :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation au droit d'une coupure du tablier lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre. C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement à la variation thermique, sismique, fluage et le retrait ainsi que des déformations d'exploitation.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

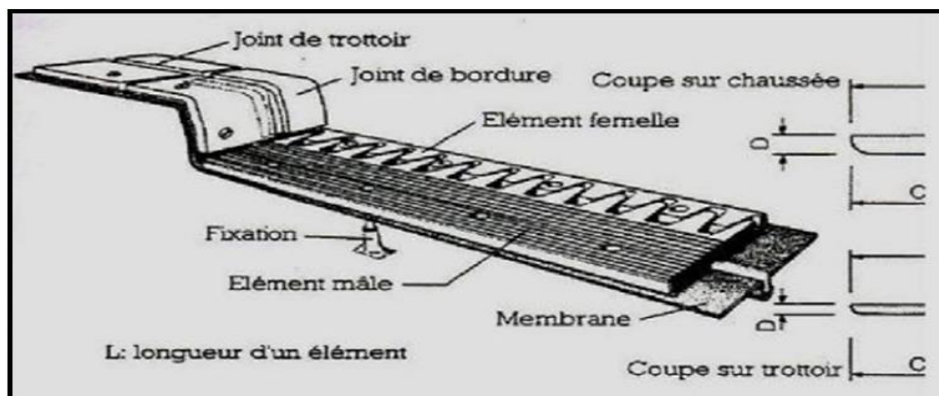


Figure XI-7 : Les différents éléments d'un joint de chaussée.

XI-4-1- Types de joints de chaussée :

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.



Figure XI-8 : Photo réelle d'un joint de chaussée

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 hiatus.
- ✓ Absence de bruits et vibrations.

❖ **Résistance :**

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant du 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 équipé et aussi à 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.

XI-4-2- Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : la température, le retrait et le fluage et le séisme.

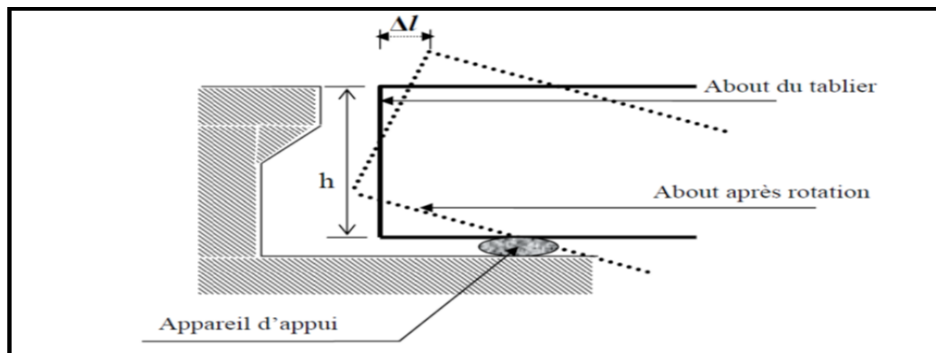


Figure XI-9 : Rotation d'extrémité sous chargement.

Selon le **RPOA** on dimensionne le joint de chassée avec la combinaison suivante :

$$W = WD + 0.4WT + WS/3$$

Avec :

W : Souffle total du joint

WD : Souffle des déformations différées (retrait+fluage)

WT : Souffle thermique.

WS : Souffle sismique

XI-4-2-1- Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans notre cas un raccourcissement relatif.

$$\frac{\Delta l}{l/2} = 3 \times 10^{-4}$$

l : étant la longueur du tablier.

Pour notre cas $\frac{l}{2} = 105\text{m}$ $\Delta l_{\text{thermique}} = 3,15\text{cm}$

XI-4-2-2- Retrait :

Pour zones où la température est considérable, (cas de Tizi-Ouzou).

$$\frac{\Delta l}{l/2} = 3,5 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas $\frac{l}{2} = 105\text{m}$ $\Delta l_{\text{retrait}} = 3,675\text{cm}$

XI-4-2-3- Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On prend en première approximation :

$$\frac{\Delta l}{l/2} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3

Pour notre cas $\frac{l}{2} = 105\text{m}$ $\Delta l_{\text{fluage}} = 3,15\text{cm}$

Donc le Δl sous les phénomènes précédents égale à : $\Delta l_{\text{total}} = 9,975 \text{ cm.}$

XI-4-2-3- Souffle sismique :

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$\mathbf{F} = \mathbf{K} \mathbf{x} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{x} = \frac{\mathbf{F}}{\mathbf{K}}$$

Avec :

F : la force sismique,

K : la rigidité des appuis du tablier,

x : le déplacement

A. Calcul de la force sismique « F »:

Selon le **RPOA** la force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F = Saeh \times M$$

Saeh : le spectre de réponse horizontal,

M : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

On doit passer par le calcul de la période **T** : $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

K = Σ Ki est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme

- la masse du tablier « **M** » est déjà calculée dans le (**Chapitre V**) qui est égale :

$$M_T = 10858,99t$$

La masse des deux piles :

$$M_p = 0,5 (m_{p1} + m_{p2}) = 0,5 (844,9 + 833) = 838,95 t$$

$$M = M_t + M_p \longrightarrow M = 10858,99 + 838,95 \Rightarrow M = 11697,94 t$$

Calcul des rigidités « K » :

Pour les culées :

La culée est considérée comme un élément infiniment rigide, pour cela on devra calculer seulement la rigidité des appareils d'appuis :

$$K = G \times \frac{A}{T}$$

G : le module de cisaillement transversal, $G = 0.8 \text{ MPa} = 80 \text{ t/m}^2$.

A : la surface d'appareil d'appuis.

T : la hauteur de l'appareil.

$$K = 80 \times \frac{0,600 \times 0,600}{145 \times 10^{-3}} = \mathbf{198,62 \text{ t/m}}$$

Donc la rigidité de l'appui est :

$$K_a = 2 \times K = \mathbf{397,24 \text{ t/m.}}$$

On a deux culées $\Rightarrow K_c = \mathbf{794,48 \text{ t/m.}}$

Pour les piles :

Nous avons deux piles de hauteurs différentes :

HP1 = 24,14 m et HP2 = 23,8 m ses dernières sont encastrées au niveau du tablier et fondations.

D'où :

$$K = \frac{12EI}{h^3}$$

E : module de Young du béton à j jours, $E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = \mathbf{33\ 000 \text{ MPa}}$

I : inertie de la section considérée ;

On a la résistance de béton de l'infrastructure **fc28 = 27 MPa**

Donc :

$$K_P = K_{P1} + K_{P2} = 6750,45 + 7043,91 = 13794,36 \text{ t/m}$$

$$K_P = \mathbf{13794,36 \text{ t/m}}$$

La rigidité totale de la structure :

$$K_{\text{structure}} = \sum K_i = K_c + K_P \longrightarrow K = \mathbf{21739,16 \text{ t/m}}$$

La période T :

Après le calcul on trouve :

$$\mathbf{T = 0,51 \text{ s}}$$

On tire du **RPOA** le **T1** et **T2** et le coefficient **S** en fonction de la zone sismique et le site.

$$\mathbf{T1 = 0,15 \text{ s}}$$

$$\mathbf{T2 = 0,4 \text{ s}}$$

$$\mathbf{S = 1,1}$$

Spectre de réponse (**RPOA**) : $\mathbf{T2 \leq T \leq 3s}$:

$$\mathbf{Sadh (T) (m/s^2) = 2,5 \times \alpha A g \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}}$$

$$\mathbf{Sadh = 5,11 \text{ m/s}^2}$$

Donc :

$$\mathbf{F = 5,11 \times 11697,94 \times 1000 \quad \longrightarrow \quad F = 59776473,4 \text{ N}}$$

$$\mathbf{\text{Alors : } x = \frac{59776473,4}{21739,16 \times 9,81 \times 1000} = 0,028 \text{ m} = 2,8 \text{ cm}}$$

Ce qui donne un souffle totale de :

$$\mathbf{W = (3,675 + 3,15) + (0,4 \times 3,15) + \frac{5,11}{3} = 9,788 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{W = 9,788 \text{ cm.}}$$

XI-4-3- Type de joint choisi :

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. À l'aide du catalogue des joints de chaussée **CIPEC**, on constate que pour un souffle de **8,76cm cm** il faut considérer la famille des joints appelée **Wd** (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.

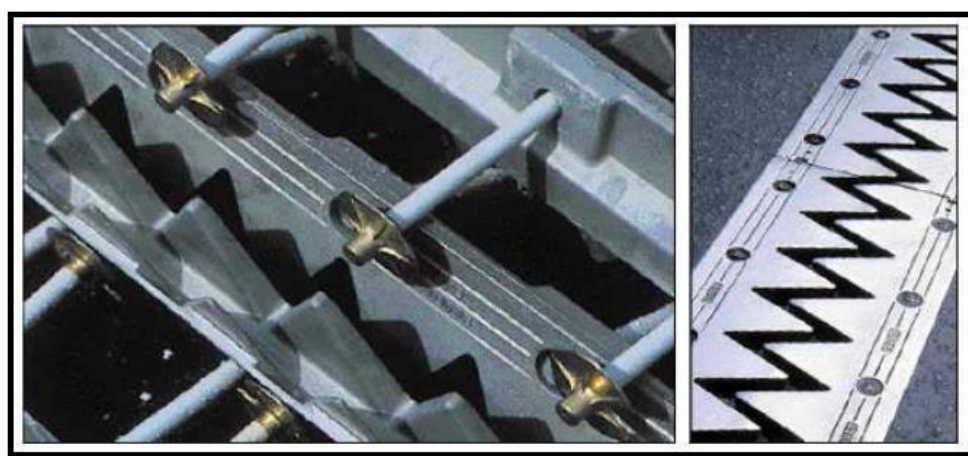


Figure XI-10 : Joint du type Wd (souffle moyen).

Type	Droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
W110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Tableau XI-1 : Différents modèles des joints Wd.

Type	A _{min}	A _{max}	B _{min}	B _{max}	C _{min}	C _{max}	D _{min}	D _{max}	H	E	L	F	P	N
													(KN)	
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
W110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

Tableau XI-2 : Caractéristiques physiques des joints Wd.

Dimensions en mm.

P(KN)= Efforts de mise en tension par fixation,

N= Nombre de fixations par élément

Suivant le souffle total, on choisit le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de **40 à 150 mm**.

Principe du modèle de joint :

Ce modèle de joint est de la famille des joints à peigne en console, en alliage d'aluminium. Un profilé en caoutchouc extrudé est inséré entre les éléments métalliques afin d'assurer l'étanchéité à l'eau et aux matériaux. Il est lié à la structure par des tiges d'ancrages à serrage contrôlé.

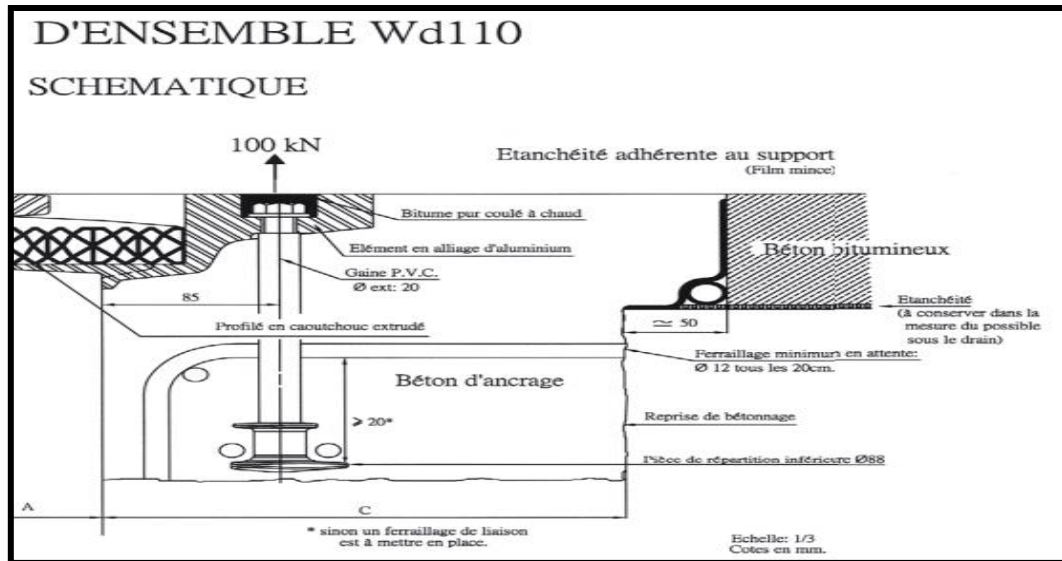


Figure XI-11 : Caractéristique du joint de chaussée Wd110

XI-5- Le revêtement du tablier :

Le revêtement des tabliers comprend essentiellement une couche d'étanchéité et une couche de roulement. C'est l'un des équipements le plus important rôle (protection de la structure, résistance et anti-dérapage).

Généralement, le revêtement est d'épaisseur de 8 à 11 cm, de masse volumique de 2,4 t/m³ avec une variation de $\pm 20\%$ dû au rechargement ultérieure ou aux irrégularités des extrados du tablier.

XI-5-1- Couche d'étanchéité :

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- ✓ Étanchéité à base **d'asphalte coulé**, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas).
- ✓ étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthanes).
- ✓ Étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte.

- ✓ Étanchéité par moyen haute cadence.

XI-5-2- Couche de roulement :

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 22KN/m^3 à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds.

La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

XI-6- Dispositifs retenue :

Ce sont les équipements destinés à retenir des piétons ou des véhicules en perdition. Il n'existe pas un dispositif de retenue entièrement polyvalent. Ainsi, on distingue les gardes corps, les glissières, les barrières et les séparateurs.

XI-6-1- Les glissières de sécurité :

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.



Figure XI-12 : photo d'une glissière de sécurité

X-6-1-.Le garde-corps :

Ils ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

XI-7- Corniches :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- ✓ En éloignant l'eau des parements verticaux
- ✓ En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur
- ✓ Et rattrapant les irrégularités de la structure.



Figure XI-13 : photo Corniches préfabriquées sur chantier.

XI-8- Évacuation des eaux :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « devers ». Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% (pour notre cas on a une pente transversale unique de 2,5% « cas de chaussée unidirectionnelle »).

Une fois l'eau est recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m.

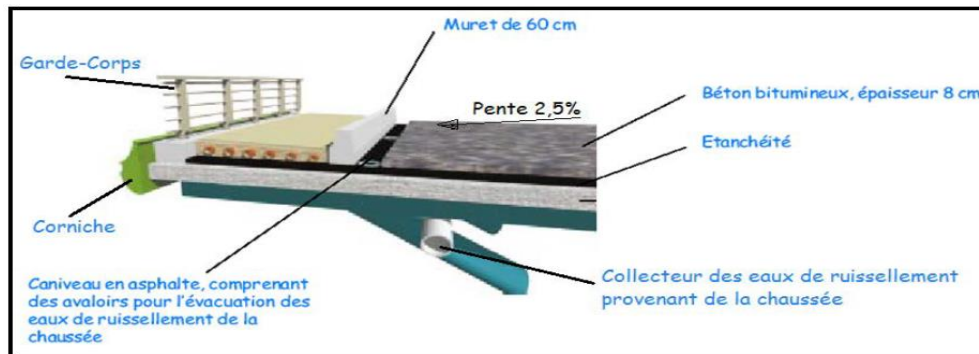


Figure XI-14 : Les équipements du pont.

CHAPITRE XII :

ÉTUDE DE LA PILE

Introduction :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

La conception des piles est conditionnée par les paramètres suivants :

- ✓ La hauteur de la brèche à franchir.
- ✓ Le type du tablier et l'importance des efforts transmis.
- ✓ Le mode de liaison.
- ✓ Les problèmes d'implantation au sol (biais).
- ✓ Les critères d'esthétique.

Choix du type de pile :

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau.

Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants.

Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage.

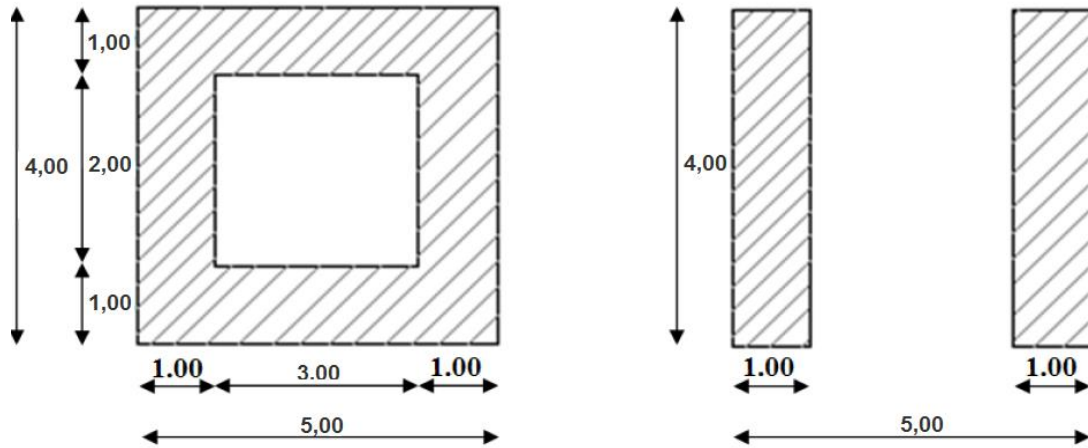


Figure XII-1 : Vu en plan de la pile.

XII-1- Pré-dimensionnement de la pile :

La pile est constituée par une semelle horizontale reliant les pieux.

Épaisseur du voile « E » :

$$E = \text{Max} \left[0,5 \text{ m} ; \frac{4H+L}{100} + 0,1 \text{ m} \right]$$

Avec :

H : est la hauteur de la pile.

L : la portée de travée centrale

On a : $H=24,14 \text{ m}$

$L = 90 \text{ m}$

$E = 1,97 \text{ m}$ \longrightarrow on prend $E= 2 \text{ m}$

XII-2- Étude et ferrailage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la **pile 1** de hauteur **H = 24,14 m** qui est la plus élancée.

XII-2-1- Évaluation des efforts agissant sur la pile :

Les efforts agissant sur la pile sont :

- ✓ **G** : La charge permanente de la pile.
- ✓ **V** : Poids propre du tablier (la réaction d'appuis verticale sur la pile la plus élançée).
- ✓ **W** : La charge du vent.
- ✓ **FF**: la force de freinage.
- ✓ **Ex** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.
- ✓ **Ey** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

✓ Combinaisons de charge :

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

État Limite de Service **E.L.S** : **GP + V + W + FF**

État Limite Ultime **E.L.U**: **1, 35(GP + V) + 1, 5(W+FF)**

État Limite Admissible **E.L.A**: **GP +V+EX**
 GP +V+EY

✓ Application numérique :

- *La charge permanente « G » :*

$$G = S \times H \times \gamma$$

Avec:

$$S = 14 \text{ m}^2$$

$$H = 24, 14 \text{ m}$$

$$G = 14 \times 24, 14 \times 2, 5 = \mathbf{844, 9 \text{ t.}}$$

- **La charge verticale « V » :**

La réaction verticale **V = 2692,07 t**

- La charge du vent « W » :(fascicule 61, titre II)

W = 0,2 t/m².

- **La force de freinage « FF » :**

FF = 36 t

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe x « Ex » :**

G = G tablier + G pile = 3726,697+ 844,9 = 4571,597 t

Selon le **RPOA** : **Ex = 20% G**

Ex = 0,2 × 4571,597= 914,319t

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe y « Ey » :**

Selon le **RPOA** : **Ey = 14% G**

Ey = 0,14 × 4571,597= 640,023 t

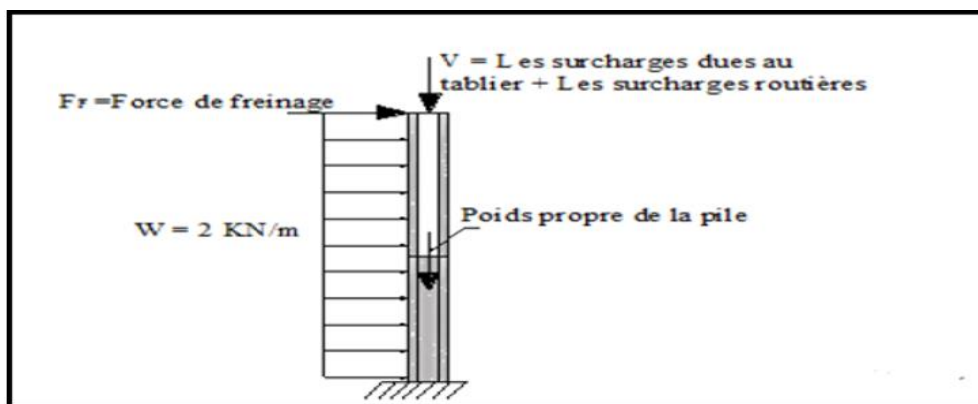


Figure XII-3 : Efforts agissant sur pile

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales :

Combinaison	ELS	ELU	ELA
R(t)	4571,597	6171,7	4571,597
N(t)	4571,597	6171,7	4571,597
T(t)	120,77	163,03	914,319
M (t.m)	1757,93	2636,90	54859,16

Tableau XII-1 : Les sollicitations maximales sur la pile.

XII-2-2- Ferrailage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

✓ Données du problème :

- Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$.
- Résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,22 \text{ MPa}$.
- Limite élastiques des aciers : $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Enrobage des armatures $c = c' = 5 \text{ cm}$.
- Coefficient de fissuration $\mu = 1,6$.
- ELS d'ouverture des fissures:
 Fissuration préjudiciable $\longrightarrow \bar{\sigma}_{st} = 266,67 \text{ MPa}$.
- Prise en compte des dispositions sismiques du RPOA.

XII-2-2-1- Armatures longitudinales :

Utilisant les abaques de Walther, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé :

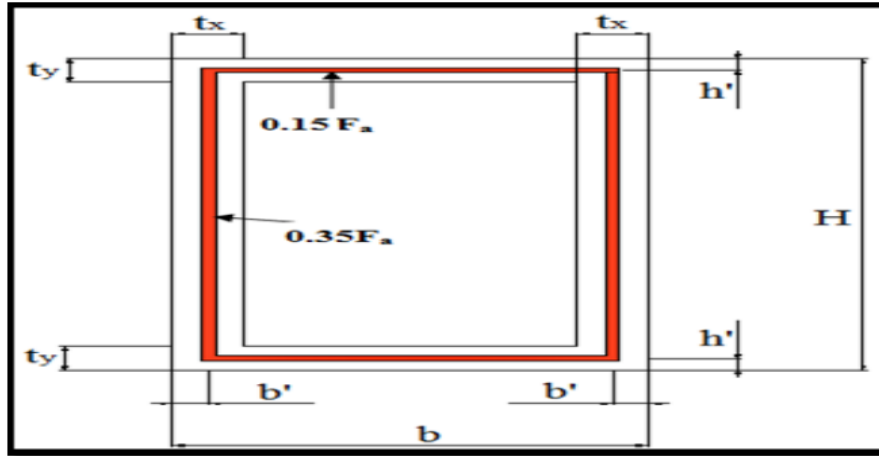


Figure XII-4 : Répartition des armatures de la pile

$b = 500$ (cm)
 $H = 400$ (cm)
 $N_u = 6171,7t$
 $M_x = 2636,90t.m$

A. Condition d'orientation de la section :

On a :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$$

$$\frac{0,6}{4} = 0,15 \leq \frac{1}{5} = 0,2 \text{ Condition d'orientation est vérifiée}$$

Donnée d'entrée à l'abaque :

$$n = \frac{N_u}{b \times H \times \delta} = \frac{6171,7}{5 \times 4 \times 2700} = 0,114.$$

$$m_x = \frac{M_x}{b \times H^2 \times \delta} = \frac{2636,90}{5 \times 4^2 \times 2700} = 0,012.$$

Alors, on tire de l'abaque :

$$\omega = 0,125$$

Donc :

$$\omega = \frac{Fa \times fe}{b \times H \times \delta} \longrightarrow Fa = \omega \times \frac{b \times H \times \sigma}{fe}$$

$$Fa = 0,125 \times \frac{4 \times 5 \times 27}{400} \times 10^4 = 1687,5 \text{ cm}^2$$

Avec :

n : Effort intérieur relatif sans dimension.

b : Longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 5 m

H : Longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 4 m

W = βW_{28} = 27MPa : résistance du béton sur cube à 28 jours.

σ : Degré mécanique d'armature totale

Fa : La section des armatures.

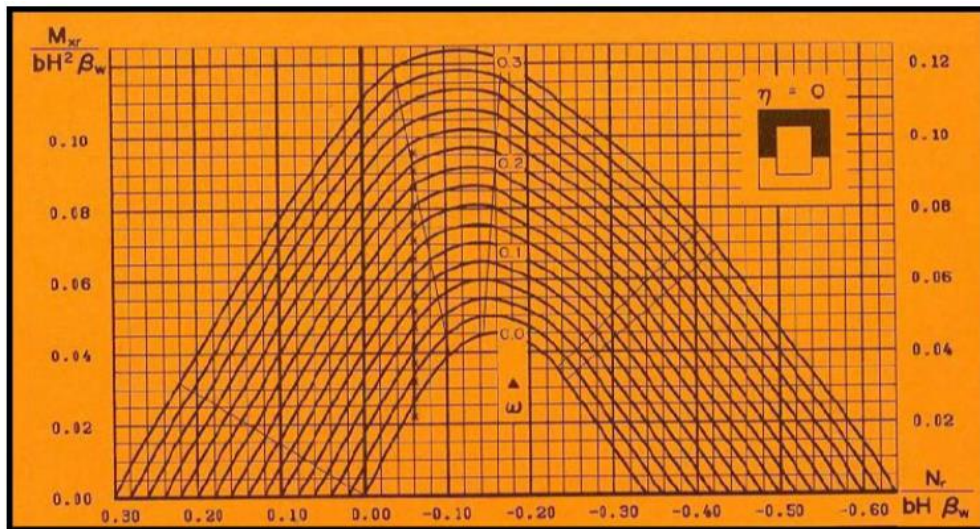


Figure XII-5 : Abaque de Walther pour la flexion composée

Donc:

$$AS1 = 0.35 Fa = 590,625 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 74 \text{ HA } \Phi 32$$

Le ferrailage se fait par voile avec deux nappes d'acier pour chacun
A₁ = 37 HA Φ 32 avec un espacement de **13cm**

$$AS2 = 0.15 Fa = 253,31 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 52 \text{ HA } \Phi 25$$

Le ferrailage se fait par voile avec deux nappes d'acier pour chacun

A=26 HA Φ25 avec un espacement de **15cm**

A. Condition de non fragilité: selon le règlement **BAEL91** on a :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec :

$f_{tj} = 2,22 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 500 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 4 = 3.6 \text{ m}$

$A_{smin} = 229,77 \text{ cm}$.
vérifiée



La condition de non fragilité est

XII-2-2-2- Armatures transversales :

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée avec le **RPOA** par :

A. Espacement des armatures d'effort tranchant :

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$St = \min [24\Phi_t ; 8\Phi_l ; 0,25 d]$$

Avec :

d : hauteur utile,

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$$St = \min [(24 \times 2) ; (8 \times 0,32) ; (0,25 \times 0,9 \times 4)] = \min [48 ; 25 ; 90] = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

B. Section minimale des armatures transversale :

La section **A_t** d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section **AL**, doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_l f_{el}}{16 f_{et}} \times \frac{St(\text{mm})}{100}$$

Avec :

St : représente l'espacement des armatures transversales en mm,

Al : est la section totale des armatures longitudinales,
fel et fet : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$At \geq \frac{1687,5}{16} \times \frac{320}{100} = 337,5\text{cm}^2$$

At=337,5cm² soit: 108HA Φ 20.

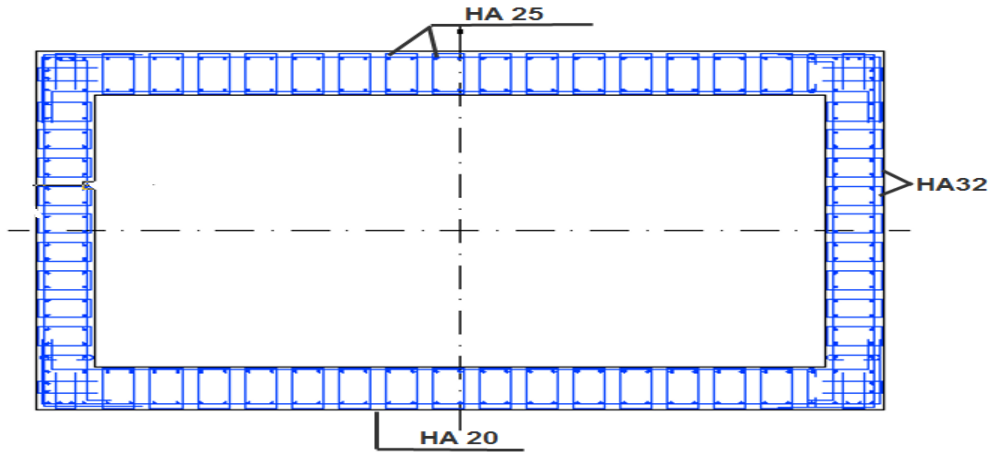


Figure XII-6 : Ferrailage la section de la pile

A. Vérification de la stabilité au flambement de la pile :

La longueur de flambement est donnée par :

$$Lf = 2 \times H \times \sqrt{1 - \frac{2 \times G}{\pi \times N}}$$

Les caractéristiques géométrique de la pile sont :

I=11,99m⁴

S=14m²,

H=24,14m

Le poids de la pile : **Gp= 8449 KN.**

Les efforts transmis par le tablier :**Nu =26920,7 KN.**

$$Lf = 2 \times 24,14 \sqrt{1 - \frac{2 \times 8449}{3,14 \times 26920,7}} = 43,185\text{m}$$

$$i = \left(\frac{I}{S}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{11,99}{14}\right)^{\frac{1}{2}} = 0,926 \text{ m}$$

$$\text{L'élancement : } \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{43,185}{0,926} = \mathbf{46,64m}$$

$\lambda < 50$ \longrightarrow pas de risque de flambement

XII-3- Les Fondations :

La fondation est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre à la semelle reposant directement sur le sol, ou par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux ; réunis en tête par la semelle de liaison lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

XII-3-1- Choix du type de fondation :

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond: pieux d'environ **12 m** de profondeur, et de diamètre $\Phi = \mathbf{1,20 \text{ m}}$.

Donc nous avons optés pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

XII-3-2- La semelle :

La semelle est destinée à transmettre au sol, par l'intermédiaire des pieux les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharge

On admit que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite (*SETRA1977*) :

XII-3-2-1- La largeur :

$$B = (N - 1) \times L + 2 \Phi$$

$$B = 9,6 \text{ m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (03).

L : la distance entre deux files ($L = 3\Phi$).

Φ : diamètre des pieux (1,20m).

XII-3-2-2- La longueur :

$$L_s = (N - 1) \times L + 2 \Phi$$

$$L_s = 12,8 \text{ m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (4).

XII-3-2-3- La hauteur :

$$h_t = \frac{L}{2,5}$$

$$H_t = 1,44 \text{ m}$$



on prend $h_t = 2,00 \text{ m}$

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

XII-3-3- Nombre de files de pieux :

Le nombre de files de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte quatre files de quatre pieux au niveau des piles, deux files de quatre pieux au niveau des culées.

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{N}{q}$$

Avec :

q : portance d'un pieu égale à **550 t**. (En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 550 t).

N = V + Poids de la pile + Poids de la semelle

N = 2692,07 + 844,9 + 614,4 = **4151,37 t = 41513,7 KN**.

Donc : **n= 8 pieux**

D'après ce calcul ; nous pouvons prendre un nombre de pieux qui est égal à 8. Mais après un calcul itératif des efforts revenants à chaque pieu et les dispositions des pieux par rapport à la semelle, on constate qu'il faut avoir un nombre de pieux égal à 12.

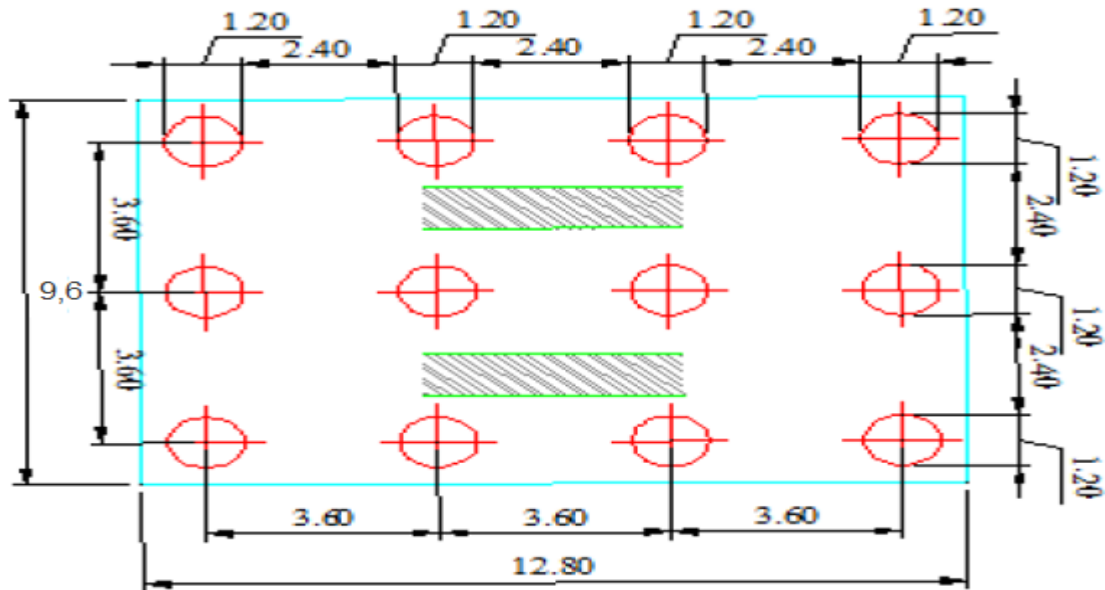
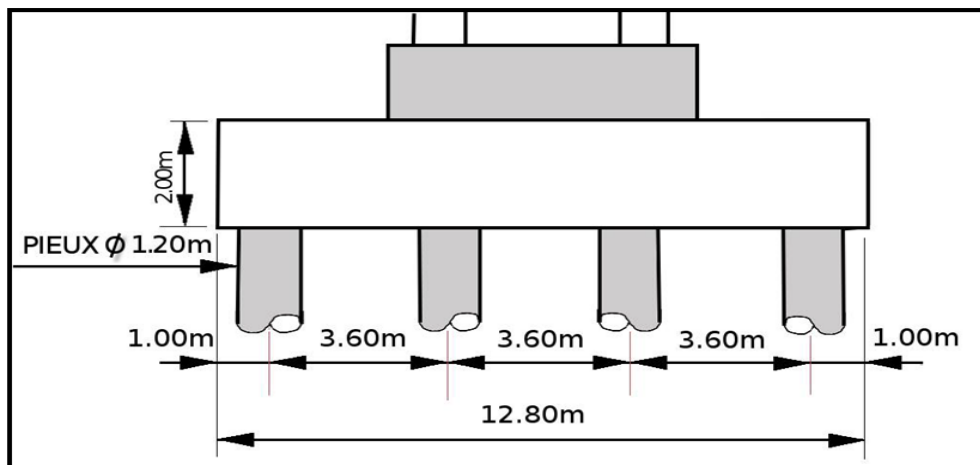


Figure XII-7 : Disposition des pieux au niveau des piles (vue en plan).



XII-3-4- Étude et ferrailage de la semelle :

XII-3-4-1- Caractéristiques de la semelle :

Longueur $L = 12,8\text{m}$.

Largeur $B = 9,6\text{ m}$.

Épaisseur $E = 2,00\text{ m}$.

Poids propre de la semelle : $12,8 \times 9,6 \times 2 \times 2,5 = 614,4\text{ t}$.

XII-3-4-2- Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- ✓ Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- ✓ Semelle infiniment rigide,
- ✓ Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (**XOY**), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx \times y}{\Sigma y^2} \pm \frac{My \times x}{\Sigma x^2}$$

❖ **Conditions normales :**

N_{max} = 6171,7t.

M_{max} = 2636,90 t.m.

$$R_i = \frac{6171,7}{12} + \frac{2636,90 \times 1,8}{((1,8^2) \times 6 + (5,4^2) \times 6)} = 538,7t$$

$$R_i = \frac{6171,7}{12} - \frac{2636,90 \times 1,8}{((1,8^2) \times 6 + (5,4^2) \times 6)} = 489,9t$$

❖ **Conditions sismiques :**

N_{max} = 4571,597t.

M_{max} = 5485,16 t.m.

$$R_i = \frac{4571,597}{12} + \frac{5485,916 \times 1,8}{((1,8^2) \times 6 + (5,4^2) \times 6)} = 431,8 t$$

$$R_i = \frac{4571,597}{12} - \frac{5485,916 \times 5,4}{((1,8^2) \times 6 + (5,4^2) \times 6)} = 330,2t$$

✚ Conclusion :

On constate que : $R_{max} = 431,8 < 550 \text{ t}$ Condition de poinçonnement vérifiée

$R_{min} = 330,2 > 0$ Condition de non soulèvement vérifiée

XII-3-4-3- Ferrailage de la semelle (méthode des consoles) :**A. Armatures transversales inférieures :**

D'après document "SETRA" la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\sigma_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{d}$$

Avec :

$L = 10,8 \text{ m.}$

$b = 5 \text{ m.}$

$h = 2 \text{ m.}$

$d = 1,95 \text{ m.}$

$N_{max} = 6171,7 \text{ t.}$

σ_s : La contrainte limite à la traction.

On a le moment est donné par la formule suivante : $M_x = R_{max} \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$.

$M_{max} = 4,15 R_{max}$.

1) *Condition normale :*

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} \sigma_e = \frac{2}{3} 40000 = 26667 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{4,15}{d} = \frac{538,7}{26667} \times \frac{4,15}{1,95} = 0,042 \text{ m}^2$$

$$A1 = 420 \text{ cm}^2.$$

2) *Condition sismique :*

$$\bar{\sigma}_s = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{4,15}{d} = \frac{431,8}{40000} \times \frac{4,15}{1,95} = 0,022 \text{ m}^2$$

$$A2 = 220 \text{ cm}^2.$$

✚ Conclusion :

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est : **A1 = 420 cm²**.

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une section (b₀×h) avec :

$$b_0 = \Phi + h_{\text{semelle}} = 1,2 + 2 = 3,2 \text{ m}$$

$$\frac{A_s}{b_0} = 131,25 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 17 \text{ HA } \Phi 32 \text{ (} A_{si} = 136,7 \text{ cm}^2 \text{)}$$

❖ **Condition de non fragilité:** selon le règlement **BAEL91** on a :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{F_e}$$

$A_{min} = 79,65 \text{ cm}^2 \leq A_{si} = 136,7 \text{ cm}^2$
vérifiée

Condition de non fragilité est

3) *L'espacement :*

$$St = \frac{\Phi + H - c}{n - 1} = \frac{1200 + 2000 - 50}{16} = 197 \text{ mm}$$

Avec :

n : Nombre de barre.

c : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

St = 19,7 cm.

4) *Armatures de répartition:*

Entre les différentes bandes de 3,2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_r = \frac{A_s}{3}$$

$$A_r = \frac{136,7}{3} = 45,56 \text{ cm}^2$$

$A_r = 45,56 \text{ cm}^2$ Soit: 15HA $\Phi 20$ / ml ($A_1=47,12 \text{ cm}^2$), $St=19,7 \text{ cm}$

B. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$A_r = \frac{A_s}{3}$$

$$A_r = \frac{136,7}{3} = 45,56 \text{ cm}^2$$

Soit: 15HA $\Phi 20$ / ml ($A_1=47.12 \text{ cm}^2$),

St=19,7cm

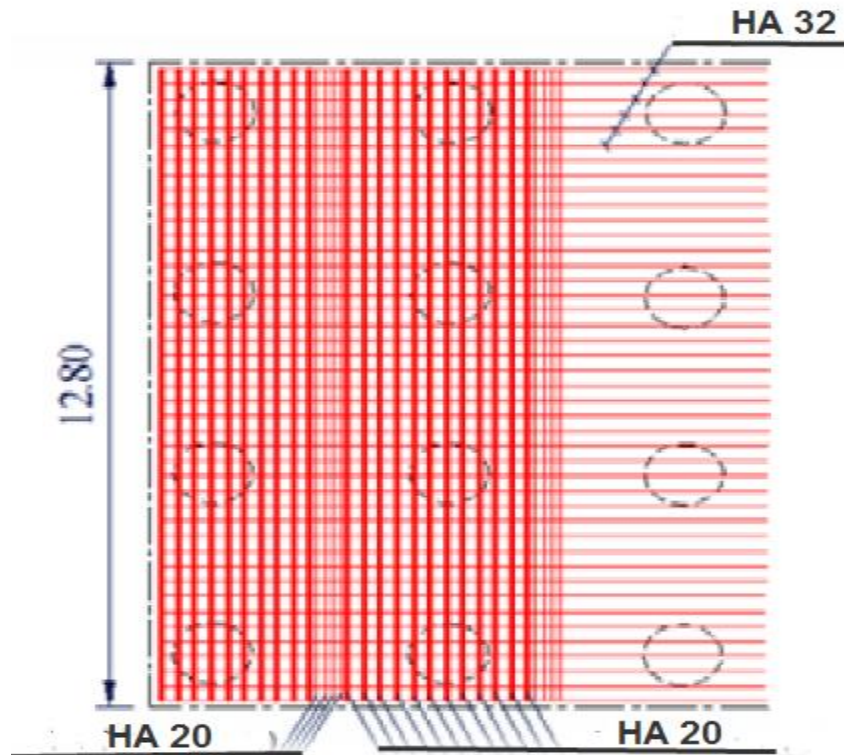


Figure XII-9 : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)

B. Armatures de construction :

1) *Armatures transversales supérieures :*

$$A_{ts} = \frac{A_s}{10}$$

$$A_{ts} = \frac{136,7}{10} = 13,67 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 7\text{HA } \Phi 16/\text{ml} \text{ (} A_{ts} = 14,07 \text{ cm}^2 \text{), } St = 16 \text{ cm.}$$

2) *Armatures longitudinales supérieures :*

$$A_{ls} = \frac{A_s}{3}$$

$$A_{ls} = \frac{136,7}{3} = 45,56 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 15\text{HA } \Phi 20/\text{ml} \text{ (} A_{ls} = 47,12 \text{ cm}^2 \text{), } St = 15 \text{ cm.}$$

2) *Armatures latérale :*

$$A_{la} = \frac{A_s}{10}$$

$$Ala = \frac{136,7}{10} = 13,67\text{cm}^2$$

Soit : 7HA Φ 16/ml (A_{ts}= 14,07cm²), St = 16cm

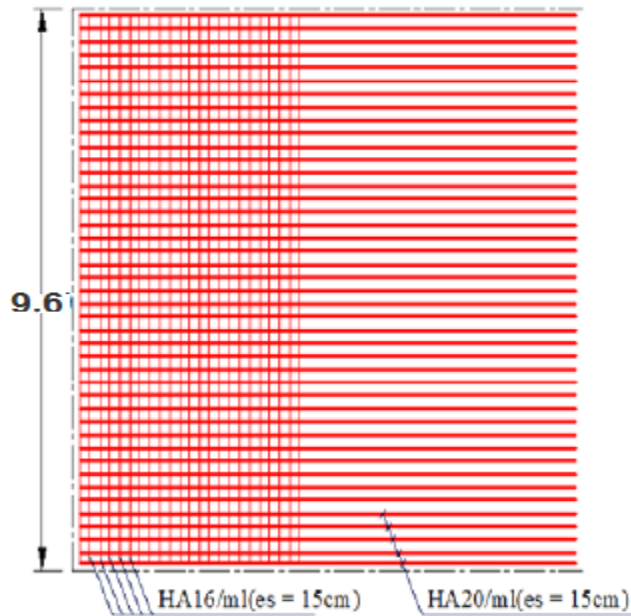


Figure XII-10 : Ferrailage de la semelle (nappe supérieure)

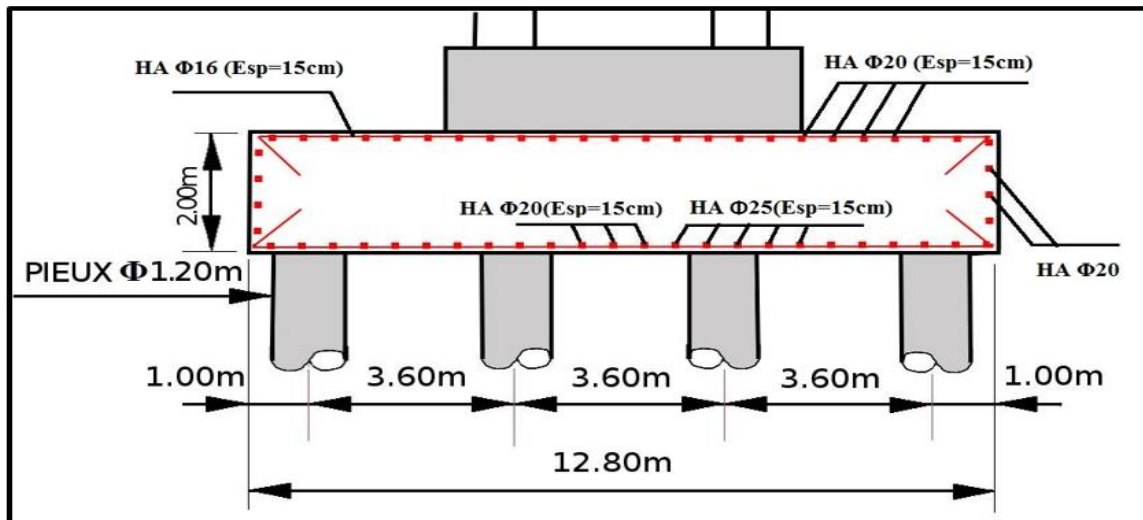
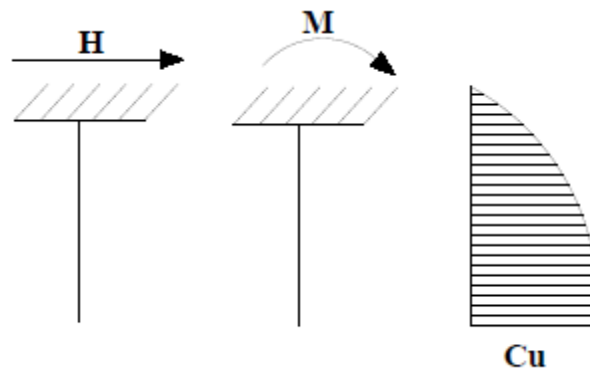


Figure XII-11 : Ferrailage de la semelle (coupe longitudinale)

XII-3-4- Étude et ferrailage des pieux :

Quand le sol en surface ne présente pas une bonne portance, ce qui implique descendre à une grande profondeur jusqu'au sol support (substratum). Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassements différentiels et centrer sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. Dans les calculs des pieux, on ne tiendra pas du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

**XII-3-4-1- Calcul des moments par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

\bar{P} Effort horizontal en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement égale à

$\chi_{\theta M}$ et $\chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de **WARNER** en fonction de λL .

A. Calcul de « λ » :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu b}{4EI}}$$

Avec :

λ : Coefficient d'amortissement du module de **WARNER**.

$b = \Phi$ pieu = 120 cm.

$Cu = 3,5$ Kg/cm³.

E : module d'élasticité du béton. $E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\ 000$ MPa

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$I = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

Donc :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1,2}{4 \times 33\ 000 \times 0.1017}} = 0,237 \text{ m}^{-1} \quad \longrightarrow \quad \lambda L = 0.237 \times 12 = 2,844$$

m.

B. Effort horizontal maximum en tête du pieu « \bar{P} »:++

$$\bar{P} = \frac{H}{12}$$

❖ *Condition normale :*

$H = 163,03$ t

$$\bar{P} = \frac{163,03}{12} = 13,58 \text{ t/pieu.}$$

❖ *Condition sismique :*

$$H = 914,319 \text{ t}$$

$$\bar{P} = \frac{914,319}{12} = 76,19 \text{ t/pieu}$$

C. *Détermination des coefficients « $\chi_{\theta M}$ » et « $\chi_{\theta P}$ »:*

$$\lambda L = 2 \quad \longrightarrow \quad \chi_{\theta P} = 1,35 \text{ et } \chi_{\theta M} = 1,69$$

$$\lambda L = 3 \quad \longrightarrow \quad \chi_{\theta P} = 1,16 \text{ et } \chi_{\theta M} = 1,48$$

Donc :

$$\lambda L = 2,895 \quad \longrightarrow \quad \chi_{\theta P} = 1,19 \text{ et } \chi_{\theta M} = 1,513$$

D. *Calcul de \bar{M} :*

❖ *Condition normale :*

$$\bar{P} = 13,58 \text{ t/pieu} \quad \longrightarrow \quad \bar{M} = -45,76 \text{ t.m}$$

❖ *Condition sismique :*

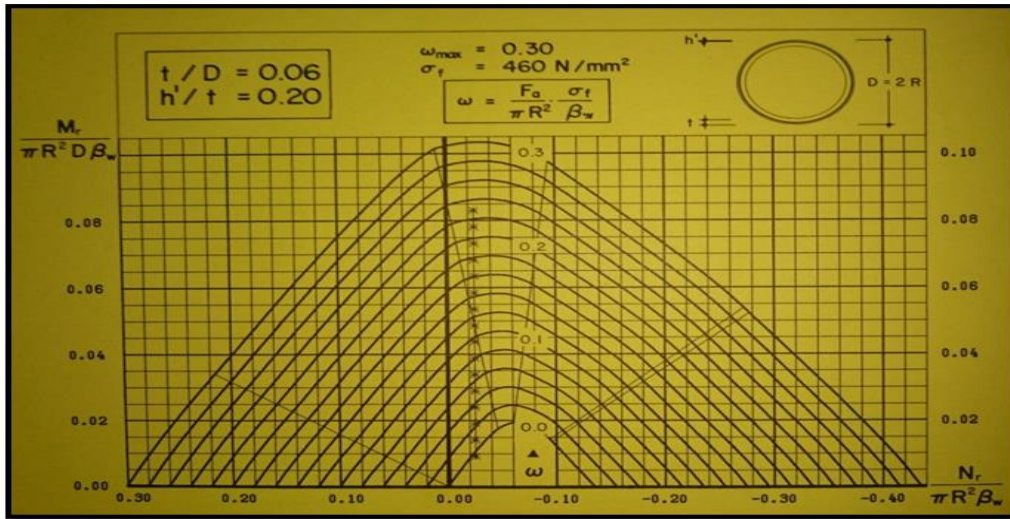
$$E. \quad \bar{P} = 76,19 \text{ t/pieu} \quad \longrightarrow \quad \bar{M} = -251,97 \text{ t.m}$$

🚦 Donc le moment maximale dans le pieu est $\bar{M} = -251,97 \text{ t.m}$

XII-3-4-2- Ferrailage des pieux :

A. *Ferrailage longitudinal :*

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des **abaques de Walther** :



XII-12 : abaques de Walther

a) *Données d'entrée de l'abaque*

$N_{min} = 330,2 \text{ t.}$

$M_{max} = - 251,97\text{t.m.}$

❖ **Définition des armatures :**

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0,04$$

Avec :

D : Diamètre du pieu

h : L'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{- 251,97}{3,14 \times 0,6^2 \times 1,2 \times 2700} = \mathbf{0,068} \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{330,2}{3,14 \times 0,6^2 \times 2700} = \mathbf{0,11} \end{array} \right.$$

Avec:

βw : Résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ($\beta w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$).

R : Rayon du pieu.

D : Diamètre du pieu

Alors, on tire de l'abaque : **$\omega = 0,04$**

ω : Degré mécanique des armatures totales.

$$\omega = \frac{F_a \times f_e}{\pi R^2 \beta w} \quad \Rightarrow \quad F_a = \omega \times \frac{\pi R^2 \beta w}{f_e}$$

F_a : la section des armatures.

$f_e = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

$$F_a = 0,04 \times \frac{3,14 \times 0,6^2 \times 27}{400} = 30,52 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égal à **1%** de la surface du pieu.

D'après le CPC (**fascicule 68 art. 36**).

Alors :

$$A_{\min} = 0,01 \times 120^2 \times \frac{\pi}{4} = 113,04 \text{ cm}^2$$

On prendra **24HA Φ 25** avec un espacement de **15 cm**.

A. Armatures transversales :

Pour s'opposer au flambement éventuel des armatures longitudinales par éclatement du béton on dispose d'armatures transversales sous forme de cadre ou d'épingle de tel sorte que toutes les barres longitudinales soient tendues au moins dans deux directions perpendiculaires.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3}$$

Donc on prendra du **HA Φ 16**

Φ_t : Diamètre des armatures transversales ;

Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales ;

un enrobage de 10cm en zone critique et de 20cm en zone courante.

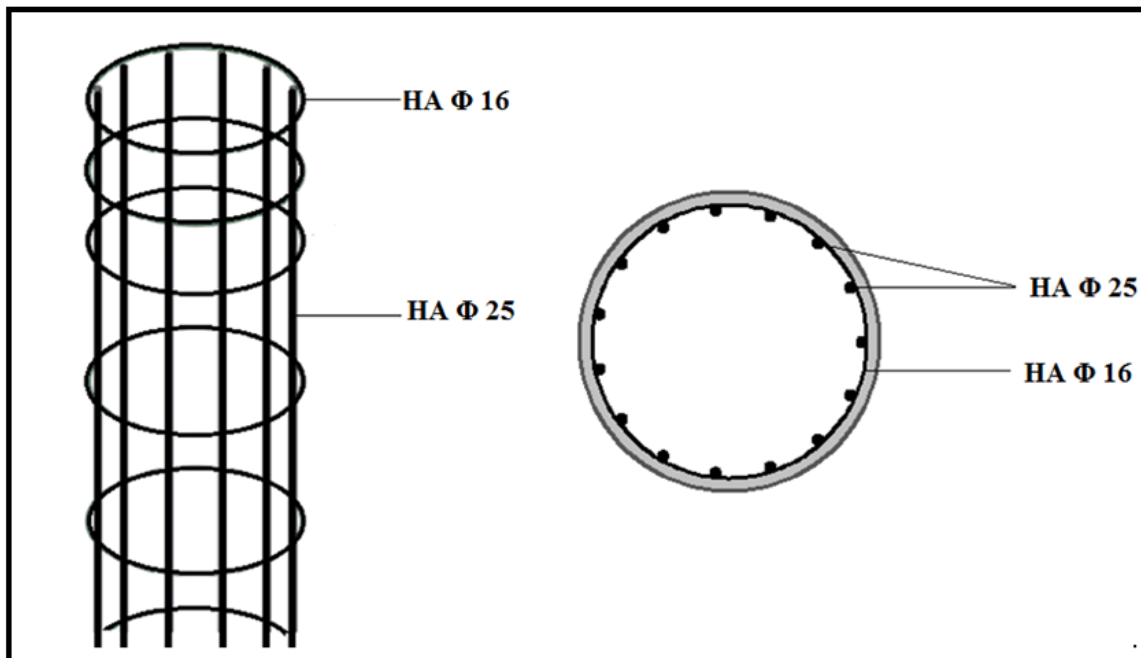


Figure XII-13 : Ferrailage du pieu de la pile

CHAPITRE XIII :

ETUDE DE LA CULÉE

Introduction:

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage, son rôle consiste à assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; donc elle assure les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que celles des piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de : la nature et le mode de construction du tablier, les contraintes naturelles du site, les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

XIII -1- Choix de la morphologie :

Il existe deux types de culées :

- ✓ Culée à mur de front (Remblai).
- ✓ Culée enterrée.

Nous avons opté pour une culée fondée sur pieux. La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- ✓ Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- ✓ Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- ✓ Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- ✓ Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- ✓ Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors du déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

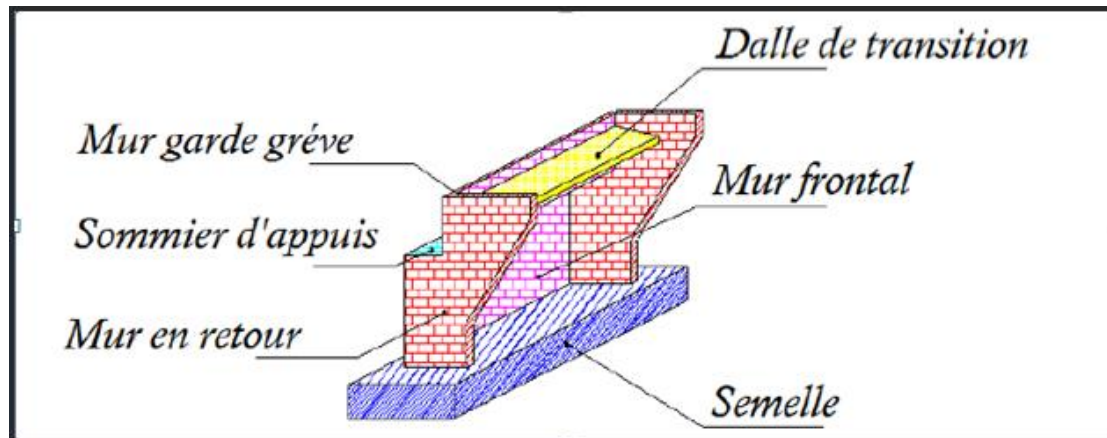


Figure- XIII -1 : Les éléments constitutifs d'une culée.

XIII -2- Implantation de la culée :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante:

$$H \text{ culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation.}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	culée 1(gauche)	culée 2(droite)
Cote projet(m)	399,651	389.211
Cote de la fondation(m)	385.956	375.516
Hauteur de culées(m)	13,695	13,695
Hauteur de mur de front(m)	7,92	7,92

Tableau XII-1 : Implantation de la culée.

XIII -3- Pré-dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr Jean-Armand CALGARO intitulé : Projet et construction des ponts « Généralités ; Fondations ; Appuis ; Ouvrages courants ».

Le pré dimensionnement de la culée se fera uniquement pour la culée la plus haute (et puisque nos deux culées ont la même hauteur donc on prend l'une d'eux).

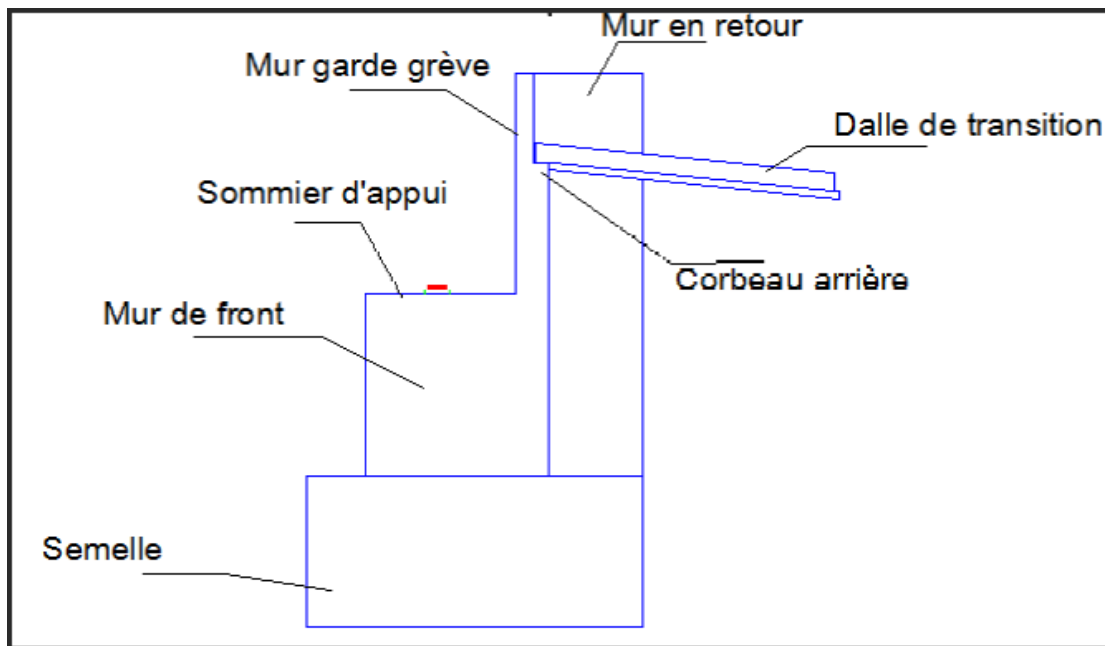


Fig XIII-2 Eléments d'une culée enterrée.

XIII -3-1- Mur de garde grève :

Il protège l'about du tablier des remblais de terre comme il assure la fixation du joint de chaussée, il est soumis à l'action des efforts horizontaux que nous allons déterminer.

➤ **La hauteur du mur garde grève« h » :**

$$h = h_{\text{voussoir sur culée}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui}}$$

$$h = 2,4 + 0,15 + 0,5 = 3,05 \text{ m.}$$

➤ **L'épaisseur du mur :**

$$e = \max(0,3\text{m} ; \frac{h}{8})$$

$$e = (0,3\text{m} ; 0,4\text{m}) = 0,4 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{On prend } e=0,4\text{m}$$

➤ **La longueur du mur garde grève :**

$$L = 13,80 \text{ m}$$

XIII 3-2- Le mur de front :

- **La hauteur de mur frontale :**

$$h = 7,92 \text{ m.}$$

- **L'épaisseur de mur :**

On prend l'épaisseur $e = 2 \text{ m}$

- **La longueur de mur frontale:**

$$L = \text{la largeur de tablier, donc} \longrightarrow L = 13,80 \text{ m}$$

XIII -3-3- Les murs en retour :

- **La hauteur des murs en retour :**

$$\text{La hauteur de mur est : celle de la culée} \longrightarrow h = 13,695 \text{ m}$$

- **L'épaisseur du mur en retour :**

$$e = 0,60 \text{ cm.}$$

- **La longueur des murs en retour :**

$$L = 1,53 \text{ m.}$$

XIII -3-4- Dalle de transition :

- **La longueur de la dalle :**

$$L = \text{Min [6 m, Max (3 m, 0.6H)]}$$

H : étant la hauteur du remblai $H = 10,79$ m.

Donc : $L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (3 \text{ m}, 6,474\text{m})]$

Soit : $L = 6$ m.

➤ L'épaisseur de la dalle de transition :

Généralement $e = 30\text{cm}$

La dalle de transition suit une pente de $P = 3\%$.

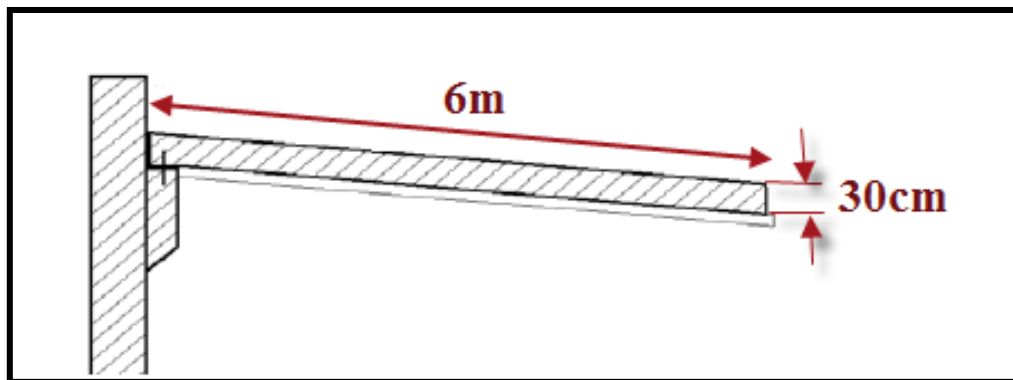


Figure XIII -3 :Dalle de transition

XIII -3-5- La semelle :

➤ L'épaisseur de la semelle :

$e = 2,20$ m.

➤ La longueur de la semelle:

$L=13,80$ m.

➤ La largeur de la semelle :

B =10,2 m. (trois pieux de 1.2 m de diamètre)

XIII -3-6- Sommier d'appui :

B =1,28 m.

- ❖ Les appareils d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier, on prend **d = 50 cm.**

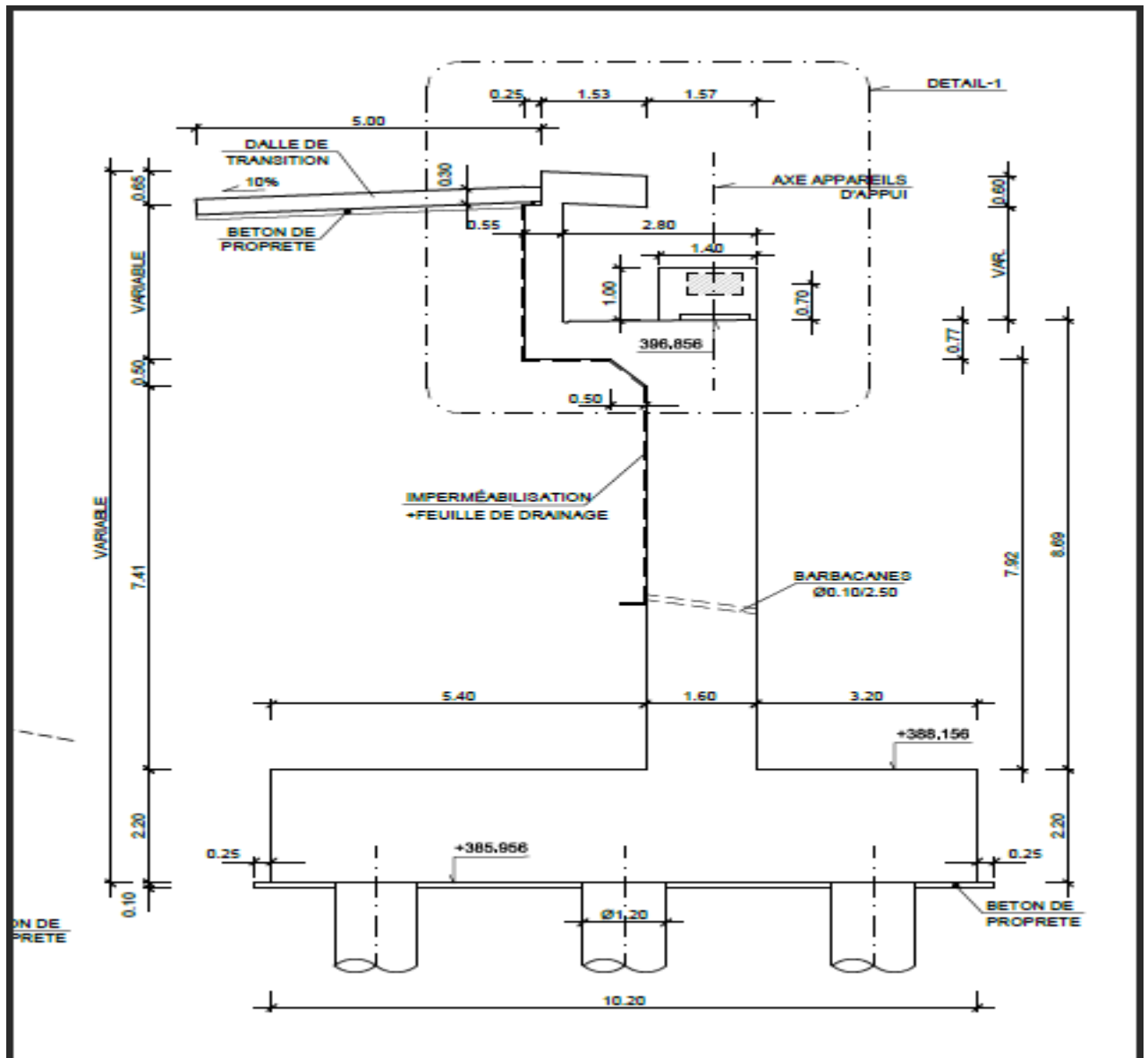


Figure- XIII -4 : Les dimensions de la culée.

XIII -4- Évaluation des efforts sollicitant la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

XIII -4-1- Calcul du coefficient de poussée :

➤ Dans les conditions normales :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = 0,333.$$

➤ Dans les conditions sismiques :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de **MONONOBE-OKABE** qui est citée dans le **RPOA** :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\delta + \alpha + \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\varphi - \alpha + \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}}\right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\varphi - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai – culée (sol – béton)

$\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement

$\beta = 0$: Angle de talus

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale :

$$\theta = \text{Arc tg} \left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V} \right)$$

K : coefficient caractérisant le séisme : $K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)}$

$\varepsilon_H = 0,1$: accélération du séisme dans le sens horizontal.
 $\varepsilon_V = 0,07$: accélération du séisme dans le sens verticale. **(RPOA)**

L'effort sismique horizontal : $H_s = \varepsilon_H \cdot G$.

L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \varepsilon_V) \cdot G$

En conditions sismiques on prend :

$\varepsilon_h = 0,5A = 0,5 \times 0,2$
 $\varepsilon_V = 0,3\varepsilon_h = 0,07$
 $\varepsilon_H = 0,1 \text{ et } \varepsilon_V = 0,07$ **(RPOA)**
 $\varepsilon_H = 0,1 \text{ et } \varepsilon_V = 0,07$
 $\varepsilon_H = 0,1 \text{ et } V = - 0,07$

Pour les conditions normales :

$$\varepsilon_H = \varepsilon_V = 0,00$$

$$K = 1$$

$$\theta = 0^\circ$$

$$K_{ah} = 0,3$$

Récapitulation des coefficients pour les 04 cas du séisme :

Action du séisme.	Notation	ε_H	ε_V	K	θ°	Kah
Condition normale	1 ^{er} cas	0,00	0,00	1,00	0,00	0,333
Vertical + Horizontal.	2 ^{ème} cas	0,10	0,07	1,075	5,340	0,420
Horizontal.	3 ^{ème} cas	0,10	0,00	1,005	5,710	0,395
Vertical + Horizontal.	4 ^{ème} cas	0,10	-0,07	0,935	6,140	0,375

Tableau XIII -2 : récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.

● **Poussée des surcharges de remblai :**

L'intensité $q = 1t/m^2$, qu'on majore par 20 % :

$$P = q \cdot S$$

Avec :

S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

	Calcul des P	Efforts horizontaux $\varepsilon_H P$	Efforts verticaux $(1 \pm \varepsilon_V) P$	Bras de levier «H»	Bras de levier «V»	Moment de renversement $F_H V$	Moment stabilisateur $F_V H$
Mur de garde grève	21,045	0	21,045	3,82	3,725	0	80,3919
	21,045	2,10	22,518	3,82	3,725	7,8225	86,01876
	21,045	2,10	21,045	3,82	3,725	7,8225	80,3919
	21,045	2,10	19,572	3,82	3,725	7,8225	74,76504
Mur frontal	273,24	0	273,24	6,4	6,12	0	1748,736
	273,24	27,32	292,36	6,4	6,12	167,1984	1871,104
	273,24	27,32	273,24	6,4	6,12	167,1984	1748,736
	273,24	27,32	254,11	6,4	6,12	167,1984	1626,304

Mur en retour		15,715	0	15,715	6,2	7,948	0
		15,715	1,57	16,815	6,2	7,948	12,47836
		15,715	1,57	15,715	6,2	7,948	12,47836
		15,715	1,57	14,61	6,2	7,948	12,47836
Semelle		387,09	0	387,09	5,1	1,1	0
		387,09	38,71	414,18	5,1	1,1	42,581
		387,09	38,71	387,09	5,1	1,1	42,581
		387,09	38,71	359,99	5,1	1,1	42,581
Dalle de transition		24,277	0	24,277	2,5	13,245	0
		24,277	2,43	25,97	2,5	13,245	32,18535
		24,277	2,43	24,277	2,5	13,245	32,18535
		24,277	2,43	22,57	2,5	13,245	32,18535
Poids des terres sur Dalle de transition.		26,219	0	26,219	2,5	2,4	0
		26,219	2,622	28,185	2,5	2,4	6,2928
		26,219	2,622	26,350	2,5	2,4	6,2928
		26,219	2,622	24,514	2,5	2,4	6,2928
Poids des terres sur la semelle		120,22	0	120,22	10,2	9,46	0
		120,22	12,022	129,23	10,2	9,46	113,72812
		120,22	12,022	120,82	10,2	9,46	113,72812
		120,22	12,022	112,41	10,2	9,46	113,72812
Poids des surcharges sur la semelle		1435,75	0	1435,75	2,5	7,947	0
		1435,75	143,57	1543,43	2,5	7,947	1140,9508
		1435,75	143,57	1442,92	2,5	7,947	1140,9508
		1435,75	143,57	1342,43	2,5	7,947	1140,9508
Poussé des terres $P = \frac{1}{2} \gamma H^2$ LK_{ah}	CN	582,16	58,21	/	/	8,73	508,2256
	SH	690,5	69,05		/	8,73	602,8065
	SH+ SV ↑	653,78	65,37		/	8,73	570,7499
	SH+ SV ↓	734,19	73,41		/	8,73	640,9478
Poussée des Surcharges $q \cdot L \cdot H \cdot K_{ah}$	CN	46,87	4,68	/	/	9,86	46,21382
	SH	55,60	5,56		/	9,86	5,48216
	SH+ SV ↑	52,64	5,26		/	9,86	51,90304
	SH+ SV ↓	59,11	5,91		/	9,86	58,2726
					/		

Tableau XIII -5: Calcul des moments et des efforts globaux

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L$$

Avec :

$\gamma = 1,8 \text{ t / m}^3$, poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A.

Ms : désigne le moment stabilisant

Mr : désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Avec : **CN** : Condition normale.

SV ↓ : Séisme vertical vers le bas.

SV ↑ : Séisme vertical vers le haut.

SH : Séisme horizontal

XIII -4-2- Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) :

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions de stabilité au renversement et la stabilité au glissement :

Cas	H (t)	V (t)	Mr (t.m)	Ms (t.m)	$\frac{M_s}{M_r}$	$\frac{V}{H} \tan \varphi$
1	62,89	2303,556	5544,395	15232,9842	2,74745651	21,1474
2	304,954	2472,688	8099,51833	16362,137	2,02013705	4,6813
3	300,974	2311,457	7749,76713	15216,396	1,96346493	4,4340
4	309,664	2150,206	8515,54063	14229,6312	1,67101912	4,0089

Tableau XIII -4 : Résultats du calcul de la poussée à vide.

➤ **Stabilité au renversement :**

$$\frac{MS}{MR} \geq 1,5 \quad \text{Condition normale}$$

$$\frac{MS}{MR} \geq 1 \quad \text{Condition sismique}$$

➤ **Stabilité au glissement :**

$$\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1,5 \quad \text{Condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1 \quad \text{Condition sismique}$$

 **Conclusion :**

D'après le tableau ci-dessus, nous remarquons que les 04 cas, les deux conditions de stabilité (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

Conclusion :

L'étude que nous avons élaborée, on a appris énormément de choses qui est des différentes étapes essentielle à suivre pour l'étude d'un pont construite en encorbellement successifs en utilisant les règlements nécessaires.

L'objectif de notre travail était l'étude d'un ouvrage d'art, qui devra être réalisé sur la future pénétrante de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Dans la première partie, nous avons essayé de définir notre projet et les différents matériaux en à utiliser dans notre ouvrage.

Après la détermination des charges et surcharges nous avons calculé les efforts maximaux pour la phase en construction. Puis à l'aide du logiciel Robot Structural qu'est un outil de modélisation, d'analyse et de dimensionnement de différents types de structures nous avons modéliser notre pont déterminer les efforts maximaux en phase de service.

Par la suite nous avons dimensionnés la précontrainte à partir des sollicitations maximales qui résulte à la combinaison la plus défavorable. Les câbles de la précontrainte sont mis en tension suivant les phases de construction (câbles de fléau et continuité).

Après cela nous avons vérifiés les pertes de précontrainte en évaluant les pertes instantanées et différées par rapport à celles estimer initialement, nous avons aussi vérifié les contraintes normales et tangentielles par rapport aux contraintes admissibles.

Le travail technique a été achevé avec l'étude de l'infrastructure à savoir les piles et les culées, en passant bien sûr par les équipements de pont qui sont indispensables dans notre structure.

Notre projet est le couronnement de cinq années d'études, il a permet de tester et de compléter les connaissances déjà acquises et de les réduire en phase pratique.

En matière d'apport personnel, ce projet nous a été extrêmement bénéfique, il nous a permis d'approfondir et enrichir nous connaissances afin d'intégrer avec assurance et confiance le monde professionnel.

Nous espérons que le présent mémoire aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés et qu'il sera bénéfique pour les promotions futures.

Bibliographie

- [Réf.1] Les ponts : histoire et techniques : DAVID BENNETT, Traduit de l'anglais par Lynn Lempérière et Didier Don « Eyrolles, 2000 »;
- [Réf.2] Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants : J.A. CALGARO « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 2000»;
- [Réf.3] Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A. CALGARO « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 »;
- [Réf.4] Projet et construction des ponts : Analyse structurale des tabliers de ponts : J.A CALGARO & M.VIRLOGEUX « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 »;
- [Réf.5] Bulletins techniques de la SETRA : « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 1972 »;
- [Réf.6] Guide de conception de la SETRA : « Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 2003 »;
- [Réf.7] Guide de conception de la SETRA : « Appuis des tabliers PP73, 1984 »;
- [Réf.8] Le béton précontraint aux états limites : HENRY THONIER « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1992 »;
- [Réf.9] Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint : J.MATHIVAT « Eyrolles, Paris, 1979 » ;
- [Réf.10] Document technique règlementaire : "Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;
- [Réf.11] Fascicule n° 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes"(Edition 1971) ;
- [Réf.12] B.A.E.L 91 (Béton armé aux états limites) modifiée 99 et DTU associés : J.P MOUGIN « Eyrolles, 2000 » ;
- [Réf.13] Règles B.P.E.L 91 (Béton précontraint aux états limites) : Collectif Eyrolles « Eyrolles, 1993 ».
- [Réf.14] Abaque pour le dimensionnement des sections en béton armé prof ; Dr René Walther

Bibliographie

Logiciels :

- AutoCad 2009 (dessin assisté par ordinateur) ;
- Robot Structural Analysis 2010 (Conception assisté par ordinateur) ;
- Microsoft Word 2010, pour ce qui est traitement de texte.
- Microsoft Excel 2010, pour tout ce qui est calcul

Sites Internet :

- [Réf.14] www.setra.fr
- [Réf.15] www.freyssinet.com
- [Réf.16] www.dywidag-systemes.fr
- [Réf.17] www.techniques-ingenieur.fr

Thèses :

- « Conception et étude d'un tablier de pont construit par encorbellement successif »; proposé par Mr : D. AIT AMAR, A.ABDOUS; encadré par Mr : H.HAMMOUM soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2011).
- « Etude du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs »; proposé par Mr : L.AKKOU, S. CHALAL; encadré par Mr : K.AIT TAHAR soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2010).
- « Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place »; étudié par Mlle F.CHELOUL et Mr : Y. CHELLI, I. CHERIFI ; encadré par Mr : A. ADJRAD soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2013).
- « Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place »; étudié par Mr : S. DEHRIB; encadré par Mr : A. ADJRAD soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou