

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



PROJET DE FIN D'ETUDE



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

Thème

*Etude et conception d'un pont construit
par encorbellement successif*



Proposé par : *la direction des travaux publics Tizi-Ouzou*

Etudié par :
M^{elle} : SLIMANI Messaouda

Encadré par :
M^r : ADJRAD Arezki

Promotion : 2015-2016



REMERCIEMENT :

Je tiens tout d'abord à remercier le bon Dieu de m'avoir guidée et donnée la force et la volonté pour atteindre mon objectif.

Je remercie mes très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Je remercie chaleureusement mon encadreur Mr **ADJRAD Arezki** pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations qui me sont gardée sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.

Je remercie les membres de jury qui font l'honneur de me présider et d'examiner ce modeste travail, et également mes remerciements sont exprimés :

A tous les enseignants de l'UMMTO qui m'ont enrichie de connaissances et de savoir,

A tous ceux qui m'ont aidée de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Je veux exprimer ma gratitude à Mr SAADOUDI de la Direction des Travaux Publics qui m'a proposé le projet pour l'hospitalité dont il a fait preuve envers moi.

Je tiens à exprimer toute mon gratitude et mon respect aux enseignants et étudiants de ma promotion.

DÉDICACES

Je tiens à dédier ce travail à :

- ❖ Mes très chers parents et famille.
- ❖ Mes chers frères et ma chère sœur.
- ❖ Ma Grande mère.
- ❖ Tous mes amis (es).

Sommaire

Chapitre I : Généralité	1
I.1 Introduction générale :	1
I.2 Définition :	1
I.3 Porte historique :	2
I.3.1 Évolution des ponts au cours de temps :	2
I.3.2 Évolution des ponts au cours de temps en Algérie :	4
Chapitre II : Conception et Proposition Des Variantes	5
II.1.Choix et type d’ouvrage.....	5
II.2. Comment procéder aux choix	5
II.3. Les trois variantes envisagées.....	6
II.3.1. la variante N° 1 : pont à voussoir:.....	6
II.3.1.1. Description :	6
II.3.1.2 Les avantages et les inconvénients :	7
II.3.2. variante N°02: Pont métallique.....	8
II.3.3. Variante N°03 : Pont à haubans.....	8
II.3.3.1. Description :	9
II.3.3.2. les avantages et les inconvénients.....	9
II.4. Analyse multicritère.....	9
II.5. Conclusion :	10
II.6. Technique et mode de construction pour La variante retenue :	10
II.6.1. le principe :	10
II .6.2. Domaines d’emploi :	11
II.6.3. Mode de construction :	11
a)Voussoir coulé sur place:	11
b)Voussoir préfabriqué:.....	13
➤Les différentes méthodes de pose :	14
1) Par utilisation des poutres de lancement :	14
2) Par utilisation d’une grue :	15
3) Par utilisation des chèvres de levage :	15
II.7. Autre méthode de construction de tablier d’un pont :	16
II.7.1. Tablier construit sur cintre:.....	16
II.7.2. Tablier construit par poussage :	17

Chapitre III: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.....	18
A)Présentation de l'ouvrage :	18
III.1. Description de l'ouvrage :	18
III.2.Données géométriques :	18
II.3. Données géotechniques :	20
III.4.Données topographique :.....	20
III.5. Données sismologiques :	21
III.6. Données climatiques :.....	21
III.7. Les données hydrauliques :	21
III.8. Cinématique de la construction :	21
B) Caractéristique des matériaux :	22
1. Le Béton :	22
III.2. Les aciers :.....	25
III.3. Conclusion :	27
Chapitre IV : Pré dimensionnement	28
IV.1.Pré dimensionnement de la structure longitudinale :	28
IV.1.1. Répartition des travées :	29
IV.1.2. Coupe longitudinale de l'ouvrage (Profil en long) :.....	29
IV.1.3. Découpage des voussoirs :	29
IV.1.4. Hauteur des voussoirs :	30
IV1.4.1. Hauteur sur pile :	30
IV.1.4.2. Hauteur à la clé:.....	30
IV.2. Pré-dimensionnement de la section transversale :.....	31
IV.2.1. Choix et forme de la section transversale :.....	31
IV.2.2. Épaisseur des âmes :.....	32
IV.2.3. Epaisseur du hourdis supérieur :	32
IV.2.4. Épaisseur du hourdis inférieure :.....	33
IV.2.5. Les goussets :	34
IV.3. Caractéristiques géométriques :	35
IV.3.1 Section sur pile :	36
IV.3.2 Section sur culée:	37
IV.3.3. Section de voussoir plein sur pile :.....	38
IV.3.4. Loi de variation des différents paramètres	39
IV.3.4.1. Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$	39
IV.3.3.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$:	41

IV.3.3. 3. Variation de la section $S(x)$:	42
IV.2.3.4. Variation de l'inertie $I(x)$:	42
Chapitre V : charge et surcharge	46
V.1. Définitions	46
V.1.1. Largeur roulable (L_r)	46
V.1.2. Largeur chargeable (L_{ch})	46
V.1.3. Largeur totale L_T :	47
V.1.4. Nombre de voies (N_v)	47
V.1.5. Largeur réelle d'une voie (V)	48
V.2. Classe des ponts	48
V.3. Evaluation des charges et surcharges	49
V.3.1. Charges hors trafic :	49
V.3.1.1. Charges permanentes (CP) :	49
V.3.1.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP) :	49
a) poids de revêtement :	50
b) Trottoir +corniche (P_{tr+cor})	50
c) Poids du dispositif de sécurité :	51
V.4. Les charges dues au trafic:	52
V.4.1. Charges routières :	52
V.4.1.1. Système de charge "A"	52
V.4.1.2. Système B	54
1) Système Bc	54
2) <i>Système de charge</i> b_t	57
3) Système de charge B_r	59
4) Système Mc120	60
5) Charge exceptionnelle D240 :	61
V.4.1.3. effort de farinage :	61
1) Effort dû au système A(l) :	62
2) Effort de freinage correspondant à Bc :	62
V.4.1.4. Force centrifuge :	62
V.4.1.5. Surcharges sur trottoirs (St) :	63
V.4.1.6. Le vent :	63
V.4.1.7. La température :	64
V.4.1.8. Effet du gradient thermique :	64
V.4.1.8.1. Les paramètres influençant le régime thermique :	64

V.4.1.8.2.Le comportement thermique :.....	65
V.4.1 .9 Le séisme :	66
V.5. Définition des actions :	66
V.5.1 .Actions permanentes :	66
V.5.2 Actions variables :	66
V.5.3. Actions accidentelles :	67
V.6. Combinaisons des charges :.....	67
V.7. Les coefficients de majoration :.....	67
Chapitre VI : Etude longitudinale	69
VI. 1. Etapes de calcul avec le logiciel.....	69
VI. 2. Phasages de réalisations	70
VI. 3. Charges appliquées à la console en cours de la construction	72
1)Le poids propre du tablier G	72
2)Les surcharges de chantier	73
3)Equipage mobile	73
4)Le vent.....	73
5)Actions accidentelles (FA).....	73
VI. 4. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau.....	73
VI. 4. 1. Effets dus au poids propre G :	73
VI. 4. 2. Effets des surcharges reparties de chantier (QPRA1)	75
VI. 4. 3. Effets des Surcharges concentrées (QPRA2).....	76
VI. 4. 4. Effets du poids de l'équipage mobile (QPRC)	78
VI. 4. 5. Vent	79
VI. 4. 6. Etude de la stabilité des fléaux.....	81
VI. 5. Les combinaisons des charges.....	82
a)Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)	82
b)Combinaisons accidentelles de construction (type B)	83
VI. 6. Clavage des travées :	84
VI. 7. Etude longitudinale en service	88
IX. 7. 1. Sollicitations dues aux poids propre :	88
IX. 7. 2. Sollicitations dues aux charges complémentaires permanentes	89
IX. 7. 3. Sollicitations dues aux charges routières.....	90
a)Système de charge A(L).....	90
b)Système D240	91
c)Système BC	92

d)Système MC120.....	93
VI. 8. Combinaisons de calcul.....	94
VI. 9. Les combinaisons d'action.....	94
Chapitre VII : étude de la précontrainte	97
VII. Introduction et principe:.....	97
a)Précontrainte par post-tension :.....	97
b)Béton :	97
c)Armatures de précontrainte :	97
VII. 1. Mode de calcul :.....	98
VII. 1. 1. Câble de fléau :	98
VII. 1. 2. Câble de continuité :	99
VII. 2. Etude de la précontrainte de fléau :.....	99
VII. 2. 1. Disposition des câbles :.....	99
VII. 2. 2. Détermination de la précontrainte de fléau :.....	99
VII. 2. 3. Détermination du nombre de câbles de fléau.....	100
VII. 3. 4. Description des câbles.....	102
a) Dispositions constructives.....	103
VII. 3. 5. Etude du tracé des câbles	103
VII. 3. 5. 1. Etude de tracé en élévation	103
VII. 3. 5. 2. Etude du tracé des câbles en plan :	109
VII. 3. 6. Pertes de précontrainte:.....	112
VII. 3. 6. 1 Les pertes instantanées :.....	113
a) Pertes de tension par frottement :	113
b) Pertes de tension par recule des ancrages (ou par tassement d'ancrage):.....	116
c) Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton :	119
VII. 3. 6. 2 les pertes différées :	121
a) Pertes dues au retrait du béton :	121
b) Pertes dues au fluage du béton :	122
c) Perte de tension due à la relaxation des armatures :	123
d) Variation des pertes différées dans le temps :	125
VII. 3.6. 3. La perte totale dûe aux pertes instantanées et différées :	126
VII. 3. 7. Vérification des contraintes en phase de construction	127
VII. 4. Etude de la précontrainte de continuité :.....	128
VII. 4. 1. Détermination de la précontrainte :.....	129
a)Câblage de la travée de rive :	130

b) Câblage de la travée centrale : Erreur ! Signet non défini.	
VII. 4. 2. Les pertes de précontrainte :	132
VII. 4. 3. Vérification des contraintes en phase de service.....	133
Chapitre VIII : étude transversale :	137
VIII. 1. Modélisation :	137
VIII. 2. Définition des charges	138
VIII. 2. 1. Charges permanentes	138
VIII. 2. 1. 1. Poids propre (Pp) :	138
VIII. 2. 2. Les charges complémentaires permanentes (CCP) :.....	138
VIII. 2. 2. 1. Poids du revêtement :	138
VIII. 2. 2. 2. Poids du dispositif de sécurité :	138
VIII. 2. 2. 3. Poids du trottoir + poids de la corniche :	138
VIII. 2. 3. Surcharges d'exploitation :	138
VIII. 2. 3. 1. Chargement A(L) :	139
VIII. 2. 3. 2. Sous système Bc :	139
VIII. 2. 3. 3. Sous système Bt :	139
VIII. 2. 3. 4. Système Mc120 :	139
VIII. 2. 3. 5. Convoi exceptionnel D240 :	139
VIII. 2. 3. 6. Charges sur les trottoirs :	139
VIII. 3. Les combinaisons d'actions :	139
VIII. 4. Les résultats après calculs :	140
VIII. 4. 1. Section près de la pile :	140
VIII. 4. 2. Section à la clé :	143
Les efforts max :	145
VIII. 4. 3. Ferrailage des voussoirs :	145
a) Voussoir sur culée :	145
b) Voussoir sur pile :	149
Chapitre IX : effort tranchant.....	153
IX. 1. Détermination de l'effort tranchant :	153
IX. 1.1. Effort tranchant du aux charges extérieures :	153
IX. 1.2. Effort tranchant du à la précontrainte :	153
IX. 1.3. Effort tranchant du à la courbure de la poutre (effet RESAL) :	154
IX. 2. Justification des âmes :	155
IX. 2. 1. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement : (BPEL 91, [Réf.13])	155

Chapitre X : les équipements de pont	159
X. 1. JOINTS DE CHAUSSEE.....	159
X. 1. 1. Définition.....	159
X. 1. 2. Calcul du souffle des joints	160
X. 1. 2. 1. Souffle des déformations (W_D).....	160
a) . Calcul de la force sismique F	162
b) Calcul de la masse (M).....	162
c) Calcul des rigidités (K).....	162
X.1.3.Type de joint choisi	165
X.2. APPAREIL D’APPUI	166
X.2.1.Le choix de l’appareil d’appui pour notre ouvrage :	168
X.2.2. Les appareils d’appuis en élastomère fretté.....	168
X.2.3 Le matériau élastomère.....	169
X.2.4 Caractéristiques de l’élastomère :	169
X.2.5. Dimensionnement de l’appareil d’appui.....	170
X.2.5.1 Réactions dues aux combinaisons du poids propre et surcharges	170
X.2.6 L’aire de l’appareil d’appuis.....	170
X.2.6. Hauteur nette de l’élastomère T.....	171
X. 2.7 Vérification de l’appareil d’appuis	174
X.2.7.1. Vérification de Condition de non- cheminement et de non-glisement.....	174
X.2.7.2.Vérification de condition de non flambement	174
X.2.7.3.Vérification de condition de non-soulèvement	174
X.3. LES DES D’APPUIS	176
X.3.1. Les dimensions de dés d’appuis	176
X.3.2. Ferrailage des dés d’appuis :	177
X.4.L’évacuation des eaux	178
X.5. Revêtement des tabliers	179
X.6. Étanchéité des tabliers	179
X.7. La couche de roulement.....	180
X.8. Les corniches	180
X.9. Dispositifs de retenue	181
X.10. Le garde-corps	181
X.11. Les glissières	181
X.12. L’éclairage	181
Chapitre XI : étude de la pile	182

XI.1. Etude de la pile :	182
XI.1.1. La géométrie de la pile :	182
XI.1.1.1. Choix du type de pile :	182
XI.1.1.2. Implantation des piles.....	183
XI.1.1.3. Pré-dimensionnement de la pile :	183
XI.2. Les Fondations :	184
XI.2.1. Choix du type de fondation	184
XI.2.2. Nombre de files de pieux :	184
XI.3. La semelle :	185
XI.3.1. La largeur :	185
XI.3.2. La longueur :	185
XI.3.3. La hauteur :	185
XI.4. Etude et ferrailage de la pile :	186
XI.4.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile :	186
XI.4.2. Ferrailage de la pile.....	187
XI.4.2.1 Hypothèses et données	187
XI.4.2.2. Armatures longitudinales :	188
XI.4.2.3. Armatures transversales	190
a) Espacement des armatures d'effort tranchant	190
b) Section minimale des armatures d'effort tranchant	190
XI.4.3. Vérification de la stabilité au flambement de la pile.....	191
XI.4.3.1. La longueur de flambement.....	191
XI.4.3.2. Les caractéristiques géométriques de la pile :	191
XI.5. Etude et ferrailage de la semelle	192
XI.5.1. Caractéristiques de la semelle	192
XI.5.2. Détermination du nombre des pieux	192
XI.5.2.1. Capacité portante des pieux.....	192
XI.5.3. Effort revenant à chaque pieu.....	193
XI.5.4. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :	193
XI.5.4.1. Armatures transversales inférieures :	193
XI.5.4.2. Armatures de répartition :	195
XI.5.4.3. Armatures longitudinales inférieures :	195
XI.5.4.4. Armatures de construction :	196
XI.5.4.4.1. Armatures transversales supérieures :	196
XI.5.4.4.2. Armatures longitudinales supérieures	196

XI.5.5.4.3. Armatures latérales :	196
XI.6. Ferrailage des pieux :	196
XI.6.1. Vérification des distances entre axes :	196
XI.6.2. Calcul des efforts le long des pieux :	196
XI.6.3. Effort horizontal maximum en tête du pieu	198
XI.6.4. Calcul des moments par la formule de WARNER :	198
XI.6.5. Calcul de l'effort tranchant en tête du pieu	199
XI.6.6. Ferrailage des pieux	199
XI.6.6.1. Ferrailage longitudinal	199
Chapitre XII : étude de la culée	202
a) La fonction mécanique :	202
b) La fonction technique :	202
XII.1. Choix de la morphologie :	202
XII.2. Implantation de la culée	203
XII.3. Pré-dimensionnement de la culée	204
XII.3.1. Mur de garde grève	204
XII.3.2. Dalle de transition :	204
XII.3.3. Mur frontal :	205
XII.3.4. Les murs latéraux (murs cachent)	205
XII.3.5. Mur en retour :	205
XII.3.6. Le corbeau :	206
XII.4. Sommier d'appui :	206
XII.5. La semelle :	206
XII.6. Vérification de la stabilité de la culée :	206
XII.6.1. Calcul du coefficient de poussée :	206
XII. 6. 2. Poussée des surcharges de remblai :	208
XII.6.3. Stabilité au renversement :	211
XII.6.4. Stabilité au glissement :	212
XI.7. Ferrailage de la culée :	212
➤ Mur de garde grève :	212
➤ Mur frontal :	213
➤ Mur en retour :	213
➤ Dalle de transition :	214
➤ Ferrailage de la semelle :	215

Liste de figures

Figure I-1: Évolution des ponts au cours des temps.....	2
Figure I-2: Évolution des ponts au cours de temps.....	3
<hr/>	
Figure II-1 : Pont à poutre caisson (Taksebt, Tizi Ouzou). .Coupe transversale (Vue 3D	7
Figure II-2 : Les différents types des caissons	7
Figure II-3 : Voussoirs coulés sur place.....	8
Figure II-4 : Pont à haubans.....	9
Figure II-5 : deux équipages mobiles.....	12
Figure II-6 : voussoir préfabriqué.....	14
Figure II-7 : Construction du viaduc de l'Ile de Ré à l'aide d'une poutre de lancement.....	14
Figure II-8 : La pose des voussoirs par grue.....	15
Figure II-9 : chèvre de levage.....	16
Figure II-9 : Tablier coulé sur cintre.....	16
Figure II-9 : Construction par poussage.....	17
<hr/>	
Figure III-1 : Tracé en plan.....	19
Figure III-2 : Profil en long.....	19
Figure III-3 : Rapport géotechnique.....	20
Figure III-4 : Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	22
Figure III-5 : Diagramme contraintes-déformations du béton a l'ELU.....	23
Figure III-6 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....	25
Figure III-7 : Acier actif ou toron.....	26
Figure III-8 : Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte.....	27
<hr/>	
Figure IV-1 : Profil en long d'un tablier construit en encorbellements successifs.....	28

Figure IV-2 : Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	29
Figure IV-3 : Coupe transversale d'un caisson simple à deux âmes.....	31
Figure IV-4 : Gousset supérieur.....	34
Figure IV-5 : Gousset inférieur.....	35
Figure IV-6 : Voussoir sur pile.....	36
Figure IV-7: Voussoir sur culée.....	37
Figure IV-8: Voussoir plein sur pile.....	38
Figure IV-9: Variation de la hauteur de la travée de rive.....	40
Figure IV-10 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire.....	41
<hr/>	
Figure V-1 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont.....	46
Figure V-2 : <i>Largeur roulable (Lr) , Largeur chargeable(Lch)</i>	47
Figure V-3 : Profil en travers du pont.....	48
Figure V-4 : Coupe transversale du trottoir et des éléments non porteurs.....	50
Figure V-5 : Coupe transversale (trottoir+corniche).....	51
Figure V-6 : Glissière de sécurité.....	51
Figure V-7 : Garde corps.....	52
Figure V-8 : <i>Charges routières</i>	55
Figure V-9 : Les dimensions de système B _c	57
Figure V-10 : Les dimensions de système B _t	59
Figure V-11 : Dimensions de système	60
Figure V-12 : Les dimensions du système Mc120	61
Figure V-13 : <i>Les dimensions du système D240</i>	65
Figure V-14: La répartition exacte de la température θ dans un ouvrage.....	65
Figure V-15 : Les rotations aux extrémités d'une travée indépendante.....	69
<hr/>	
Figure-VI-1: Vue 3D du fléau.....	70

Figure-VI-2 : Réalisation des fléaux sur les piles centrales (P2 et P3).....	71
Figure-VI-3: Clavage à la clé des deux fléaux réalisés.....	71
Figure-VI-4: Réalisation des fléaux sur les piles de rives (P1 et P4).....	71
Figure-VI-5 : Clavage des deux nouveaux fléaux avec les fléaux déjà réalisés.....	72
Figure-VI-6 des deux fléaux de rive avec les culées:.....	72
Figure-VI-7: Poids propre du demi-fléau.....	73
Figure-VI-8 : diagramme des moments fléchissant du fléau sous G en KN	74
Figure-VI-9 : Diagramme des efforts tranchant du fléau sous G en KN	75
Figure-VI-10 : Surcharges réparties de chantier.....	75
Figure-VI-11: Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRA1 en KN	76
Figure-VI-12: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRA1 en KN	76
Figure-VI-13: Surcharges concentrées.....	77
Figure-VI-14: Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRA2 en KN	77
Figure-VI-15: Diagramme des efforts tranchants du fléau sou QPRA1 en KN	78
Figure-VI-16: Surcharges de l'équipage mobile.....	78
Figure-VI-17 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRC1 en KN	79
Figure-VI-18 :. Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRC1 en KN	79
Figure-VI-19 : Surcharges du vent.....	80
Figure-VI-20 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous Qw en KN	80
Figure-VI-21: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous Qw en KN	81
Figure-VI-22 : Actions accidentelles	81
Figure-VI-23: Combinaisons en situation temporaire	83
Figure-VI-24: Combinaisons accidentelles	83
Figure-VI-25 : Différents clavages.....	85
Figure-VI-26: Efforts appliqués sur la travée de rive.....	85
Figure-VI-27: Modèle de calcul de la travée de rive.....	85
Figure-VI-28 : Moments dû au poids propre avant le clavage.....	86

Figure-VI-29 : Effort tranchant dû au poids propre avant le clavage.....	86
Figure-VI-30 : Moments dû au poids propre après le clavage.....	87
Figure-VI-31: Effort tranchant dû au poids propre après le clavage.....	87
Figure-VI-32: Modèle 3D du pont.....	88
Figure-VI-33: Diagramme des moments fléchissant dû au poids propre du tablier.....	88
Figure-VI-34: Diagramme des efforts tranchants dû au poids propre du tablier.....	89
Figure-VI-35: Diagramme des moments fléchissant dû aux CCP.....	89
Figure-VI-36: Diagramme des efforts tranchants dû aux CCP.....	90
Figure-VI-37 : Diagramme des moments fléchissant dû à A(L).....	90
Figure-VI-38 : Diagramme des efforts tranchants dû à A (L.....	91
Figure-VI-39 : Diagramme des moments fléchissant dû à D240.....	91
Figure-VI-40 : Diagramme des efforts tranchants dû à D240.....	92
Figure-VI-41: Diagramme des moments fléchissant dû à BC.....	92
Figure-VI-42 : Diagramme des efforts tranchants dû à BC.....	93
Figure-VI-43: Diagramme des moments fléchissant dû à MC120.....	93
Figure-VI-44: Diagramme des efforts tranchants dû à MC120.....	94
Figure-VI-45 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison $(1.35G+1.6(A(l)+st)$	95
Figure-VI-46: Diagramme des efforts tranchants sous la combina $(1.35G +1.6(A(l)+St)$	95
Figure-VI-47: Diagramme des moments fléchissant sous la combina $(G +1.2(A(l)+St)$	96
Figure-VI-48 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison $(G +1.2(A(l)+St)$	96

Figure VII-1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.....	103
Figure VII-2 : Tracé d'un câble en élévation.....	104
Figure VII-3 : Tracé des câbles en élévation.....	109
Figure VII-4 : Tracé en plan d'un câble du fléau	110
Figure VII-5 : Tracé en plan des câbles de fléau.....	112
Figure VII-6 : Diagramme de variation de la tension.....	115

Figure VII-7 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature	117
Figure VII-8 : Câbles de continuité en travée intermédiaire.....	129
Figure VII-9 : Câbles de continuité en travée de rive.....	129
Figure VII-10 : Tracé des câbles de continuité en travée de rive.....	130
Figure VII-11 : Tracé des câbles de continuité en travée centrale.....	132
<hr/>	
Figure VIII-1 : Vue en 3D du caisson prêt de la pile modélisé sur le logiciel Robot Structural.....	137
Figure VIII-2 : Vue en 3D du caisson prêt de la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural.....	138
Figure VIII-3 : Diagramme des moments fléchissant [t.m].....	140
Figure VIII-4 : Diagramme des efforts tranchants [t].....	141
Figure VIII-5 : Diagramme des efforts normaux [t].....	141
Figure VIII-6 : Diagramme des moments fléchissant [t.m].....	142
Figure VIII-7 : Diagramme des efforts tranchants [t].....	142
Figure VIII-8 : Diagramme des efforts normaux [t].....	143
Figure VIII-9 : Diagramme des moments fléchissant [t].....	143
Figure VIII-10 : Diagramme des efforts tranchants [t].....	144
Figure VIII-11 : Diagramme des efforts normaux [t].....	144
Figure VIII-12 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile.....	152
Figure VIII-13 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la clé.	153
<hr/>	
Figure-IX-1: Effort tranchant dans une poutre de hauteur variable en béton précontraint.....	153
Figure-IX-2: Prise en compte de l'effet RESAL dans une poutre caisson de hauteur variable.....	154
<hr/>	
Figure X-1 : Joint du type Wd (souffle moyen).....	165
Figure X-2 : Appareils d'appuis métalliques.....	166
Figure X-3 : Appareils d'appuis en béton.....	167
Figure X-4 : Appareils d'appuis à pot.....	167

Figure X-5 : Appareils d'appuis en élastomère fretté.....	168
Figure X-6 : Appareil d'appui en élastomère fretté.....	170
Figure X-7 : Réactions d'appuis.....	171
Figure X-8 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	171
Figure X-9 : Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations.....	171
Figure X-10 : Les Dimensions de l'appareil d'appui.....	175
Figure X-11 : Dimensions en plan du dé d'appui.....	176
Figure X-12 : Système d'évacuation des eaux.....	178
Figure X-13 : Revêtement du tablier.....	179
Figure X-14 : Corniches préfabriquées sur chantier.....	180
<hr/>	
Figure-XI-1: vue en plans de la pile.....	183
Figure XI-2 : Coupe longitudinale de la pile.....	185
Figure XI-3 : disposition des pieux au niveau des piles.....	186
Figure-XI-4 : fondation (sous la pile) sur quatre files de pieux.....	188
Figure XI-5 : Répartition des armatures de la pile.....	191
Figure XI-6 : Ferraillage de la section de la pile	199
Figure-XI-7 : Ferraillage du pieu.....	201
Figure XI-8 : Abaque de Walther	199
<hr/>	
Figure-XII-1: Les éléments constitutifs d'une culée.....	203
Figure XI-2 : Dimensions de la dalle de transition.....	205

Liste de tableaux

Tableau IV-1: Tableau représente les différentes formules de caractéristiques géométriques.....	25
Tableau IV-2: Tableau des caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.....	26
Tableau IV-3: Tableau des caractéristiques géométriques du voussoir sur culée.....	27
Tableau IV-4 : Tableau des caractéristiques géométriques du voussoir plein:.....	28
Tableau IV-5: Tableau de la variation des différents paramètres de $\frac{1}{2}$ de la travée intermédiaire....	33
Tableau IV-6: Tableau de la variation des différents paramètres de $\frac{1}{2}$ de la travée de rive.....	36

Tableau V-1: Valeurs de a_1 selon la classe de ponts.....	49
Tableau V-2: <i>Valeurs de a_1 selon la classe de ponts</i>	53
Tableau V-3 : Tableau donnant les valeurs de $A(l)$ pour chaque cas de charge.....	54
Tableau V-4: Valeurs de coefficient b_c	55
Tableau V-5: Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge b_c	57
Tableau V-6: Valeurs de coefficient <i>bt</i>	58
Tableau V-7: Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge <i>bt</i>	58
Tableau V-8: <i>Calcul des valeurs de S et de δ pour les différent casde charge Br</i>	59
Tableau V-9: Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de surcharge M_{C120}	61
Tableau V-10: différents coefficients de majoration.....	67
Tableau V-11: Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS.....	68

Tableau VI-1: Les effets des charges de construction sur le demi – fléau	82
Tableau VI-2: Combinaisons les plus défavorables	84

Tableau VII-1: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.....	102
Tableau VII-2: Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir	102
Tableau VII-3: Tracé en élévation des câbles de fléau.....	108

Tableau VII-4: Tableau donnant les paramètres du tracé en élévation des câbles de fléau.	112
Tableau VII-5: Valeurs de f et ϕ	115
Tableau VII-6: Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles.....	116
Tableau VII-7: Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble	119
Tableau VII-8: Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble ...	121
Tableau VII-9: Résultats des pertes de tension dues au fluage.....	123
Tableau VII-10: Résultats des pertes de tension par relaxation des aciers.....	125
Tableau VII-11 : Résultats des pertes différées.....	126
Tableau VII-12: Résultats des pertes totales.....	126
Tableau VII-13: Vérification des contraintes en construction.....	128
Tableau VII-14: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.....	130
(travée de rive)	
Tableau VII-14: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir	131
(travée centrale)	
Tableau VII-15: Pertes de précontrainte dans la travée de rive.....	131
Tableau VII-16: Pertes de précontrainte dans la travée centrale.....	132
Tableau VII-17: Vérification des contraintes de la travée de rive sous $M_{\min} : (G + CCP)$	133
Tableau VII-18: Vérification des contraintes de la travée de rive sous $M_{\max} : G + 1.2(A(L)+St)$..	135
Tableau VII-19: Vérification des contraintes de la travée de rive sous $M_{\min} : (G + CCP)$	135
Tableau VII-20: Vérification des contraintes de la travée de rive sous $M_{\max} : G + 1.2(A(L)+St)$...	136

Tableau VIII-1: Coefficient de majoration de chaque système.....	139
Tableau VIII-2: Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.....	140
Tableau VIII-3: les moments max (voussoir sur pile).....	145
Tableau VIII-4: les moments max (voussoir sur culée).....	145
Tableau VIII-5: Ferrailage du hourdis supérieur.....	148

Tableau VIII-6: Ferrailage du hourdis inférieure.....	148
Tableau VIII-7: Ferrailage du l'âme gauche.....	148
Tableau VIII-8 : Ferrailage du l'âme droite.....	148
Tableau VIII-9 : Ferrailage du Porte-à-faux gauche.....	148
Tableau VIII-10: Ferrailage du Porte-à-faux droite.....	149
Tableau VIII-11: Ferrailage du hourdis supérieur.....	151
Tableau VIII-12: Ferrailage du hourdis inférieure.....	151
Tableau VIII-13: Ferrailage du l'âme gauche.....	151
Tableau VIII-14 : Ferrailage du l'âme droite.....	151
Tableau VIII-15 : Ferrailage du Porte-à-faux gauche.....	151
Tableau VIII-16: Ferrailage du Porte-à-faux droite.....	152
<hr/>	
Tableau IX-1: Vérification des contraintes pour la travée de rive.....	157
Tableau IX-2: Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.....	158
<hr/>	
Tableau X-1 : les hauteurs des piles.....	163
Tableau X-2 : Différents modèles des joints Wd	165
Tableau X-3 : Caractéristiques physiques des joints Wd	166
<hr/>	
Tableau XI-1 : Points d'implantation des piles.....	183
Tableau XI-2 : Les sollicitations maximales sur la pile.....	187
<hr/>	
Tableau XII-1 : Implantation de la culée.....	204
Tableau XII-2 : Valeurs des coefficients de poussée.....	207
Tableau XII-3 : Calcul des moments et des efforts globaux.....	211
Tableau XII-4 : Résultats du calcul de la poussée à vide.....	212
<hr/>	

Chapitre I



Généralité

Chapitre I: Généralité

I.1 Introduction générale :

L'un des aspects les plus importants de l'activité de l'espèce humaine, depuis l'apparition du premier homme sur terre, c'est de surmonter les obstacles qui se présentent devant lui. Ces obstacles peuvent être de toute nature. Dans le cadre de notre projet de fin d'études, il s'agit du franchissement d'un cours d'eau(Oued). C'est un problème qui est aussi vieux que le monde et nous savons que diverses solutions ont été jadis adoptées. Il s'agit en l'occurrence de radeaux, de troncs d'arbres, de ponts en liane ou en bois etc ...

Aujourd'hui la technique a évolué et l'homme dispos de moyens assez sophistiqués pour édifier des ouvrages de franchissement d'obstacle très fiables, cette évolution est due non seulement à une utilisation intelligente et une mise en œuvre maîtrisée de matériaux nouveaux aux performances remarquables, mais aussi à la mise au point de méthodes rationalisant la production, régularisant la qualité et augmentant les cadences de fabrication tout en assurant une sécurité croissante pour le personnel d'exécution.

L'Algérie à l'instar des pays en voie de développement connaît un essor important sur le plan de développement , cet essor se traduit par une augmentation du pouvoir d'achat qui a induit une ascension fulgurante du nombre de véhicules qui utilisent chaque jour le réseau routier national, par conséquent ce dernier ne peut satisfaire et reprendre favorablement aux attentes des usagés, chose qui a poussé l'état à mettre en place un plan de développement pour agrandir les voies de communications et qui prévoit aussi la construction de plusieurs ouvrages d'arts.

Parmi les ouvrages faisant partis de ce plan, figure le viaduc de DRAA EL MIZAN qui fait objet de notre projet de fin d'étude intitulé << étude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs >> proposé par la direction des travaux publique.

I.2 Définition :

Le pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points. En général, un pont soutient une voie de circulation. Il

Chapitre I: généralité

peut également supporter des canaux ou conduites d'eau : il s'agit alors d'un aqueduc. Un viaduc est un ouvrage routier ou ferroviaire de grande longueur.

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

Selon sa forme, un pont peut donc porter un nom particulier :

- **Ponceau** : petit pont d'une seule travée. De l'ordre de 5 à 8 m.
- **Viaduc** : ouvrage de grande longueur constitué de plusieurs travées et situé à une hauteur élevée par rapport à la brèche.
- **Passerelle** : pont léger livrant passage à de faible charge : piétons, cyclistes...etc

I.3 Porte historique :

I.3.1 Évolution des ponts au cours de temps :

L'histoire de la construction des ponts est directement liée aux matériaux disponibles à chaque époque, ainsi qu'à l'évolution des moyens de construction.

Le bois a été le matériau le plus utilisé dans l'Antiquité et jusqu'au XVIIe siècle, le bois a encore été largement utilisé au XIXème siècle en Amérique du Nord pour les grands viaducs ferroviaires lors de la construction de la liaison transcontinentale.

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 est 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 en compression Uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres.

L'acier, avec de très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point plus légères. C'est au XIXème siècle, en 1845, que la formulation du béton est mise en construction (mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau dans des proportions précises). Vint

Chapitre I: généralité

ensuite le béton armé (association d'armatures en acier au béton), puis le béton précontraint, Une nouvelle famille de ponts apparaît alors.

Les caractéristiques mécaniques du béton armé font que l'on construit des ponts en arcs, mais avec des portées plus importantes que les ponts en maçonnerie, de l'ordre de 100 m.

Grâce au béton précontraint, de nouvelles méthodes de construction ont été mises en œuvre, permettant la réalisation de ponts en béton dans des zones géographiques difficiles, et avec des formes légères.

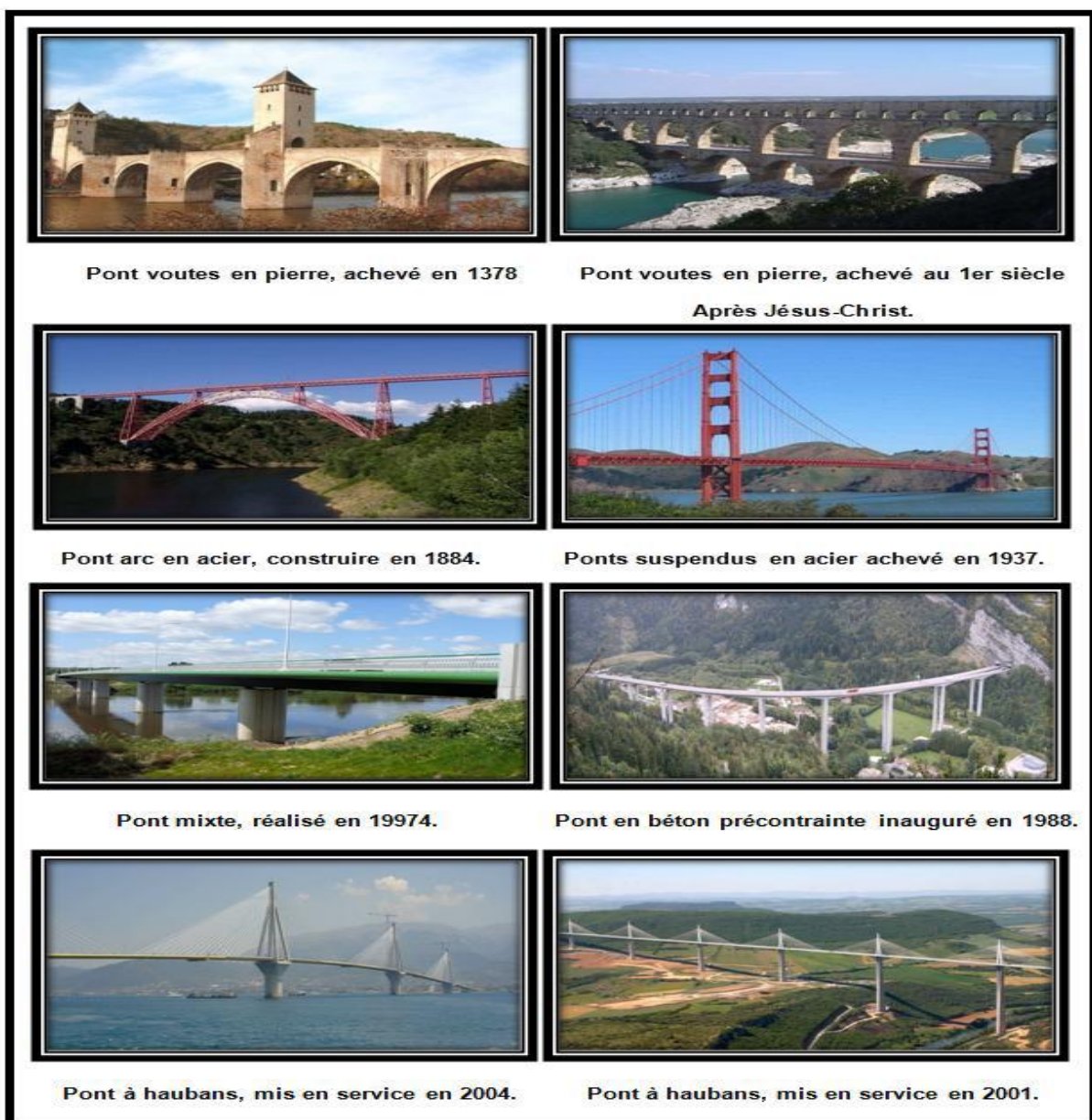


Fig. I.1. Évolution des ponts au cours des temps.

Chapitre I: généralité

I.3.2 Évolution des ponts au cours de temps en Algérie :

La liste de ponts remarquables d'Algérie, tant par leurs caractéristiques dimensionnelles, que par leur intérêt architectural ou historique

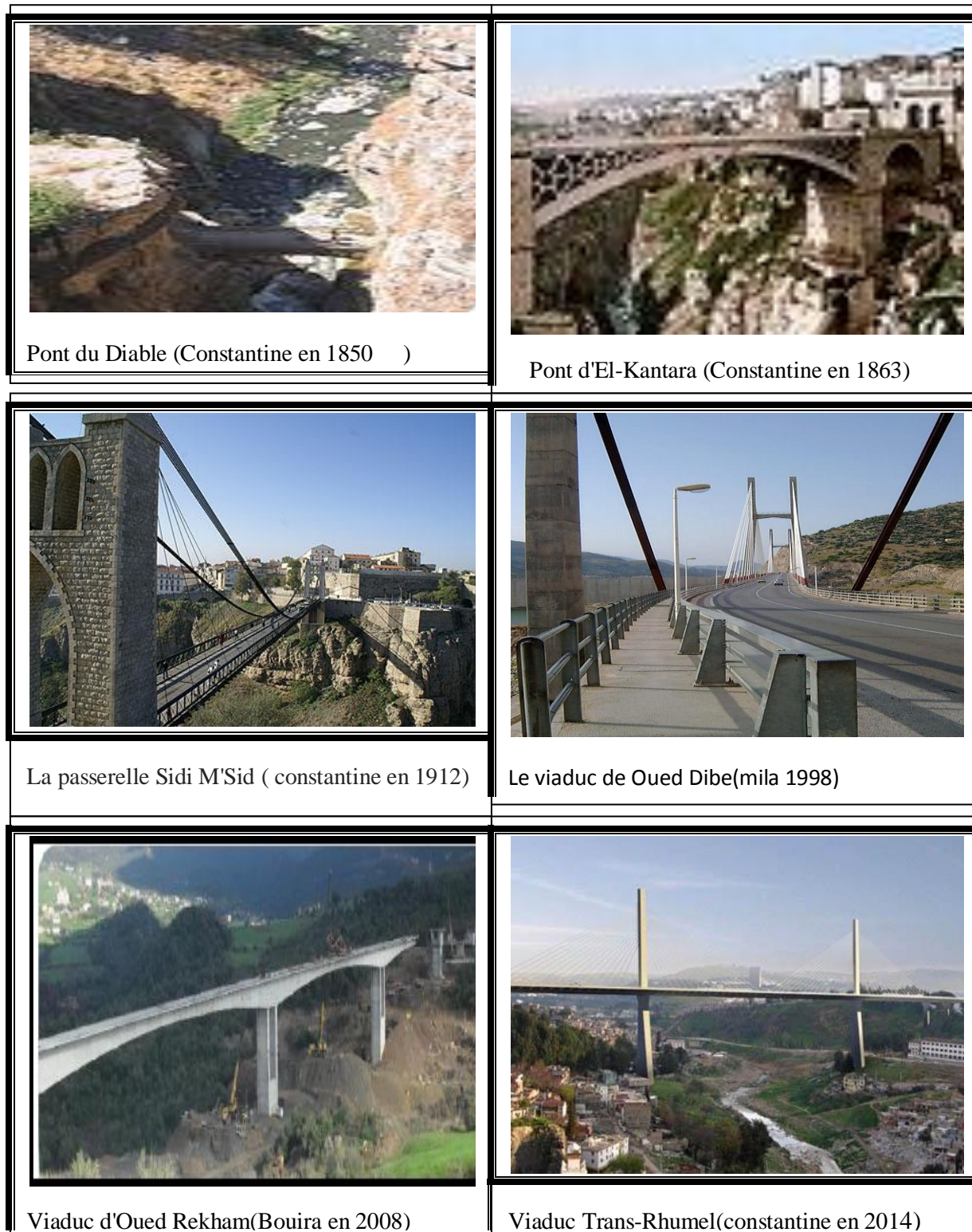


Fig. I.2. Évolution des ponts au cours des temps.

chapitre II

***Conception et proposition
des variantes***

Chapitre II : Conception et Proposition Des Variantes

II.1.Choix et type d'ouvrage

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

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles (contrainte et type d'ouvrage) permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies.

C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments Principaux suivants :

- ❖ Les conditions aux sites.
- ❖ La nature du terrain.
- ❖ Le profil en long.
- ❖ La position possible pour les appuis.
- ❖ Portée de l'ouvrage
- ❖ Délais de réalisation
- ❖ durée de l'utilisation

Pour valider notre choix il est possible de résumer notre étude sur quatre points

- ❖ Économie
- ❖ Entretien.
- ❖ Exécution
- ❖ Esthétique

II.2. Comment procéder aux choix

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

Chapitre II : Conception et Proposition Des Variantes

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

II.3. Les trois variantes envisagées

Variante N°1 : pont à voussoir

Variante N°2 : Pont métallique

Variante N°3 : pont haubans

II.3.1. la variante N° 1 : pont à voussoir:

II.3.1.1. Description :

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage.

Le principe consiste à construire le tablier de pont par tronçons appelé voussoirs à partir des piles, chaque voussoir est fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte, le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant. En générale la construction s'effectue de manière symétrique de part et d'autre de la pile et lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un « **fléau** ».

En fait, la méthode de construction en encorbellement n'est pas liée à un type d'ouvrage particulier certes, les poutres continues sur appuis simples représentent la famille de tabliers la plus répandue, mais elle s'applique également aux arcs, aux ponts à béquilles ou aux ponts courbés et aux ponts à haubans.



Fig. II.1: Pont à poutre caisson (Taksebt, Tizi Ouzou).

Coupe transversale (Vue 3D).

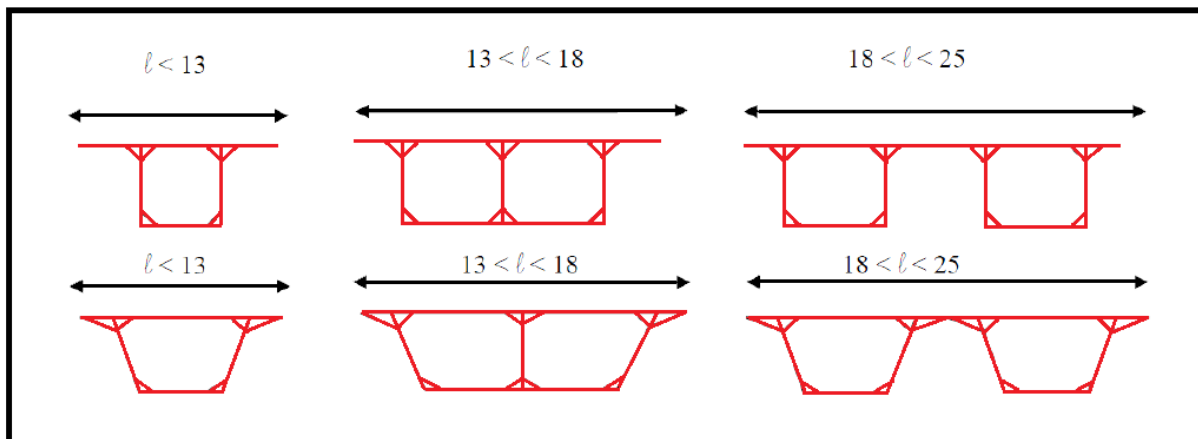


Fig.II.2: Les différents types des caissons.

II.3.1.2 Les avantages et les inconvénients :

❖ Les avantages :

- La construction par encorbellements successifs permet de réaliser des ouvrages en BP très variés
- La gamme des portés envisageables est très grande (puisque elle permet d'alléger la structure).
- Ce type de profil fermé présente une grande rigidité à la torsion.
- la vitesse d'avancement (surtout dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués).

Chapitre II : Conception et Proposition Des Variantes

- Sa structure donne une belle forme esthétique.
- La méthode peut être mise en œuvre quelles que soient les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante, sols de très mauvaise qualité ou site maritime ...).

❖ Les inconvénients :

- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontrainte.
 - La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
 - Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers précontrainte.
 - une étude laborieuse (demande de temps et un volume des calculs important)



Fig. II.3 : Voussoirs coulés sur place.

II.3.2. variante N°02: Pont métallique

L'acier résiste bien à la traction et à la compression, les ponts métalliques ont beaucoup évolués au cours de ces derniers siècles, et ça est dû aux différentes faveurs qui ont rendu cette évolution possible :

- Les progrès sidérurgique : la fonte, le fer ont été remplacés par de l'acier.
- Les progrès dans les techniques d'assemblage.
- Les progrès dans les techniques de fabrication.
- L'affinement des calculs grâce à la meilleure connaissance de la RDM.

Avec les ponts métalliques on peut atteindre des portées allant de 40 m (pont mixte) jusqu'à 2000 m (pont suspendus).

II.3.3. Variante N°03 : Pont à haubans

II.3.3.1. Description :

Les ponts à haubans les plus utilisés sont les ponts symétriques à trois travées, dans de tel ponts le groupe des haubans le plus proche des culées (ou des piles-culées) joue un rôle

Chapitre II : Conception et Proposition Des Variantes

particulier et essentiel : en effet dans ces zones le tablier ne peut se déplacer que verticalement (dans la mesure où la réaction sur culée ou pile-culée reste positive). Et les haubans qui sont encrés limitent les déplacements horizontaux de la tête des pylônes.



Fig. II.4 Pont à haubans.

II.3.3.2. les avantages et les inconvénients

❖ Les avantages :

- Ils sont utilisés pour les grandes portées (généralement supérieur à 200m).
- Ils représentent une grande importance esthétique.

❖ Les inconvénients :

- Ce sont des ouvrages très coûteux car ils nécessitent une quantité importante d'acier multiplication des câbles de précontrainte de fléau.
- La complexité d'exécution (ils demandent une main d'œuvre très qualifiée et un matériel spécial).
- L'augmentation considérable des moments du poids propre par suite de variation de l'inertie des consoles.

II.4. Analyse multicritère

	Pont caissons	poutres- Pont métallique	Pont à haubans
Economie	+	-	-
Entretien	+	+	-
Esthétique	+	+	+
Exécution	+	-	-

+ : favorable

- : peu favorable

II.5. Conclusion :

Après avoir analysé et comparé les trois variantes en tenant compte des aspects économique, esthétique et mode de réalisation, nous constatons que la variante susceptible de répondre le mieux à la problématique posée est la variante « **pont construit par encorbellement successif** ».

II.6. Technique et mode de construction pour La variante retenue :

II.6.1. le principe :

La construction par encorbellement consiste à réaliser le tablier en console au-dessus du vide, sans cintre ni échafaudage, en opérant par tronçon successif dit « voussoir », 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 exceptionnellement, à partir d'une culée d'encastrement.

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 précontraintes qu'en appellent câbles de fléau, la double console ainsi obtenue et appelée « fléau », l'élément (pile/fléaux) est isolé et dit « isostatique », l'opération se reproduit sur chaque pile.

Une fois la construction des fléaux terminée, on les solidarise par un voussoir de clavage pour rétablir la continuité de la structure grâce à des câbles de continuité, ainsi la structure devient alors hyperstatique.

Les voussoirs peuvent être « coulés sur place », dans un équipage mobile, ou « préfabriqués » sur une doucine (coffrage spéciale) ou dans une cellule de préfabrication, celui de clavage est coulé à l'aide d'un seul équipage mobile : un coffrage interne spécial entièrement démontable est mis en place afin de pouvoir le sortir du caisson une fois le voussoir réalisé. Par contre les bouts des travées de rive (proche des culées), est souvent réalisée par un coffrage sur échafaudages de manière à ne pas déstabiliser le fléau.

La construction à partir des culées peut être faite soit par utilisation d'appuis provisoires, soit par solidarisation du tablier par ancrage au niveau des culées, ou en équilibrant la structure par un contre poids.

II .6.2. Domaines d'emploi :

Les portés compétitives de ces ouvrages se situe entre 80 et 150 mètres, mais la construction par encorbellement reste tout à fait envisageable pour des portées allant jusqu'à 300 mètres.

Chapitre II : Conception et Proposition Des Variantes

Entre 60 et 100 mètres, le tablier peut avoir une hauteur constante. Au-delà, il est indispensable de prévoir un tablier à inertie variable.

En ce qui concerne la répartition des travées, les ouvrages construits selon ce procédé comportent des travées intermédiaires de même portée et des travées de rive de portée un peu supérieure à la moitié de celle des travées intermédiaires (en général de portée égale à 0,6 ou à 0,7 fois les travées principales). Pour éviter le soulèvement du tablier sous l'effet des charges d'exploitation placées dans la configuration la plus défavorable. Si cela n'est pas possible, on parle de construction en « **Sur-encorbellement** ».

I.6.3. Mode de construction :

a) Voussoir coulé sur place:

C'est la technique la plus ancienne et qui ne nécessite pas d'aire de préfabrication. Il existe plusieurs procédés qui peuvent être utilisés selon le mode de support du coffrage du voussoir à bétonner :

❖ Les différentes modes de coulage :

➤ **Une poutre métallique provisoire**, reposant sur les appuis du pont en cour de construction, sur laquelle sont suspendus les coffrages qui peuvent se déplacer après exécution de chaque voussoir. Cette solution est intéressante pour les ouvrages à grand nombre de travées.

➤ **Un échafaudage** : se déplaçant sur le sol ou sur une estacade en rivière fondée sur pieux. Ce mode de construction n'est retenu que dans le cas d'un tablier situé à faible hauteur au-dessus d'un terrain accessible.

➤ **L'équipage mobile** :

Un équipage mobile permet de couler le tablier en avançant par éléments consécutifs appelés voussoirs. La construction se fait symétriquement de part et d'autre de la pile afin d'équilibrer le fléau. Il est donc nécessaire de disposer au minimum de deux équipages mobiles par chantier, chaque voussoir, une fois durcit, est mis en tension, l'équipage mobile se déplace pour permettre la construction du voussoir suivant (la progression de l'équipage mobile suit donc à l'avancement de la construction du tablier).

L'équipage mobile doit jouer deux rôles :

- être en mesure de supporter le poids du voussoir avant durcissement du béton.
- assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace.



Fig. II.5 : deux équipages mobiles.

Il peut être divisé en trois parties distinctes :

- ✓ La partie « coffrage » : qui doit s'adapter à la forme de la structure (épaisseur variable, etc.). Il est composé du coffrage extérieur et du coffrage intérieur qui se déplace indépendamment du reste de l'équipage mobile.
- ✓ La partie « structure porteuse » : qui supporte le coffrage et doit être mobile de façon à progresser au fur et à mesure de la construction.
- ✓ La partie « plateforme de travail » : qui doit permettre au personnel de travailler en sécurité.

On peut distinguer trois types d'équipages mobiles selon la position de la structure porteuse par rapport au tablier :

Au-dessus ou **en dessous** du niveau du tablier et les équipages mobiles **supportés par des câbles** (dans le cas particulier des ponts en béton haubanés).

Remarque :

La construction par voussoirs coulés sur place implique une limitation de la vitesse d'avancement c'est à dire :

- la nécessité d'avoir un béton suffisamment résistant pour la mise en tension des câbles.
- La nécessité des procédés très compliqués et onéreux.

D'où l'idée d'accélérer l'avancement par le recours à la préfabrication des voussoirs.

Chapitre II : Conception et Proposition Des Variantes

b) Voussoir préfabriqué:

Ce mode de construction peut être envisagé dans le cas où l'ouvrage est important, pour un délai d'exécution court ou les conditions climatiques sont difficiles. Il présente les avantages suivants:

- La vitesse de réalisation.
- La facilité du contrôle de la qualité du béton et sa mise en œuvre (possibilité de vibration), ce qui donne une bonne résistance et laisse au béton le temps de durcir avant la mise en tension.

En revanche, la préfabrication pose des problèmes pendant l'assemblage, ainsi que des problèmes d'étanchéité et de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints.

Afin d'assurer un bon assemblage, on colle les deux voussoirs par la résine époxyde, et on ménage au niveau des âmes des clés de cisaillement qui empêchent le glissement relatif entre voussoirs.

On peut considérer que la préfabrication est économiquement utilisable à partir de 400 voussoirs.

On peut aussi noter que l'absence de place près du chantier ou des conditions d'accès ardues rendent ce mode de construction difficilement envisageable.



Fig. II.6 voussoir préfabriqué

➤ Les différentes méthodes de pose :

Trois méthodes de poses sont principalement utilisées :

Chapitre II : Conception et Proposition Des Variantes

1) Par utilisation des poutres de lancement :

Cet outil, souvent appelé aussi lanceur est un engin de manutention auto déplaçable, qui s'appuie sur le tablier, et les voussoirs préfabriqués lui seront acheminés à l'aide d'un engin roulant sur la partie du tablier déjà construite jusqu'à l'endroit de l'emplacement.

Son coût initial est très élevé (La plupart des poutres de lancements sont composés de treillis en acier à haute résistance élastique), mais la poutre est en général conçue pour être utilisée sur plusieurs chantiers successifs, ce qui permet d'amortir son coût sur une longue période.



Fig. II.7 Construction du viaduc de l'Ile de Ré à l'aide d'une poutre de lancement.

- Si le pont franchit une étendue d'eau, une poutre de lancement sera plus couramment utilisée que pour les ponts où l'accès à partir du sol est facilité et où l'on préférera l'utilisation d'une grue classique.

2) Par utilisation d'une grue :

La pose des voussoirs préfabriqués se fait à l'aide d'une grue, dans le cas où la hauteur des piles n'est pas trop importante et qu'il est possible de faire circuler un engin lourd au pied du tablier. Dans le cas où l'ouvrage franchit une étendue d'eau, la pose des voussoirs s'effectue à l'aide d'une grue à flèches en chenilles fixée sur une barge.

➤ Compte tenu de l'ordre de pose des voussoirs, la grue se déplace en permanence d'une extrémité du fléau à l'autre.



Fig. II.8 La pose des voussoirs par grue.

Chapitre II : Conception et Proposition Des Variantes

3) Par utilisation des chèvres de levage :

Les chèvres de levage sont appropriées pour la construction des ponts en encorbellements successifs à voussoirs préfabriqués ainsi que les ponts en acier (haubanés, tabliers mixtes, ...). La première fonction d'une chèvre de levage est de récupérer les voussoirs depuis un véhicule de transport (fardier, barge, ...) et de le placer à sa position finale. Une fois que le voussoir est fixé par les câbles de précontrainte la chèvre de levage peut relâcher le voussoir.

La chèvre de levage doit être capable de se déplacer et on distingue deux principaux systèmes de levages:

- Les vérins à câble : cette méthode est assez simple mais nécessite un grand nombre d'ouvriers pendant la phase de levage. De plus la durée du levage est beaucoup plus longue qu'avec des treuils.
- Les treuils : ce mécanisme est assez complexe à dimensionner, c'est pourquoi les treuils sont souvent plus coûteux que les vérins. Leur principal avantage réside dans leur durée de levage réduite. Cela peut constituer un facteur décisif lors de la conception de la chèvre de levage.

Le levage est totalement dépendant des conditions météorologiques (vent fort, mer agitée...).



Fig. II.9 chèvre de levage.

I.7. Autre méthode de construction de tablier d'un pont :

La construction de tablier d'un pont peut se faire par d'autres méthodes que celle de l'encorbellement, dont on cite :

I.7.1. Tablier construit sur cintre:

Dans les cas les plus courants, le tablier est coulé sur un cintre fixe, établi au-dessus de la brèche à franchir et régnant d'un bout à l'autre de l'ouvrage. Lorsque le tablier comporte plusieurs nervures, il est souvent intéressant de fabriquer le tablier nervure par nervure, dans le sens transversal. Une fois une nervure coulée et mise en précontrainte, le cintre est ripé transversalement pour permettre la construction de la nervure voisine. Les nervures sont réunies entre elles par précontrainte transversale.



Fig. II.10 Tablier coulé sur cintre.

I.7.2. Tablier construit par poussage :

Le principe général de la méthode de construction par poussage est très simple. Il consiste à faire construire le tablier à côté de la brèche à franchir, sur une plateforme située dans le prolongement de son axe longitudinal, en arrière de la culée, puis à le pousser, par un déplacement de translation suivant son axe à l'aide des vérins, en le faisant glisser sur sa culée et sur ses piles définitives (éventuellement sur des appuis provisoires complémentaires), jusqu'à ce qu'il ait atteint sa position définitive, au-dessus de la brèche qu'il doit enjamber. Le tablier peut être soit poussé en une seule fois, s'il a été préalablement préfabriqué entièrement,

Chapitre II : Conception et Proposition Des Variantes

ou poussé en plusieurs fois, lorsqu'il est réalisé par tronçons successifs, chaque poussage s'effectuant alors après la préfabrication du tronçon correspondant.



Fig. II.11 Construction par poussage

chapitre III

*Présentation de l'ouvrage
et caractéristique des
matériaux*

Chapitre III: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

A) Présentation de l'ouvrage :

Introduction :

La conception des ponts doit répondre à certaine exigence puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue deux types d'exigences : les exigences fonctionnelles qui sont des caractéristiques qui permettent au pont d'assurer sa fonction, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de l'environnement déterminant sa conception.

III.1. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles réalisé par le concept d'encorbellement successifs, d'une distants de **0.6m**. Le pont à une longueur totale de **620 m**, et une largeur de **13.4m** à trois 3 voies de circulation.

Il est compris entre le **PK 16+000** et le **PK16+620** se compose de six (05) travées

- Deux travées de rives de **85 m**.
- Trois travées intermédiaires de **150 m**
- Quatre (4) piles de hauteurs respectives de : **52.637 m**, **68.212 m**, **56.176 m**, **46.593 m**, repose sur des fondations profonde.

III.1. 1.Situation de l'ouvrage :

Notre ouvrage est situé à **Ath Rahmoune** dans la commune **Aït Yahia Moussa**, dans la wilaya de Tizi-Ouzou en Algérie, située à 26 km au sud-ouest de Tizi-Ouzou et à 115 km au sud-est d'Alger.

Elle est limitée par :

- Tadmait au nord
- Tirmatine, Maatkas à l'est
- M'Kira à l'ouest
- Draâ El Mizan au sud



La carte géographique de la localité d'Aït Yahia Moussa :



La carte géographique du projet par rapport à la pénétrante autoroutière

III.2. Données géométriques :

a) Tracé en plan :

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

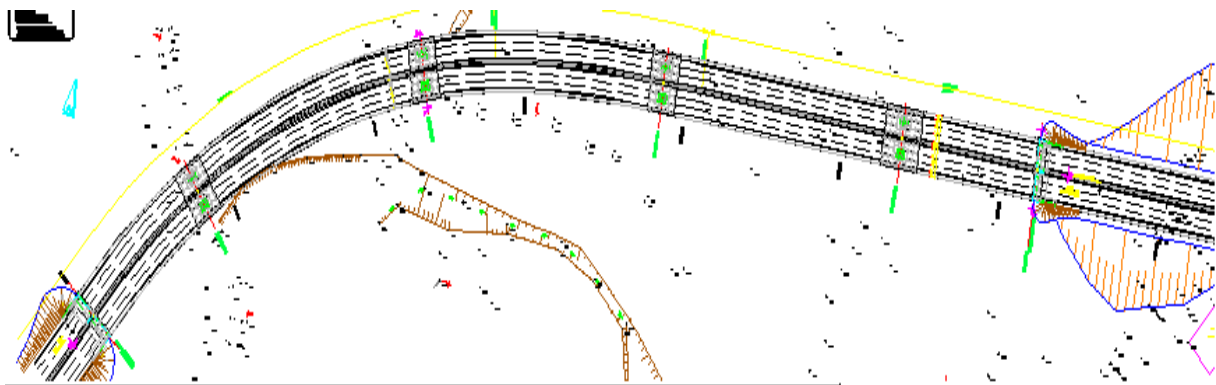


Fig. III.1 : Tracé en plan.

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 franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de **1.9 %** en partant du niveau 211.858m au niveau 223.645m.

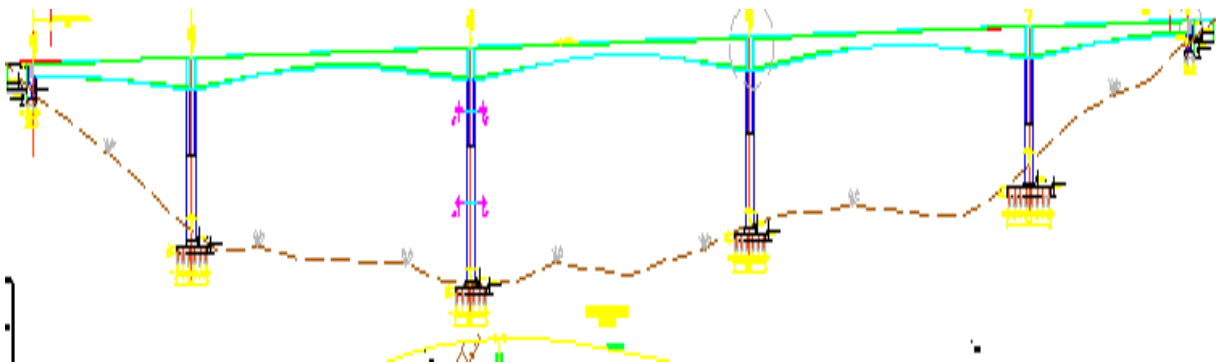


Fig. III.2 : Profil en long.

c) Profil en travers :

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable : $L_r = 10 \text{ m}$
- Nombre de voies = 3 voies.
- La pente : 2,5%.

II.3. Données géotechniques :

Les données géotechniques sont évidemment 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 projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation.

Pour notre cas l'étude géotechnique a conclu que les pieux sont recommandés pour l'ensemble des appuis (piles et culées).

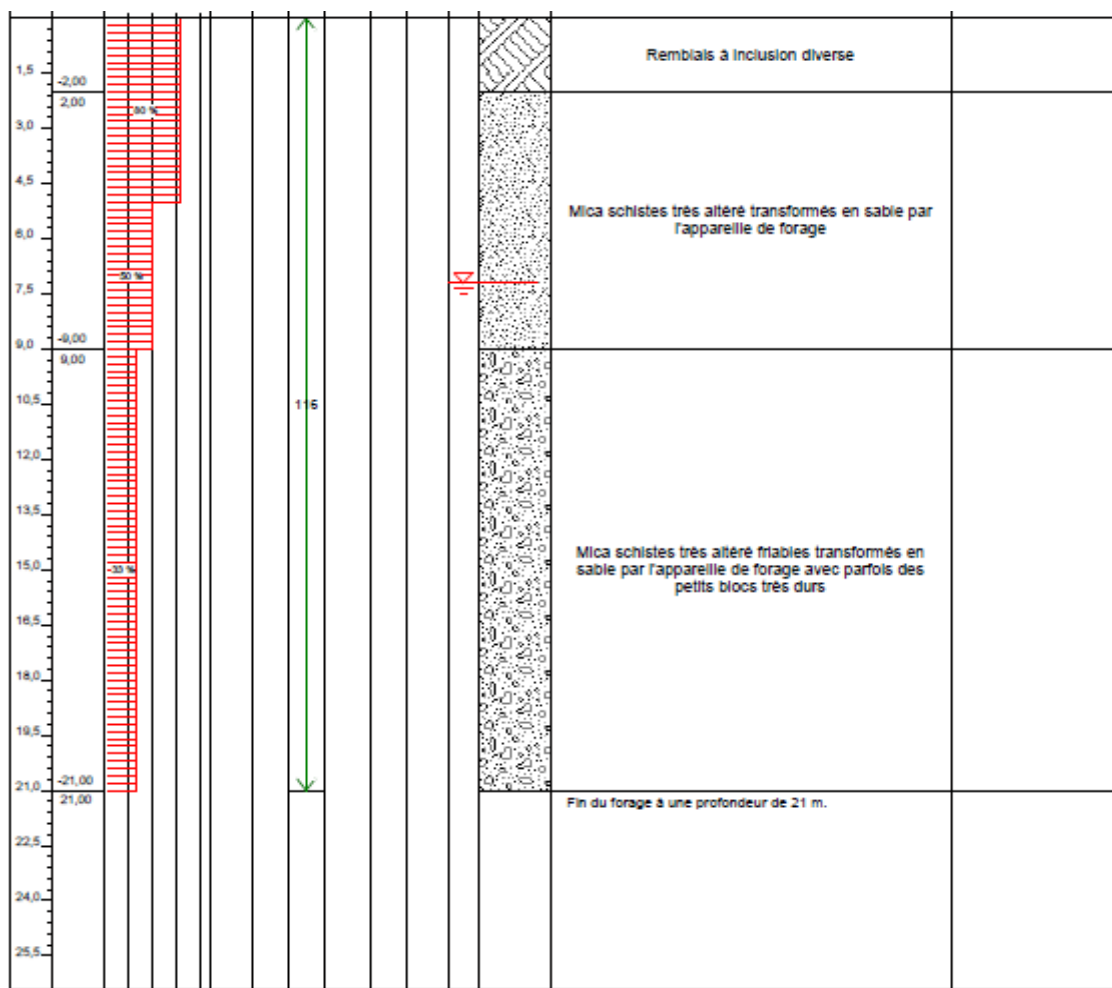


Fig. III.3: Rapport géotechnique.

III.4. Données topographique :

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

III.5. Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations. Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

Notre ouvrage se situe dans la wilaya de Tizi-Ouzou, 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.

III.6. Données climatiques :

a) La température :

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

b) la neige :

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

c) Le vent :

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

III.7. Les données hydrauliques :

Dans le cas du franchissement d'un cours, il est indispensable d'en connaître parfaitement le régime fréquence et importance des crues, débit solide, charriage éventuelle de corps flottants susceptible de heurter les piles. Mais le plus grand danger réside dans le phénomène d'affouillement, qui fut par le passé, la cause la plus fréquente d'effondrement des ponts sur un cours d'eau.

III.8. Cinématique de la construction :

L'ouvrage a une longueur totale de 620m, avec quatre fléaux de $(4 \times 148 \text{ m})$, construit en encorbellement et deux parties coulées sur cintre de 9 m chacune, qui seront ensuite clavés entre eux par cinq voussoirs de clavage de 2 m chacune comme illustré sur la figure ci-dessous

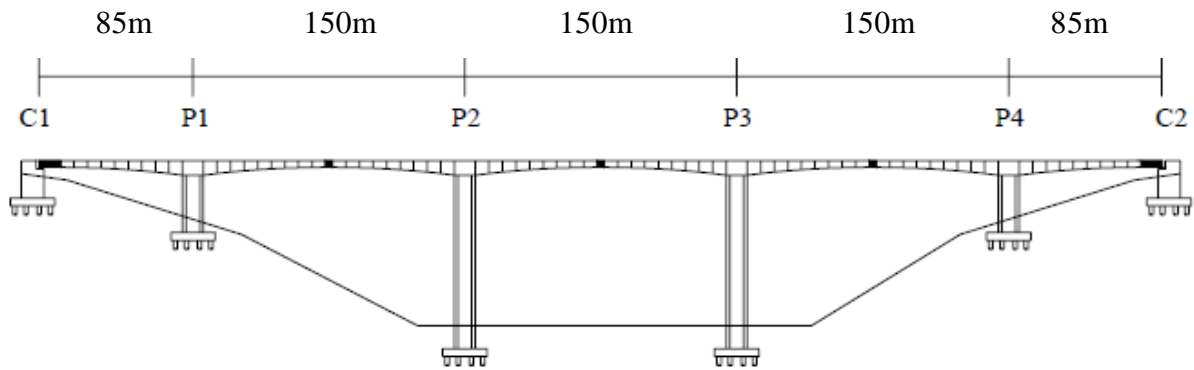


Fig. III.4. Coupe longitudinale de l'ouvrage

B) Caractéristique des matériaux :

1. Le Béton :

Le béton est le mélange dans des proportions convenables, et de façon homogène de ciment, sable, gravier, eau 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 soit utilisé sous des contraintes plus élevées. Ces contraintes sont des contraintes de compression qui servent à équilibrer les contraintes de traction engendrées par les charges.

III.1.1. Dosage :

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

III.1.2. Densité :

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

III.1.2. La résistance caractéristique à la compression :

Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à l'âge de **28 jours**, dite valeur caractéristique requise, et notée **fc28**.

Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

- Les résistances à la compression à différents âges de **j** jours, **j** différent de **28**.
 - La résistance à la traction à différents âges.
 - Le module de déformation longitudinale du béton.
- **35 Mpa** pour le béton du tablier. (superstructure)
- **27 Mpa** pour le béton d'appui et les fondations. (infrastructure)

Pour un béton âgé de moins de 28 jours, et non traité thermiquement on utilise les formules suivantes (**BAEL 91 REVISE 99**):

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 \times 0.83^j} + f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 \times 0.95^j} + f_{c28} \text{ si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Dans notre cas la résistance caractéristique à la compression sera :

$$J \geq 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$J < 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 \times 0.83^j} + f_{c28}$$

III.1.3. La résistance caractéristique à la traction : (B.P.E.L 91)

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

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

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

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

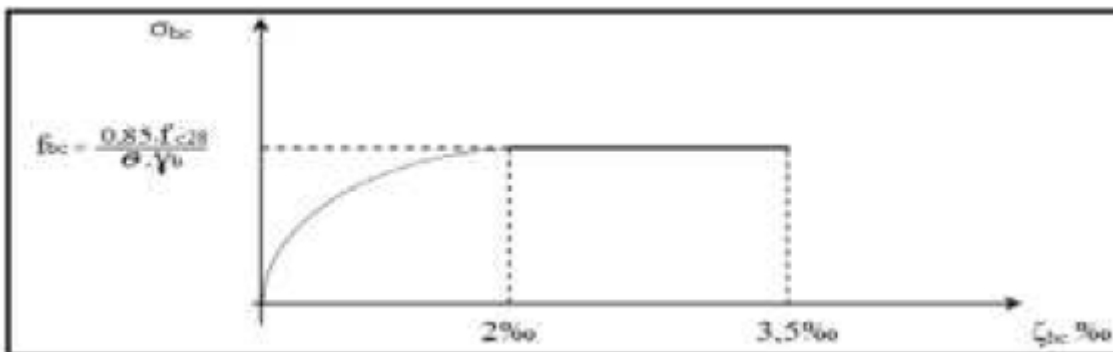


Fig.III.5 Diagramme contraintes-déformations du béton a l'ELU.

$$F_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta_{\gamma b}} + f_{c28} : \text{ est la contrainte de calcul du béton à l'état limite ultime (ELU).}$$

CHAPITRE III : Présentation De L'Ouvrage Et Caractéristique Des Matériaux

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

- γ_b : Est un coefficient de sécurité qui vaut :

$$\begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires. (En service)} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles (en construction).} \end{cases}$$

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

L a contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

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

III.1.6. Coefficient de poisson :

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

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0,3** mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0,2**. Quand au cas d'un béton fissuré, ν devient nul.

On prend pour les calculs de béton la valeur :

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS).

$\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU).

III.1.7. Module de déformation longitudinale du béton E :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c,j}} \quad (\text{Mpa}).$$

Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{dj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c,j}} \quad (\text{Mpa}).$$

III.1.8. Module de Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(2+\nu)} \quad \text{Avec } E : \text{ Module de Young}$$

III.2. Les aciers :

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

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (absence d'étriers précontraints) pour limiter la fissuration.

III.2.1. Les aciers passifs :

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

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **FeE40 A**, sa limite élastique 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**.

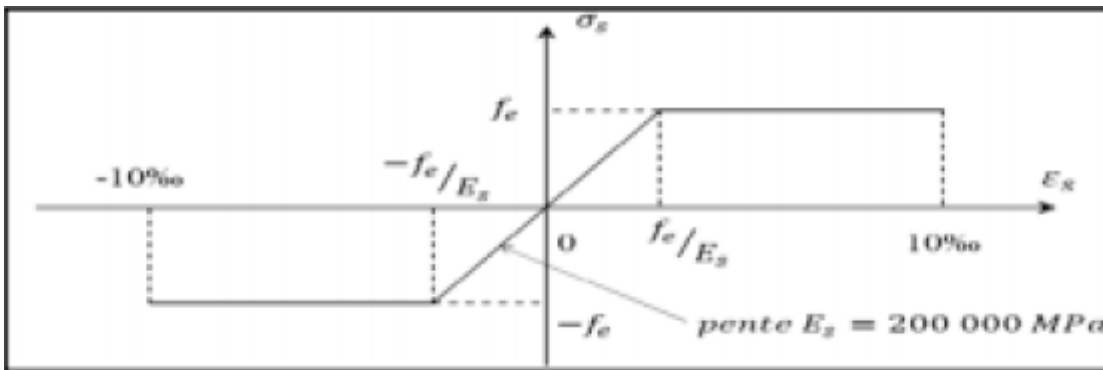


Fig. III.6 Diagramme contraintes-déformations de l'acier

• Etat limite ultime (ELU) :

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable ou transitoire.

La contrainte limite de traction de l'acier est donnée par: $\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$

• Etat limite de (ELS) :

La contrainte limite à la traction σ_s dépend du type de fissuration.

Pour la fissuration peu préjudiciable, $\overline{\sigma_s} = f_e$

Pour la fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; (110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right\}$

Pour la fissuration très préjudiciable $\overline{\sigma_s} = \min \{ 0,5 f_e ; (90\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \}$

Avec :

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

1,6 pour les aciers à haute adhérences.

III.2.2. Les aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour la construction en béton précontraint. Elles sont sous tension même sans aucune sollicitation.

Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles **T15**.



Fig.III.7: Acier actif ou toron.

III.2.2.1. Caractéristiques géométriques des câbles : Selon FREYSSINET

Les câbles ont les caractéristiques géométriques suivantes :

Section nominale d'un toron : **139 mm²**.

Poids de **1T15s** = **1,175 (kg/m)**

Section nominale d'un câble à **19 torons**, **A_p = 2441 mm²**.

Diamètre extérieur de la gaine : **100 mm**.

Diamètre intérieur de la gaine : **93 mm**.

III.2.2.2. Caractéristiques mécaniques :

Les câbles ont les caractéristiques géométriques suivantes :

Module d'élasticité de l'acier : **E_P = 190 000 MPa**.

Coefficient de frottement de courbure : **f = 0,2 rad⁻¹**

Coefficient de perte par frottement linière : **φ = 0,003m⁻¹**

Relaxation à **1000 heures** ; **p₁₀₀₀ = 2.5%** (acier à très basse relaxation TBR), **μ₀ = 0.43 %** (TBR).

Recul d'ancrage : **6 mm**.

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

Contrainte limite élastique garantie : **f_{peg} = 1660 MPa**.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{P0} = \text{Min} (0,8f_{prg}, 0,9f_{peg}) \\ \sigma_{P0} = 1488 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

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

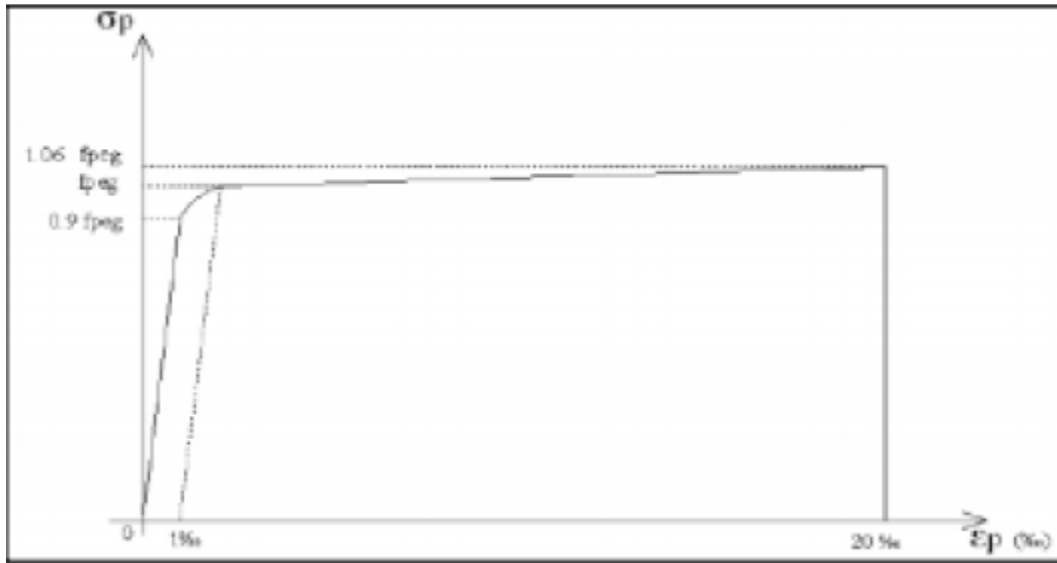


Fig.III.8 Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte

III.3. Conclusion :

Pour les matériaux a utilisé on a opté pour un béton résistant jusqu'a **35 MPa** pour la superstructure et de **27 MPa** pour l'infrastructure. Et des aciers passifs d'une limite d'élasticité de **400Mpa** avec des câbles de précontraintes **T15**.

chapitre IV



Pré dimensionnement

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 de la conception du projet de bien réussir le pré dimensionnement.

IV.1. Pré dimensionnement de la structure longitudinale :

Dans les ouvrages de grande portée, 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.

Lors de l'exécution, le tablier se présente sous forme de deux consoles sensiblement égales, qui constituent un fléau dont l'équilibre doit être assuré sous l'action du poids propre et des surcharges du chantier (équipements mobiles, engins et ouvriers), les efforts internes décroissent de l'encastrement sur appui jusqu'aux extrémités libres du fléau c'est-à-dire les sections en travée sont par conséquent beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui, ce qui conduit au choix d'un tablier de hauteur variable qui offre un certain nombre d'avantage dont le plus important est celui de l'allègement du tablier.

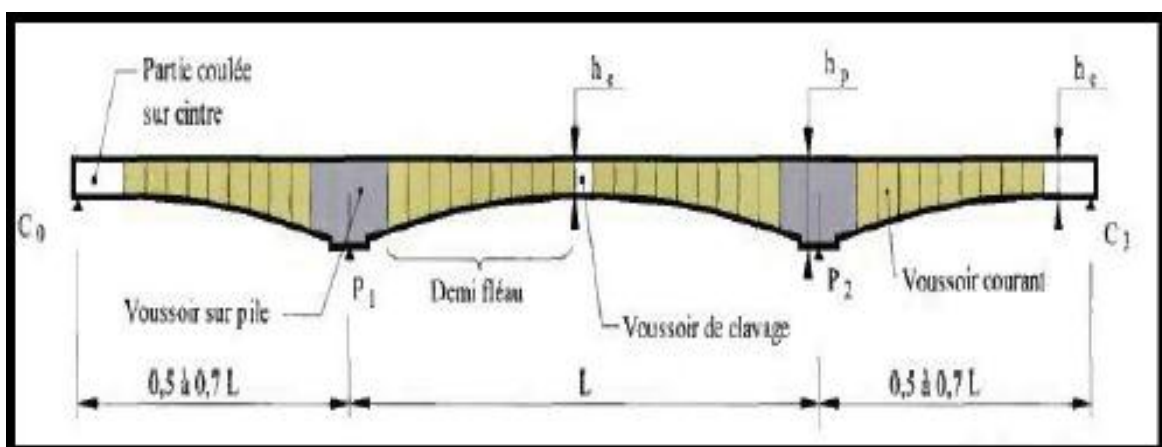


Fig. IV.1: Profil en long d'un tablier construit en encorbellements successifs.

Chapitre IV: pré dimensionnement

IV.1.1. Répartition des travées :

Les travées de rives ont généralement une longueur supérieure à celle d'un demi-fléau, cela permet un bon équilibrage des Moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitations et garantie des réactions d'appuis positives au niveau des culées, ainsi évité les moments renversants et les réactions négatives qui tendent à soulever les poutres au dessous de leurs appareils d'appuis.

Selon « STRA » la longueur de la travée de rive doit être comprise dans l'intervalle suivant :

$$0,5L_i \leq L_r \leq 0,6 L_i$$

$$\text{Avec } L_i = 150 \text{ m ,} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,5 L_i = 75 \text{ m} \\ 0,6 L_i = 90 \text{ m} \end{array} \right.$$

Dans notre projet : $L_r = 85 \text{ m}$ (la condition est vérifiée).

IV.1.2. Coupe longitudinale de l'ouvrage (Profil en long) :

L'ouvrage comporte deux travées de rive, et une travée intermédiaire ayant respectivement les portées suivantes : **85 m, 150 m**.

Le tablier se compose d'une poutre caisson à hauteur variable en béton précontraint, elle repose sur quatre piles avec un encastrement profond et sur des appareils d'appuis au niveau des culées.

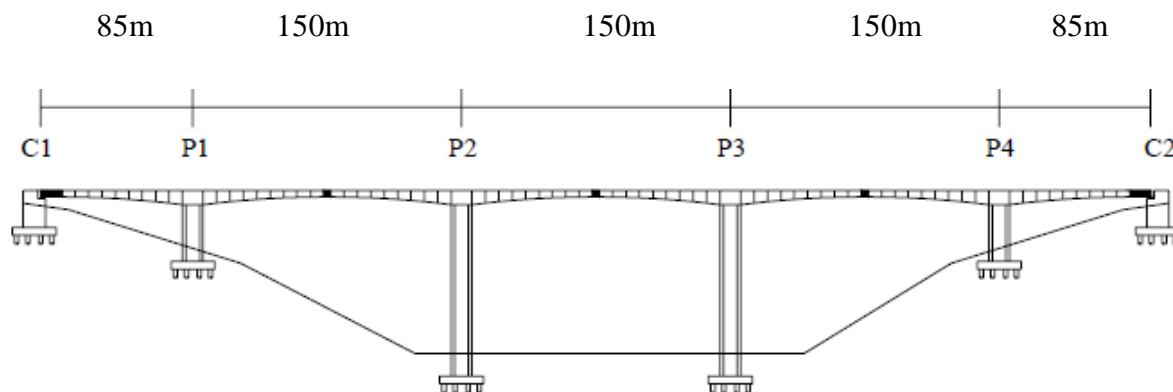


Fig. IV.2. Coupe longitudinale de l'ouvrage

IV.1.3. Découpage des voussoirs :

Pour mieux faciliter la tâche d'exécution, on opte pour le découpage suivant :

- Voussoir sur pile : **8m** (4voussoirs).
- Voussoir courant : **5 m** (112 voussoirs de hauteurs variables).
- Voussoir de clavage : **2m** (05 voussoirs de hauteur constante).
- Voussoir sur culée : **9m** (02 voussoirs de hauteur constante coulées sur cintre).

IV.1.4. Hauteur des voussoirs :

Les efforts les plus importants agissent au niveau des piles, notamment dans la phase de construction. Ces efforts décroissent régulièrement à mesure qu'on s'éloigne des piles, d'où la possibilité de faire varier l'inertie de la poutre.

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir des voussoirs sur piles, mais dans les parties coulées sur cintre (voisinage des culées), l'allure prend une forme rectiligne.

Les tabliers à hauteur variable offrent un certain nombre d'avantages :

- Économie de matériaux.
- Réduction de l'effort tranchant par la correction dite de Résal.
- le poids propre du tablier influe négativement sur le surdimensionnement des piles et fondations.
- Aspect esthétique.

IV.1.4.1. Hauteur sur pile :

La hauteur sur pile (h_p) est généralement comprise entre : $L/18 \leq h_p \leq L/16$

Due à l'effort tranchant qui est max au niveau de la pile, tel que L désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

D'où : $150/18 \leq h_p \leq 150/16$

Donc : $8.33m \leq h_p \leq 9.375m$

Pour notre cas on prend : $h_p=9m$

IV.1.4.2. Hauteur à la clé:

Lors de la construction, le moment au niveau de l'extrémité libre est nul, donc on peut avoir une hauteur de l'encastrement nulle pour le dernier voussoir. La hauteur minimale est de **2.2m** afin de disposer d'un espace suffisant pour ôter les coffrages, tendre les câbles de précontrainte, posé éventuellement des canalisations et la surveillance de l'ouvrage.

La hauteur à la clé h_c est généralement comprise entre :

$$L/40 \leq h_c \leq L/35$$

D'où : $150/40 \leq h_c \leq 150/35$

Donc : $3.75 \leq h_c \leq 4.28m$

-Dans notre projet : $h_c = 3.75m$

IV.2. Pré-dimensionnement de la section transversale :

IV.2.1. Choix et forme de la section transversale :

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

- La grande rigidité à la torsion des sections fermées permet d'obtenir une bonne stabilité.
- Le bon rendement mécanique (de l'ordre de 0,6) et une résistance élevée à la rupture.
- Les caissons continus facilitent l'entretien, le passage des canalisations diverses et confère une meilleure inertie thermique au tablier.

En phase de construction le tablier travaille en console, ce la engendre des moments de flexions négatifs dans la majeure partie des travées, qui sont très importants au voisinage des appuis. Donc il est judicieux d'utiliser des caissons à hauteur variable afin de réduire le poids propre et le nombre de câbles de précontraint.

Les membrures inférieures doivent également résister à des contraintes de compression très élevés, d'où la nécessité de prévoir un hourdi inférieur formant une table de compression.

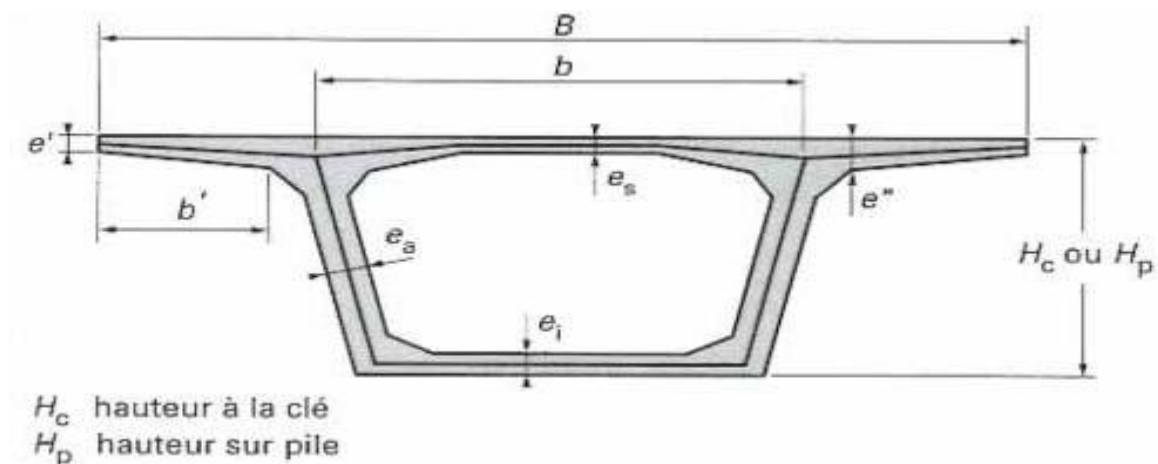


Fig. IV.3: Coupe transversale d'un caisson simple à deux âmes.

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

Pour: **$B \leq 13$ m** Le caisson unicellulaire à deux âmes.

Pour: **13 m $< B \leq 18$ m** Le caisson bicellulaire à trois âmes.

Pour: **18 m $< B \leq 25$ m** Deux caissons unicellulaires.

Dans notre projet la largeur du tablier est de **13.4 m** donc nous avons choisi un tablier en forme de caisson unicellulaire avec deux âmes inclinées, cette disposition est souvent considérée comme étant plus esthétique et économique, car elle permet de réduire la dimension des piles.

IV.2.2. Épaisseur des âmes :

L'épaisseur des âmes doit être déterminée de manière à reprendre dans des conditions acceptables les efforts tranchants et les moments de torsion, permettre un bétonnage aisé, et enfin permettre la mise en œuvre des organes d'ancrage de la précontrainte.

Le choix d'épaisseur des âmes dépend de du principe de câblage adopté et les conditions de résistance à l'effort tranchant.

➤ **Type de câblage adopté :**

$$\begin{cases} e_{\min} = 36 \text{ cm pour des unités } 12\text{T}13. \\ e_{\min} = 44 \text{ cm pour des unités } 12\text{T}15. \\ e_{\min} = 59 \text{ cm pour des unités } 19\text{T}15. \end{cases}$$

Les câbles de précontrainte choisis dans notre ouvrage sont du type **19T15** $\Rightarrow e_a \geq 59 \text{ cm}$

La résistance à l'effort tranchant impose de conserver une épaisseur utile d'âme :

$$e_a = 0.26 + \frac{l}{500} = 0.26 + \frac{150}{500} = 0.56\text{m}$$

- Pour notre ouvrage l'épaisseur de l'âme : **$e_a = 60 \text{ cm}$**

• **Inclinaison des âmes :**

L'inclinaison adoptée (âme par rapport à l'horizontal) est : $\text{tg } \alpha = 5,44 \Rightarrow \text{donc } \alpha = 79,58^\circ$

• **Entraxe des âmes (L'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 **$b = 6.5\text{m}$** .

IV.2.3. Epaisseur du hourdis supérieur :

L'épaisseur de hourdis supérieure est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale sous l'effet des charges roulantes et par la possibilité de placer des câbles de précontraintes longitudinaux.

On a le rapport :

$$\frac{b}{e_s} = 25 \text{ à } 30 \quad \text{avec} \quad b = 6,5\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_s = \frac{b}{30} = 0,216 \text{ m} \\ e_s = \frac{b}{25} = 0,26 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{-Dans notre projet : } \quad e_s = 25 \text{ cm.}$$

IV.2.4. Épaisseur du hourdis inférieure :

L'épaisseur du hourdis inférieur est variable entre la section sur pile est la section à la clé.

La variation est en fonction de plusieurs paramètres, on peut citer :

- La résistance à la flexion transversale.
- Résister transversalement à la poussée au vide due aux effets combinés de la compression de ce hourdis et de sa courbure.
- Le logement des câbles de continuités.
- L'ancrage de ces câbles et la diffusion des efforts de précontrainte.

Il est important de noter que l'épaisseur du hourdis inférieur dépend de la contrainte de compression longitudinale admissible du béton (flexion générale) et des efforts transversaux qui résultent notamment de la poussée au vide.

➤ Épaisseur à la clé:

Elle doit être supérieure ou égale à la plus restrictive des valeurs suivantes :

$$e_{ic} \text{ (cm)} \geq \max \{18\text{cm} ; 3\varnothing ; e_a/3\}$$

- \varnothing : étant le diamètre de conduits de précontraintes.
- e_a : étant l'épaisseur des âmes.

$$e_{ic} \text{ (cm)} \geq \max \{18\text{cm} ; 3 \times 8 = 24 ; 60/3 = 20\} \quad \text{On prend : } \quad e_{ic} = \mathbf{25\text{cm}}$$

• Épaisseur sur pile :

C'est la limitation de la compression en fibre inférieure en service qui détermine l'épaisseur du hourdis inférieur sur pile, cette valeur qui dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis, varie de **35 à 80 cm**.

Pour le pré dimensionnement on a :

$$e_{ip} = 2.5 \times e_{ic}$$

$$e_{ip} = 2.5 \times 25 = 60 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \quad e_{ip} = \mathbf{90 \text{ cm}}$$

IV.2.5. Les goussets :

Les goussets facilitent la mise en place du béton, et permettent de loger les câbles du fléau ainsi que les ancrages éventuels des câbles de continuité relevés en travée.

➤ Gousset supérieur :

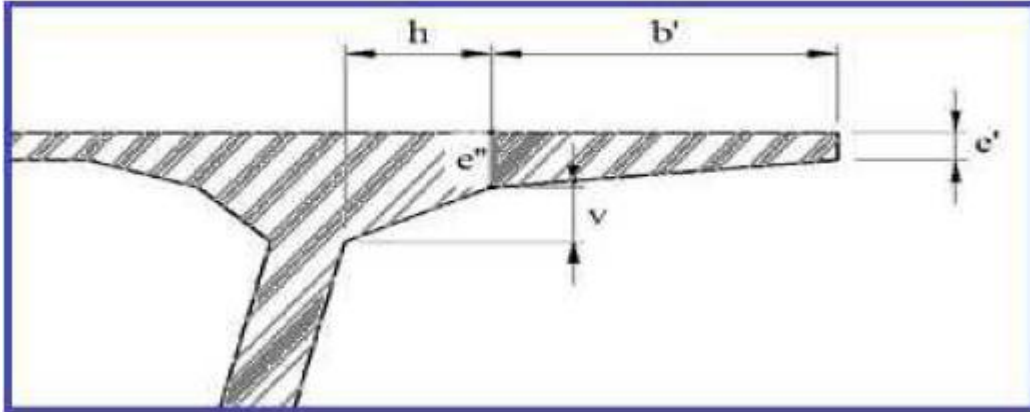


Fig. IV.4 : Gousset supérieur

La valeur (e'') est comprise entre :

L'épaisseur $e' = 25 \text{ cm}$.

La valeur (e'') est comprise entre :

$$b/7 \leq e'' \leq b/5$$

avec : $b' = 225 \text{ cm}$

$$32.14 \text{ cm} \leq e'' \leq 45 \text{ cm}$$

- Pour notre ouvrage : $e'' = 50 \text{ cm}$

L'angle d'inclinaison du gousset et l'horizontal est **26.56°**

$$\text{tg}26.56^\circ = v / h ; \text{ avec: } v = 50 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

➤ Gousset inférieur :

Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets doivent loger des câbles de continuité intérieure.

L'inclinaison de ces derniers par rapport à l'horizontale ne doit pas être inférieure à 45° pour favoriser l'écoulement du béton.

- Dans notre ouvrage : l'angle d'inclinaison $\alpha = 45^\circ$ car $v = h = 35 \text{ cm}$

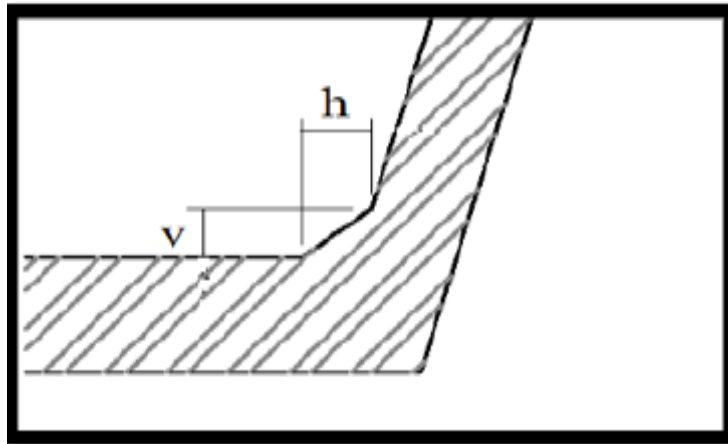


Fig. IV.5: Gousset inférieur.

IV.3. Caractéristiques géométriques :

Pour déterminer les différentes caractéristiques géométriques des sections des voussoirs limites (sur pile vide ou plein, et à la clé). On divise la surface de ces caissons en parties rectangulaires et triangulaires afin de faciliter les calculs.

Caractéristique géométrique		Formule
Si : Aire de la section « i ».		$S_i = h \times b$
YG_i : Ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure		$YG = \frac{\sum YG_i S_i}{\sum S_i}$
d_i : Distance entre le centre de gravité de la section « i », et le centre de gravité de la section totale.		$d_i = YG - YG_i$
IG_i : Moment d'inertie de la section « i », par rapport à son centre de gravité.	section rectangulaire	$IG_i = \frac{bh^3}{12}$
	section triangulaire	$IG_i = \frac{bh^3}{36}$
IG_x : Moment d'inertie total du voussoir par rapport		$IG_x = \sum (IG_i + S_i d_i^2)$
V : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure		$V = h - YG$
V' : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure		$V' = YG$
ρ : Rendement mécanique de la section		$\rho = \frac{IG_x}{SVV'}$
C : L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.		$C = \rho V$
C' : L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.		$C' = \rho V'$

Tab. IV.1. Tableau représente les différentes formules de caractéristiques géométriques.

Chapitre IV: pré dimensionnement

b_i (m)	h_i (m)	s_i (m ²)	Y_{Gi} (m)	$s_i \times Y_{Gi}$ (m ³)	d_i (m)	d_i^2 (m ²)	$s_i d_i^2$ (m ⁴)	IX_{Gi} (m ⁴)	IX_{Gi}/X (m ²)
13	0.25	3.25	8.875	28.843	3.693	13.638	44.323	0.017	44.34
2.25	0.25	0.281	8.666	2.435	3.484	12.138	3.411	0.00097	3.411
2.25	0.25	0.281	8.666	2.435	3.484	12.138	3.411	0.00097	3.411
1	0.25	0.25	8.625	2.156	3.443	11.854	2.963	0.0013	2.964
1	0.25	0.25	8.625	2.156	3.443	11.854	2.963	0.0013	2.964
1	0.5	0.25	8.333	2.083	3.151	9.929	2.482	0.00347	2.485
1	0.5	0.25	8.333	2.083	3.151	9.929	2.482	0.00347	2.485
6.5	0.5	4.875	8.375	40.828	3.193	10.195	49.7	0.228	49.928
4	8	32	4	128	1.182	1.397	44.704	170.667	215.371
1.25	8	5	5.333	26.665	0.151	0.023	0.115	2.22	2.335
1.25	8	5	5.333	26.665	0.151	0.023	0.115	2.22	2.335
0.8	2	-1.6	4	-6.4	1.182	1.397	-2.235	-0.266	-2.501
		49.762		257.887					329.528

Tab. IV.4 : Tableau des caractéristiques géométriques du voussoir plein.

$$YG = \frac{257.887}{49.762} = 5.182$$

$$V' = YG = 5.182 \text{ m}$$

$$V = H - YG = 9 - 5.182 = 3.818 \text{ m}$$

$$S = 49.762 \text{ m}^2$$

$$IGx = 329.528 \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{329.528}{49.762 \times 3.818 \times 5.182} = 0.334$$

$$C = \rho \cdot V = 0.334 \times 3.818 = 1.275 \text{ m}$$

$$C' = \rho \cdot V' = 0.334 \times 5.182 = 1.731 \text{ m}$$

IV.3.4. Loi de variation des différents paramètres

L'extrados a une pente de 1.9%.

IV.3.4.1. Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$

➤ Travée de rive

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

Chapitre IV: pré dimensionnement

- L'extrados est rectiligne.
- L'intrados à une hauteur constante égale à $hc = 3,75m$ sur culée, puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre $hp = 9m$ au niveau de la pile.
- La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.

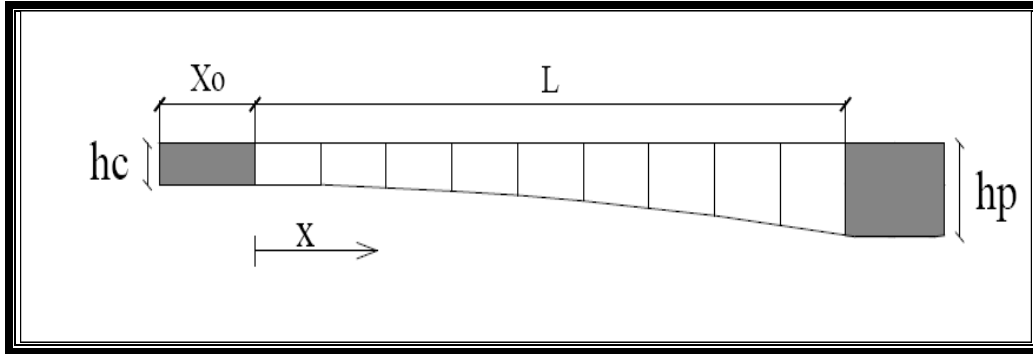


Fig. IV.9 : Variation de la hauteur de la travée de rive.

La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes [SETRA, 2003].

Pour $x \leq 0$: $h(X) = hc = 3.75 \text{ m}$

Pour $0 < X \leq L$: $h(X) = hc + (hp - hc) (X/L)^2$

$h(X) = h(x) = 3.75 + 0.00107 x^2$ Si $0 \leq x \leq L$ avec $L = 70m$

Avec :

hp : hauteur de la poutre sur pile.

hc : hauteur de la poutre à la culée.

➤ Travée intermédiaire :

Comme notre pont est symétrique : les trois travées intermédiaires sont identiques d'après notre étude sur une seule travée .

En considérant le demi fléau intermédiaire représenté sur la figure suivante :

Comme la travée est symétrique, donc on peut s'intéresser uniquement à sa moitié (demi fléau).

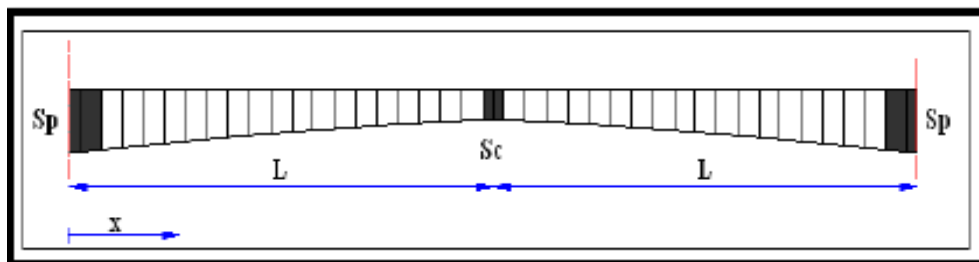


Fig. IV.10 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire

La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes

- $h(x) = h_c + (h_p - h_c) (x/L)^2$ si : $0 < x \leq L$
- $h(x) = 3.75 + 0.00107 x^2$; $L = 75 - (4 + 1) = 70$ m
- $h(x) = h_c + (h_p - h_c) (x/L)^2$ si : $L \leq x < 0$
- $h(x) = 3.75 + 0.00107 x^2$; $L = 75 - (4 + 1) = 70$ m

IV.3.3.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$:

➤ travée de rive :

- $e(x) = e_{ic} = 0.25$ m si : $x \leq 0$
- $e(x) = e_p = 0.9$ m si : $x \geq L$
- $e(x) = e_{ic} + (e_p - e_{ic}) (x/L)^2$ si : $0 < x \leq L$
- $e(x) = 0.25 + 0.000132 x^2$; $L = 70$ m

Avec :

e_{ic} : épaisseurs du hourdis sur culée.

e_p : épaisseurs du hourdis sur pile.

➤ Travée intermédiaire :

- $e(x) = e_{ic} + (e_p - e_{ic}) (x/L)^2$ si : $0 < x \leq L$
- $e(x) = 0.25 + 0.000132 x^2$; $L = 70$ m
- $e(x) = e_{ic} + (e_p - e_{ic}) (x/L)^2$ si : $L \leq x \leq 0$
- $e(x) = 0.25 + 0.000132 x^2$; $L = 70$ m

IV.3.3. 3. Variation de la section $S(x)$:

➤ Travée de rive :

- $S(x) = S_c = 11.078$ m si : $x \leq 0$
- $S(x) = S_p = 18.674$ m si : $x \geq L$
- $S(x) = S_c + (S_p - S_c) (x/L)^2$ si : $0 < x \leq L$
- $S(x) = 11.078 + 0.00155 x^2$; $L=70$ m

Avec :

S_c : section de la poutre à la culée.

S_p : section de la poutre à la pile.

➤ Travée intermédiaire :

La fonction représentative de l'aire de la section est :

- $S(x) = S_c + (S_p - S_c) (x/L)^2$ si : $0 < x \leq L$
- $S(x) = 11.078 + 0.00155 x^2$; $L=70$ m

$$\bullet S(x) = S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{L} \right)^2 \quad \text{si : } L \leq x \leq 0$$

$$\bullet S(x) = 11.078 + 0.00155 x^2 \quad ; L=70m$$

IV.2.3.4. Variation de l'inertie $I(x)$:

Il est d'usage de considérer une loi la forme $\mathbf{Kh}^{(5/2)}$, \mathbf{h} étant la hauteur de la poutre ; cette loi est intermédiaire entre la loi limite $\mathbf{I} = \mathbf{Kh}$ et la loi de variation d'une section plein et rectangulaire $\mathbf{I} = \mathbf{Kh}^3$.

L'expérience montre qu'une loi de la forme $\mathbf{Kh}^{(5/2)}$ conduit à des résultats assez précis par rapport un calcul numérique fin pour une section de poutre en forme de caisson.

➤ Travée de rive :

La variation des inerties est donnée par les relations suivantes :

$$\bullet I(x) = I_c = 19.214 \text{ m}^4 \text{ si : } 0 \leq x \leq \alpha L$$

$$\bullet I(x) = I_c \left[1 + K \left(\frac{x - \alpha L}{L - \alpha L} \right)^{5/2} \right] \text{ si : } \alpha L \leq x \leq L$$

Avec :

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

$$K = \left[\left(\frac{201.736}{19.214} \right)^{0.4} - 1 \right]$$

$$K = 1.561$$

➤ Travée intermédiaire :

$$\bullet I(x) = I_c \left[1 + K \left(\frac{x - \alpha L}{L - \alpha L} \right)^{5/2} \right] \text{ si : } 0 \leq x \leq L$$

$$\bullet I(x) = I_c \left[1 + K \left(\frac{x - \alpha L}{L - \alpha L} \right)^{5/2} \right] \text{ si : } L \leq x \leq 0$$

IV.3.3.5. Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir :

La variation des (C.D.G) est donnée par les relations suivantes:

➤ Travée de rive :

$$\bullet YG(x) = Y_{GC} = 2.04 \text{ m si : } x \leq 0$$

$$\bullet YG(x) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) \left(\frac{x}{L} \right)^2 \text{ si : } 0 \leq x \leq L$$

$$\bullet YG(x) = 2.04 + 0.00062 X^2 \quad ; L= 70 \text{ m}$$

➤ Travée intermédiaire :

$$\bullet YG(x) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) \left(\frac{x}{L} \right)^2 \text{ si : } 0 \leq x \leq L$$

$$\bullet YG(x) = 2.04 + 0.00062 X^2 \quad ; L= 70 \text{ m}$$

Chapitre IV: pré dimensionnement

❖ Paramètres de la travée intermédiaire:

Abs X(m)	H (m)	E(x) (m)	S(x) (m ²)	Y _G (x) (m)	I _{XG} (x) (m ⁴)	V (m)	V' (m)	ρ	C (m)	C' (m)
-1	3.75	0.25	11.078	2.04	19.214	1.71	2.04	0.5	0.855	1.02
0	3.75	0.25	11.078	2.04	19.214	1.71	2.04	0.5	0.855	1.02
5	3.777	0.253	11.215	2.055	19.6	1.722	2.055	0.5	0.861	1.027
10	3.857	0.263	11.233	2.102	20.788	1.755	2.102	0.501	0.879	1.053
15	3.990	0.28	11.426	2.179	22.861	1.811	2.179	0.507	0.918	1.105
20	4.178	0.303	11.698	2.288	25.965	1.89	2.288	0.513	0.969	1.174
25	4.419	0.332	12.046	2.427	30.309	1.992	2.427	0.52	1.036	1.1.262
30	4.713	0.369	12.473	2.598	36.175	2.115	2.598	0.528	1.138	1.372
35	5.06	0.412	12.976	2.799	43.925	2.261	2.799	0.535	1.209	1.497
40	5.462	0.461	13.558	3.032	54.013	2.43	3.032	0.541	1.314	1.64
45	5.917	0.517	14.216	3.295	66.99	2.622	3.295	0.545	1.429	1.796
50	6.425	0.58	14.953	3.59	83.521	2.835	3.59	0.549	1.556	1.971
55	6.987	0.649	15.766	3.915	104.395	3.072	3.915	0.55	1.69	2.153
60	7.602	0.725	16.658	4.272	130.534	3.33	4.272	0.548	1.825	2.341
65	8.27	0.808	17.626	4.659	163.01	3.611	4.659	0.55	1.986	22.536
70	9	0.9	18.673	5.078	201.736	3.922	5.078	0.542	2.126	2.752

Tab.IV.5: Tableau de la variation des différents paramètres de $\frac{1}{2}$ de la travée intermédiaire.

Chapitre IV: pré dimensionnement

❖ Paramètres de la travée de rive:

Abs X(m)	H (m)	E(x) (m)	S(x) (m)	Y _G (x) (m)	I _{XG} (x) (m ⁴)	V (m)	V' (m)	ρ	C (m)	C' (m)
-11	3.75	0.25	11.078	2.04	19.214	1.71	2.04	0.5	0.588	1.02
-2	3.75	0.25	11.078	2.04	19.214	1.71	2.04	0.5	0.855	1.02
0	3.75	0.25	11.078	2.04	19.214	1.71	2.04	0.5	0.855	1.02
5	3.777	0.253	11.215	2.055	19.6	1.722	2.055	0.5	0.861	1.027
10	3.857	0.263	11.233	2.102	20.788	1.755	2.102	0.501	0.879	1.053
15	3.990	0.28	11.426	2.179	22.861	1.811	2.179	0.507	0.918	1.105
20	4.178	0.303	11.698	2.288	25.965	1.89	2.288	0.513	0.969	1.174
25	4.419	0.332	12.046	2.427	30.309	1.992	2.427	0.52	1.036	1.1.262
30	4.713	0.369	12.473	2.598	36.175	2.115	2.598	0.528	1.138	1.372
35	5.06	0.412	12.976	2.799	43.925	2.261	2.799	0.535	1.209	1.497
40	5.462	0.461	13.558	3.032	54.013	2.43	3.032	0.541	1.314	1.64
45	5.917	0.517	14.216	3.295	66.99	2.622	3.295	0.545	1.429	1.796
50	6.425	0.58	14.953	3.59	83.521	2.835	3.59	0.549	1.556	1.971
55	6.987	0.649	15.766	3.915	104.395	3.072	3.915	0.55	1.69	2.153
60	7.602	0.725	16.658	4.272	130.534	3.33	4.272	0.548	1.825	2.341
65	8.27	0.808	17.626	4.659	163.01	3.611	4.659	0.55	1.986	22.536
70	9	0.9	18.673	5.078	201.736	3.922	5.078	0.542	2.126	2.752

Tab.IV.6: Tableau de la variation des différents paramètres de ½ de la travée de rive.

chapitre V



Charge et surcharge

Chapitre V : charge et surcharge

Introduction

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharge routière, superstructures, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale. Avant de procéder à l'étude de ces chargements, on définit tout d'abord certaines notions qui seront utiles pour la suite.

Toutes les parties du tablier ne sont pas forcément à charger par les charges de chaussée.

Il faut donc définir une largeur chargeable qui se déduit elle-même de la largeur roulable.

On donne ci-dessous les définitions correspondantes.

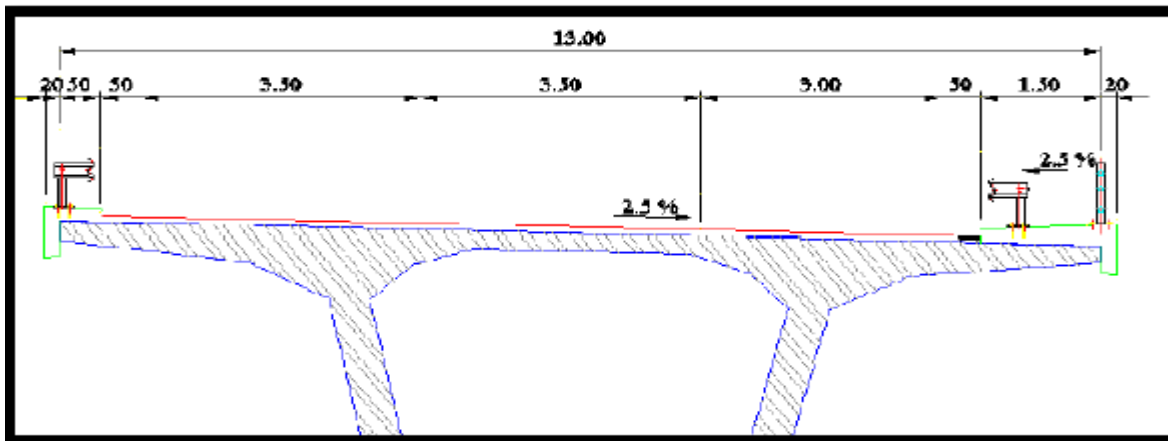


Fig. V. 1 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont

V.1. Définitions

V.1.1. Largeur roulable (L_r)

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

-Dans notre cas $L_r = 11m$.

V.1.2. Largeur chargeable (L_{ch})

Elle est déduite de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,5 m de chaque dispositif de sécurité comme indiqué dans la loi suivante :

$$L_{ch} = L_r - n \cdot 0,5$$

L_{ch} : largeur chargeable en m.

L_r : Largeur roulable en m

n : Nombre de dispositifs de retenue tel que $n \leq 2$.

$$L_C = L_R - 2 \times 0,5$$

- Dans le cas où il n'y a pas de bandes d'arrêt d'urgences (BAU), alors $L_{ch} = L_r$.

- Dans notre cas $L_c = 10 \text{ m}$.

V.1.3 .Largeur totale L_T :

- Dans notre cas $L_T = 13 \text{ m}$

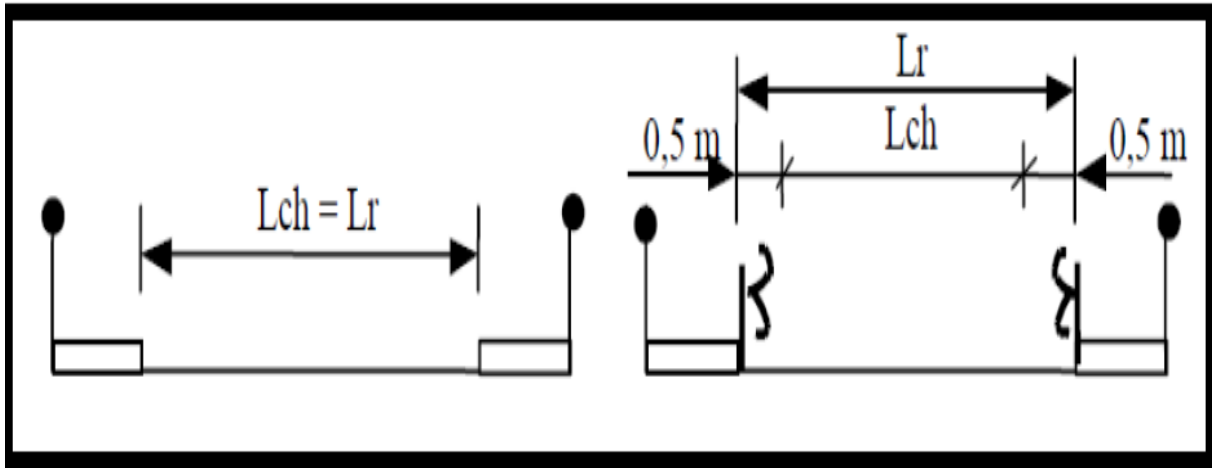


Fig. V. 2 : Largeur roulable (L_r), Largeur chargeable (L_{ch}).

Le règlement introduit également deux autres notions géométriques. Il s'agit du nombre de voies de circulation et de la classe de pont.

V.1.4. Nombre de voies (N_v)

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur largeurs chargeables (L_{ch}) exprimé en mètre tel que:

$$N_v = \frac{L_{CH}}{3} = \frac{10}{3} = 3.33$$

$N_v = 3$ voies

Par exceptions, les chaussées comprises entre 5 m (inclus) et 6 m sont considérées comme ayant 2 voies. $5 \leq L_{ch} \leq 6 \text{ m} \rightarrow N_v = 2$ voies.

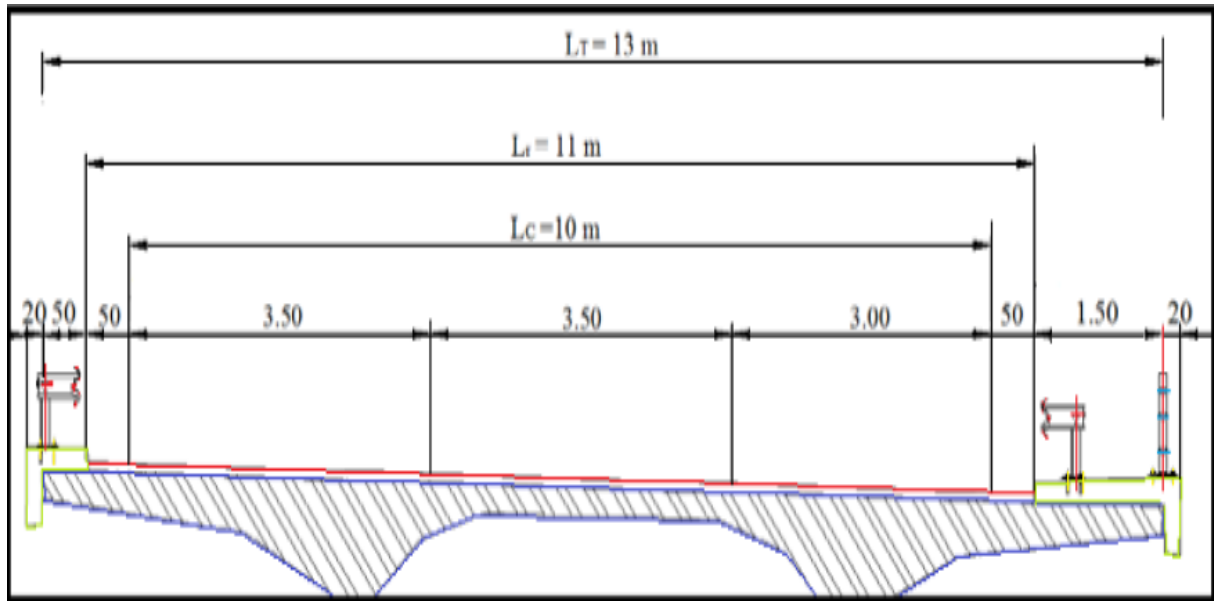


Fig. V. 3 : Profil en travers du pont

V.1.5. Largeur réelle d'une voie (V)

La largeur d'une voie de circulation, V, est donné par:

$$V = \frac{L_{ch}}{N_V} = \frac{10}{3} = 3.33 \quad \text{-Dans notre ouvrage on a : } \begin{cases} \text{deux voies de 3,5 m.} \\ \text{Une voie de 3 m.} \end{cases}$$

V.2 .Classe des ponts

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

- **1^{ère} classe :** tous les ponts supportant une largeur roulable supérieure ou égale à 7 m c'est à dire $L_r \geq 7 \text{ m}$ et ceux portant des bretelles d'accès à de telles chaussées, ainsi que les autres ponts éventuellement désigné par le Cahier des Prescriptions Spéciales (C.P.S.), tels que les ponts urbains ou en zone industrielle avec risque d'accumulation de poids lourds quelque soit leur largeur.

- **2^{ème} classe:** tous les ponts autres que ceux de la 1^{ère} classe supportant des chaussées de largeur roulable comprise strictement entre 5,50 m et 7 m, c'est à dire, $5,5 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$.

- **3^{ème} classe:** les ponts autres que ci-dessus portant des chaussées de 1 ou 2 voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5,5 m. c'est à dire $L_r \leq 5,5 \text{ m}$.

En résumé :

Chapitre V: charge et surcharge

Largeur roulable	Classe de pont
$L_r \geq 7m$ ou exceptions	1 ^{ère} classe
$5,5 < L_r < 7m$	2 ^{ème} classe
$L_r \leq 5,5m$	3 ^{ème} classe

Tab. V .1: Valeurs de a_1 selon la classe de ponts.

Pour notre projet ; il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable $L_R= 11 m$, donc c'est un pont de 1^{ère} classe.

V.3. Evaluation des charges et surcharges

V.3.1 .Charges hors trafic :

V.3.1.1. 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).

➤ Élément porteur :

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

$$G = 4G_1 + 8G_2 + 5 G_3 + 2 G_4 .$$

Telle que :

G_1 : Poids propre de voussoir sur pile plein (h= constante).

G_2 : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur sur 70 m.

G_3 : Poids propre de voussoir à la clé.

G_4 : poids propre de la partie coulés sur cintre (h = hc constante).

$$G_1 = [\gamma b Sp.8] = (2.5 \times 52.123 \times 8) = 995.24t$$

$$G_2 = \gamma b \int_0^{70} \left(sp - sc \right) \frac{x_2}{L_2} + S_c) dx = 2381.75t$$

$$G_3 = [\gamma b sc.2] = (2.5 \times 11.078 \times 2) = 55.39 t$$

$$G_4 = [\gamma b sc.9] = (2.5 \times 11.078 \times 9) = 249.255t$$

$$\Rightarrow G = 4 (995.24) + 8 (2381.75) + 5(55.39) + 2 (249.255) = 26601.5221t$$

V.3.1.2.Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

Concernent les éléments non porteurs et les installations fixes :

-Revêtement

-Dispositif de sécurité (barrière + garde-corps)

-Charges des trottoirs et les corniches

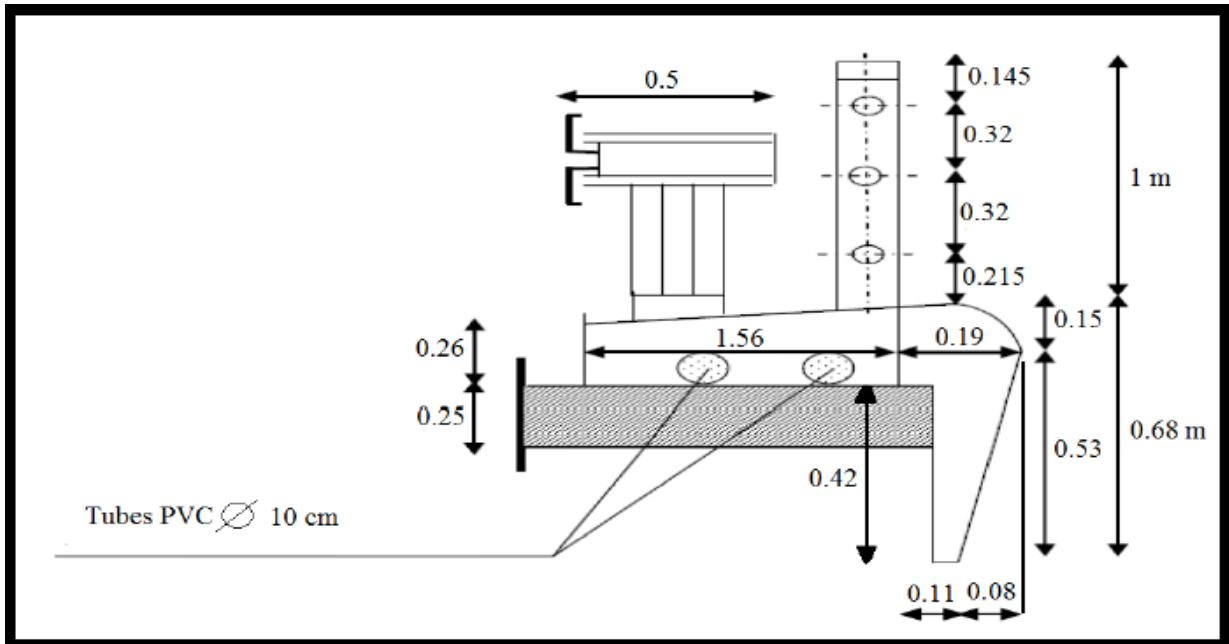


Fig. V. 4: Coupe transversale du trottoir et des éléments non porteurs.

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 $\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$.

$$P_{\text{rev}} = e \times L_r \times \gamma_{\text{BB}} = 0,01 \times 11 \times 2 + 0,08 \times 11 \times 2,4 = 2,332 \text{ t/ml.}$$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement.

L_r : Largeur roulable qui est égale à 11m.

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

b) Trottoir +corniche (P_{tr+cor})

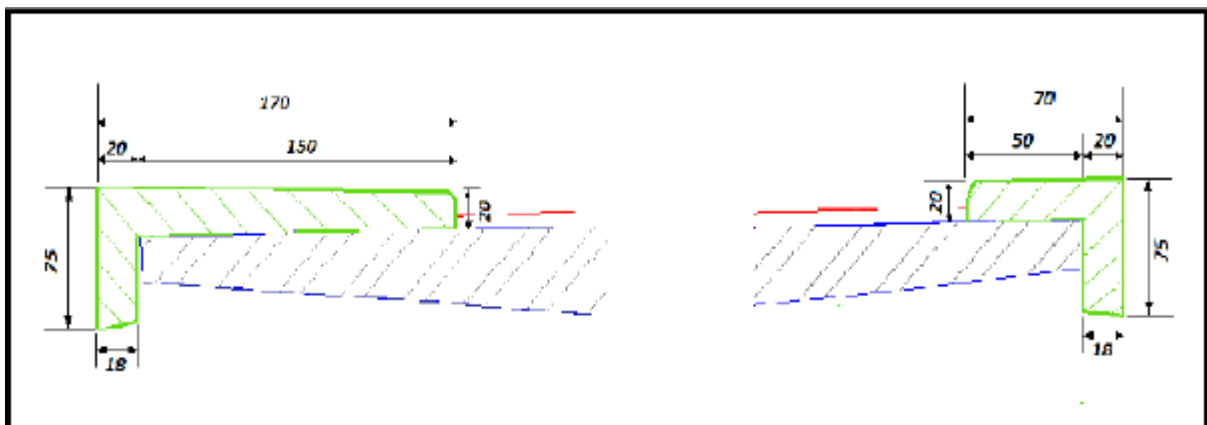


Fig. V. 5 : Coupe transversale (trottoir+corniche).

Chapitre V: charge et surcharge

Pour le trottoir de gauche : $(tr+corniche) = 2,5 \times 0,4945 = 1,2362 \text{ t/ml}$

Pour le trottoir de droite : $(tr+corniche) = 2,5 \times 0,2385 = 0,5962 \text{ t/ml}$

-D'où: $P (tr+corniche) = 1,8324 \text{ t/ml}$.

c) Poids du dispositif de sécurité :

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

➤ Poids des glissières de sécurité :

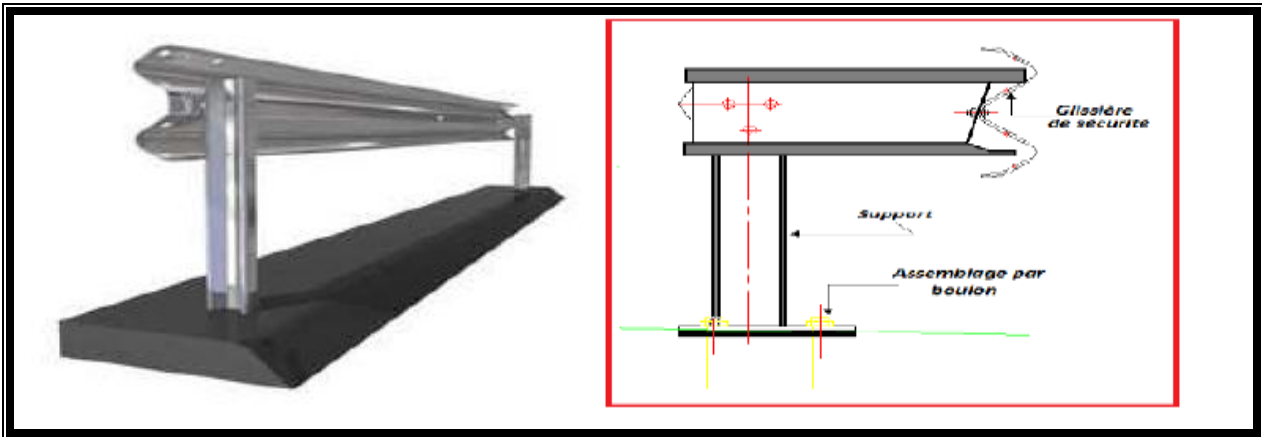


Fig. V. 6: Glissière de sécurité

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à :

$P_{gl} = 0,06 \text{ t/ml} \Rightarrow P (2gli) = 0,12 \text{ t/ml}$.

➤ Poids des garde-corps (P_{gc})

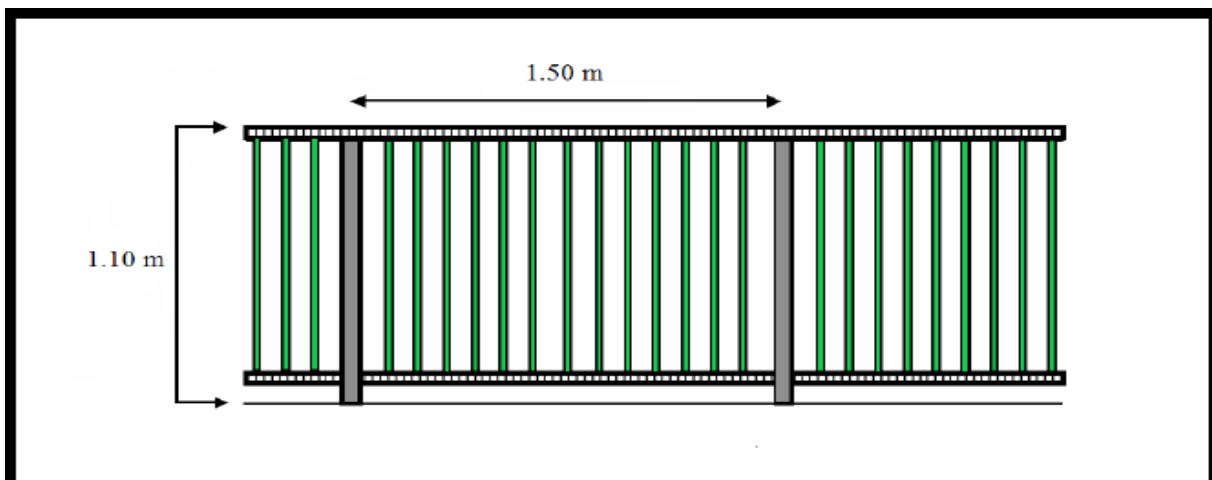


Fig. V. 7 : Garde corps.

Chapitre V: charge et surcharge

Le poids d'un garde corps est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.

Donc :

$$P_{gc} = 0,2 \text{ t/ml.}$$

Donc : $CCP = P_{rev} + P_{gl} + P_{gc} + p(tr+corniche)$

$$= 2,332 + 0,12 + 0,2 + 1,8324$$

$$\Rightarrow CCP = 4,4844 \text{ t / ml.}$$

V.4. Les charges dues au trafic:

V.4.1. 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 (B_c , B_t , B_r).
- La surcharge militaire M_c120 .
- La surcharge exceptionnelle convoi D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

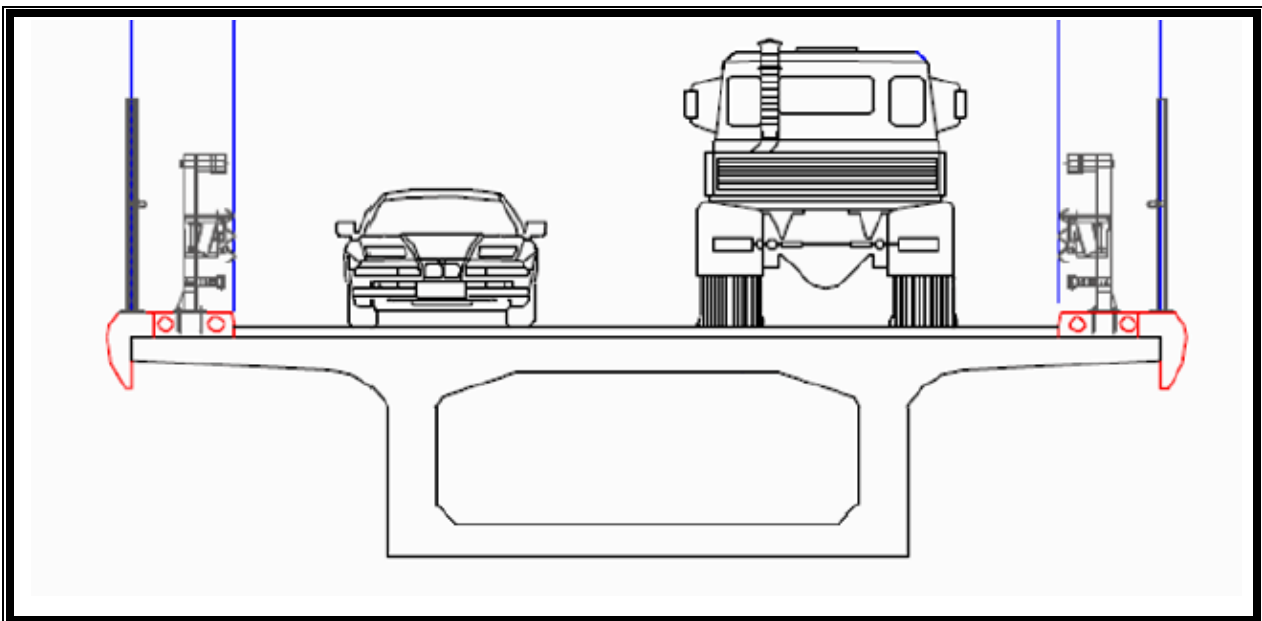


Figure V. 8 : Charges routières.

V.4.1.1. Système de charge "A"

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la

Chapitre V: charge et surcharge

longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement (pont urbain équipé de feux aux extrémités ou embouteillage d'ordre quelconque), ou bien tout simplement une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme d'un flot de véhicules composé de voitures légères et de poids lourds. Ainsi, la chaussée des ponts de portées unitaires inférieures à 200 m est soumise à une surcharge uniformément répartie dont l'intensité est égale au produit de $A(L)$ (variable avec la longueur surchargée L) par des coefficients a_1 et a_2 .

D'après le fascicule 61 titre II:

$A(L)$: est une masse donnée en fonction de la longueur chargée L par la formule suivante:

$$A(L) = 0.23 + \frac{36}{L + 12} \left(\frac{t}{m^2} \right)$$

Où L ; la longueur chargée, est en m.

a_c : ($A(L)$ corrigée) obtenu en majorant $A(L)$ par les coefficients a_1 et a_2 , cette nouvelle valeur est notée $A(L)_c$ tel que : $A(L)_c = a_1 \times a_2 \times A(L)$

A appliquer uniformément sur toute la largeur de chaussée des voies considérées. Cette valeur tient compte des effets dynamiques et donc elle n'est pas à multiplier par un coefficient de majoration dynamique.

- **Coefficients a_1 et a_2 :**

a_1 :est défini en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, ses valeurs sont données dans le tableau suivant :

Nombres de voies chargées	1	2	3	4	>5
1 ^{ère} classe	1	1	0.9	0.75	0.7
2 ^{ème} classe	1	0.9	/	/	/
3 ^{ème} classe	0.9	0.8			

Tab. V .2 : Valeurs de a_1 selon la classe de ponts.

Dans notre cas $a_1 = 0.9$

a_2 est défini par la loi suivante :

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

V^0 dépend de la classe :

$$\left\{ \begin{array}{l} V^0 = 3.5 \text{ m pour pont de 1^{ère} classe.} \\ V^0 = 3 \text{ m pour pont de 2^{ème} classe.} \\ V^0 = 2.75 \text{ m pour pont de 3^{ème} classe.} \end{array} \right.$$

Chapitre V: charge et surcharge

V : largeur réel de la voie : $\frac{L_r}{3} = \frac{11}{3} = 3.667$

Donc : $a_2 = \frac{3.5}{3.667} = 0.954$

⇒ Ce qui donne : $A_c = 0.9 \times 0.954 A(l) = \mathbf{0.8586 A(l)}$

Cas de travées chargée	L (m)	A(l) t/m ²	a ₂	a ₁ de 1 ^{er} et 2 ^{eme} voie	a ₁ de 3 ^{eme} voie	A _c de 1 ^{er} et 2 ^{eme} voie	A _c de 3 ^{eme} voie	1 voie 3.5m t/ml	2voies 7m t/ml	3 voies 10m t/ml
1	85	0.6011	0.954	1	0.9	0.5734	0.5161	2.0069	4.0138	5.161
2	170	0.4278	0.954	1	0.9	0.4081	0.3673	1.4283	2.8567	3.673
3	150	0.452	0.954	1	0.9	0.4312	0.3881	1.5092	3.0184	3.881
4	235	0.3757	0.954	1	0.9	0.3584	0.3226	1.2544	2.5088	3.226
5	300	0.3454	0.954	1	0.9	0.3295	0.2965	1.1532	2.3065	2.965
6	385	0.3207	0.954	1	0.9	0.3059	0.2753	1.0706	2.1413	2.753
7	470	0.3046	0.954	1	0.9	0.2906	0.2615	1.0171	2.0342	2.615
8	450	0.3079	0.954	1	0.9	0.2937	0.2643	1.0279	2.0559	2.643
9	535	0.2958	0.954	1	0.9	0.2822	0.2539	0.9877	1.9754	2.539
10	620	0.2869	0.954	1	0.9	0.2737	0.2463	0.9579	1.9159	2.463

Tab. V. 3: Tableau donnant les valeurs de A(l) pour chaque cas de charge.

- Le cas le plus défavorable vaut : **5.161 t/ml**, sur la travée de rive de 85 m.

Remarque :

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

V.4.1.2. Système B

Le système de charges B comprend trois (03) types de systèmes distincts :

- Le système **B_c** qui se compose de camions types (30 t)
- Le système **B_r** se compose d'une roue isolée (10 t)
- Le système **B_t** se compose de groupe de 2 essieux dit « essieux tandems » (2 × 16 t).

1) Système B_c

Un camion type de système **B_c** comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

Chapitre V: charge et surcharge

- Masse totale30 t.
- Masse portée par chacun des essieux arrière.....12 t.
- Masse portée par l'essieu avant.....6 t.
- Distance entre les deux essieux arrière.....1,5m.
- Distance entre l'essieu avant et le premier essieu arrière.....4 , 5 m.
- Distance d'axe des deux roues d'un essieu.....2 m.

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

➤ Disposition dans le sens transversal:

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

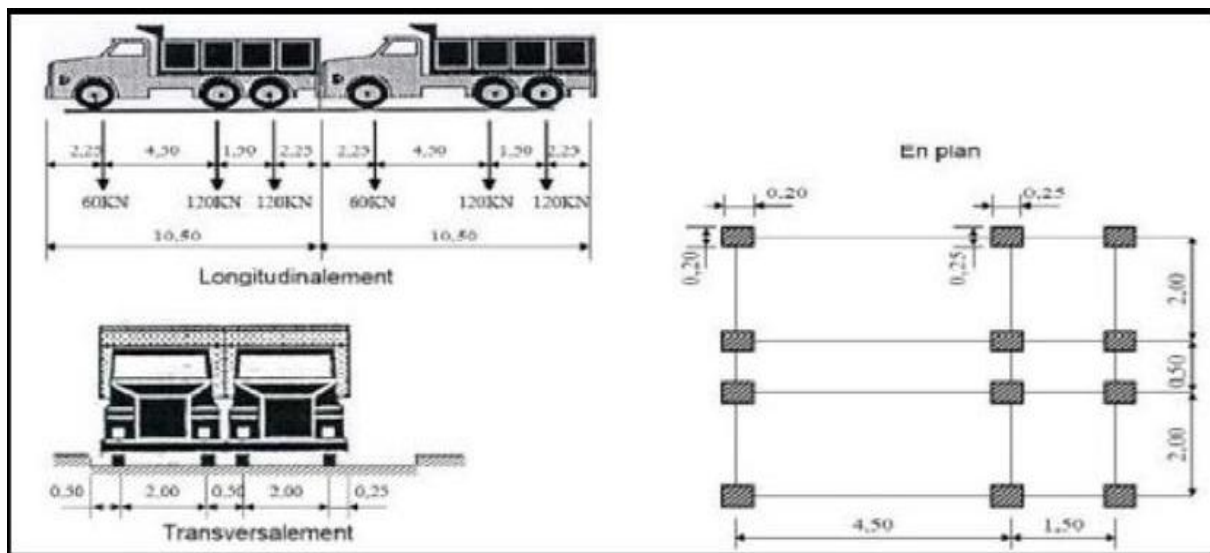


Fig. V. 9 : Les dimensions de système B_c

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur de charge du système **B_c** prise en compte est multipliée par le coefficient **b_c** qui est donné par le tableau suivant (**fascicule 61 titre II**) :

Nombre des files		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	1 ^{ère}	1.2	1.1	0.95	0.80	0.70
	2 ^{ème}	1.00	1.00	-	-	-
	3 ^{ème}	1.00	0.8	-	-	-

Tab. V. 4 : Valeurs de coefficient b_c.

Chapitre V: charge et surcharge

➤ Coefficient de majoration dynamique

Les surcharges du système **B_c** sont multipliées par de coefficient de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{\left(1 + 4 \times \left(\frac{G}{S}\right)\right)} + \frac{0.4}{(1 + 0.2 \times L)}$$

Avec :

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

G : la charge permanente de l'ouvrage

S: Surcharge B_c maximal.

La valeur de « **S** » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient **b_c** en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées suivant :

$$b_c = \begin{cases} 1, 2 \dots \dots \dots \text{pour 1 file.} \\ 1, 1 \dots \dots \dots \text{pour 2 files.} \\ 0, 95 \dots \dots \dots \text{pour 3 files.} \end{cases}$$

Donc $S = n \times 30 \times b_c$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Un camion} \dots \dots 30t \\ n : \text{nombre de camion} \end{array} \right.$

G₁ : poids propre de la travée de rive

$$G_1 = G_1/2 + G_2 + G_3 + G_4 + CCP * L$$

L = 85

G₂ : poids propre de la travée intermédiaire :

$$G_2 = G_1 + G_2 + G_3 + CCP * L$$

L = 150

Cas travées chargées	L (m)	G (t)	bc	bc	bc	S(t)	S(t)	S(t)	δ	Δ	δ
			1 file	2 files	3 files	1file	2 files	3 files	1 file	2 files	3 files
1	85	3565.189	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0252	1.0277	1.0293
2	170	7130.378	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0129	1.0142	1.0150
3	150	6486.55	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0145	1.0159	1.0168

Chapitre V: charge et surcharge

4	235	10051.74	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0094	1.0103	1.0108
5	300	12973.1	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0074	1.0081	1.0084
6	385	16538.29	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0057	1.0074	1.0081
7	470	20103.48	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0047	1.0051	1.0054
8	450	19459.65	1.2	1.1	0.95	72	132	171	0.0049	1.0053	1.0056
9	535	23024.84	1.2	1.1	0.95	72	132	171	0.0041	1.0045	1.0048
10	620	26590.03	1.2	1.1	0.95	72	132	171	0.0036	1.0039	1.0041

Tab. V. 5: Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge b_s .

2) Système de charge b_t

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1^{er} et 2^{ème} classe . Un tandem du système comporte deux essieux, tous deux à roues Simples munies de pneumatiques. Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Masse portée par chaque essieu. 160 KN
- Distance des deux essieux.1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu..... 2 m.
- Masse totale **32 t**
- Masse portée par chaque essieu est**16 t**

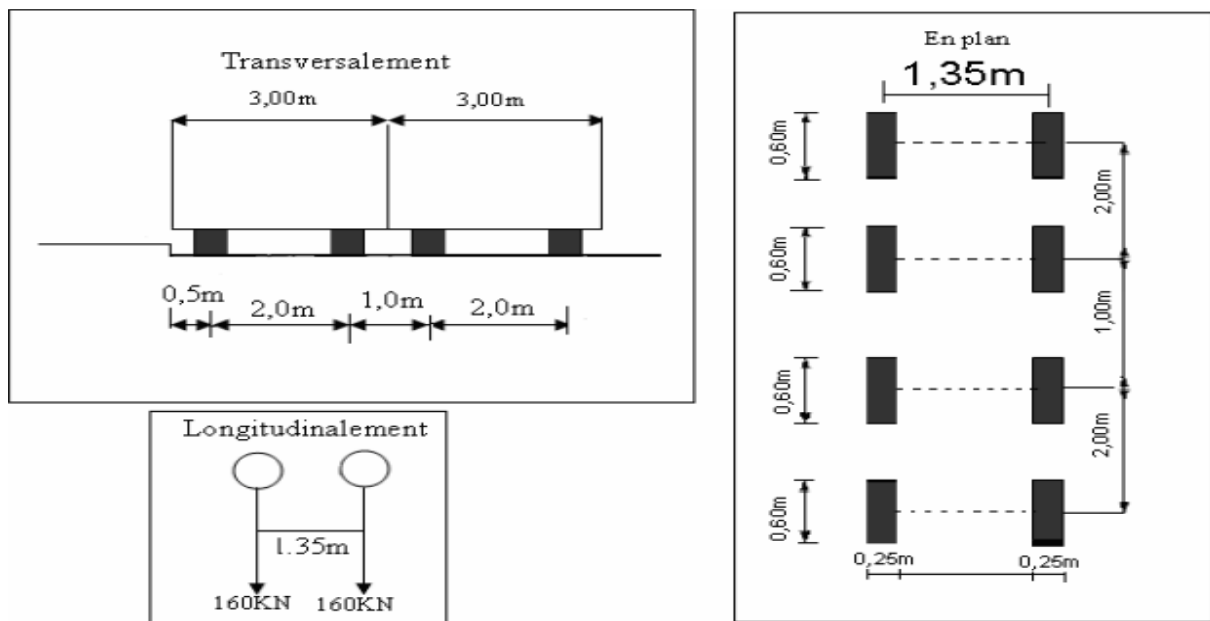


Fig. V. 10: Les dimensions de système B_t .

Chapitre V: charge et surcharge

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t qui est présenté dans le tableau suivant (**fascicule 61 titre II**) :

Classe de pont	Première	Deuxième
Coefficient	1	0.9

Tab V.6: Valeurs de coefficient b_t .

➤ Coefficient de majoration dynamique

Les surcharges du système sont multipliées par de coefficient de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{\left(1 + 4 \times \left(\frac{G}{S}\right)\right)} + \frac{0.4}{(1 + 0.2 \times L)}$$

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

G : la charge permanente de l'ouvrage

S: Surcharge B_c maximal.

Avec:

$$S = n \times 32 \times b_t$$

n: nombre de camion, (camion de 32t)

pont de première classe $\Rightarrow b_t = 1$

Les calculs sont les suivantes :

Cas de travées chargées	L (m)	G (t)	B _t	S pour 1 fille	S pour 2 filles	δ Pour 1 fille	δ pour 2 filles
1	85	3565.189	1	32	64	1.0235	1.0249
2	170	7130.378	1	32	64	1.0121	1.0128
3	150	6486.55	1	32	64	1.0136	1.0144
4	235	10051.74	1	32	64	1.0088	1.0093
5	300	12973.1	1	32	64	1.0069	1.0073
6	385	16538.29	1	32	64	1.0054	1.0057
7	470	20103.48	1	32	64	1.0044	1.0047
8	450	19459.65	1	32	64	1.0046	1.0048
9	535	23024.84	1	32	64	1.0039	1.0041
10	620	26590.03	1	32	64	1.0034	1.0035

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

Chapitre V: charge et surcharge

3) Système de charge B_r

La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une masse de **100 KN**, Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure **0,60 m** et le côté longitudinal **0,30 m**.

Le rectangle d'impact de la roue B_r disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur sur la largeur roulable

Schématisations des caractéristiques de système B_r

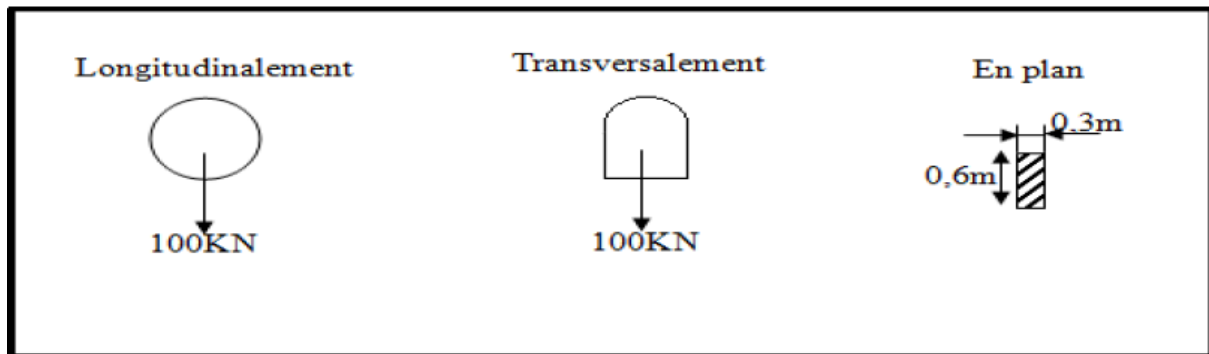


Fig.V11: Dimensions de système

➤ **Coefficient de majoration dynamique :**

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{\left(1 + 4 \frac{G}{S}\right)} + \frac{0.4}{(1 + 0.2 \times L)}$$

Les calculs sont les suivantes :

Cas de travées chargées	L (m)	G (t)	S (t)	δ
1	85	3565.189	10	1.0226
2	170	7130.378	10	1.0116
3	150	6486.55	10	1.0131
4	235	10051.74	10	1.0085
5	300	12973.1	10	1.0067
6	385	16538.29	10	1.0052
7	470	20103.48	10	1.0043
8	450	19459.65	10	1.0045
9	535	23024.84	10	1.0037
10	620	26590.03	10	1.0032

Tab. V. 8 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différent casde charge B_r .

4) Système 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 :

- Dans le sens transversal : un seul convoi.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de chars n'est pas limité, mais on doit limiter

l'espacement entre deux convois est environ de **30,5 m**

- 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**

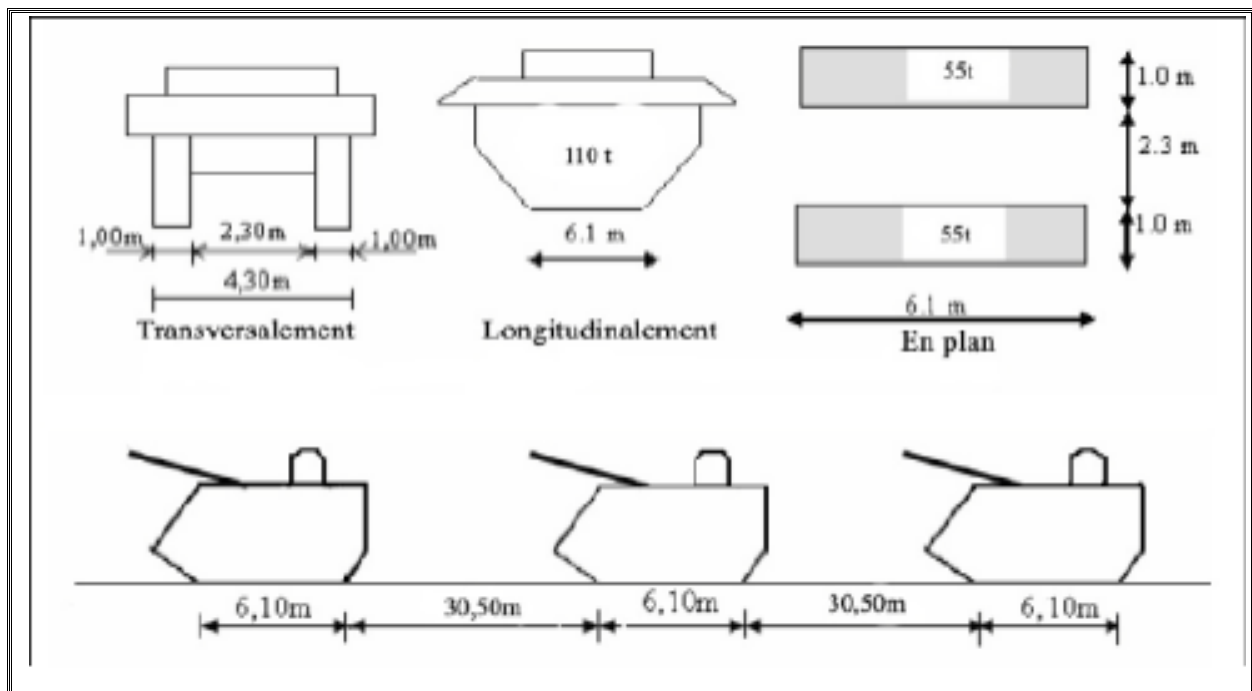


Fig. V.12 : Les dimensions du système Mc120

Les surcharges militaires sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique δ .

Calcul des valeurs de **S** et δ pour les différents cas de la surcharge **Mc120**.

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{\left(1 + 4 \frac{G}{S}\right)} + \frac{0.4}{(1 + 0.2 \times L)}$$

Avec : **S** = $n \times 110$ t

Chapitre V: charge et surcharge

Cas de travées chargées	L (m)	G (t)	N	S	δ
1	85	3565.189	3	330	1.0358
2	170	7130.378	5	550	1.0228
3	150	6736.045	4	440	1.0225
4	235	10301.23	7	770	1.0193
5	300	13472.09	9	990	1.0174
6	385	17037.28	11	1210	1.0156
7	470	20602.47	13	1430	1.0144
8	450	20208.13	13	1430	1.0148
9	535	23773.32	15	1650	1.0139
10	620	27338.51	17	1850	1.0132

Tab .V.9 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de surcharge M_{C120} .

5) Charge exceptionnelle D240 :

Le convoi de type **D240** comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de **240 tonnes** de poids total. Ce poids est supposé repartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément repartie chargé de **3.2 m** de largeur et **18.6 m** de long, le poids par mètre linéaire égale à **12.9 t/ml**. Ce type de convoi est à prendre seul.

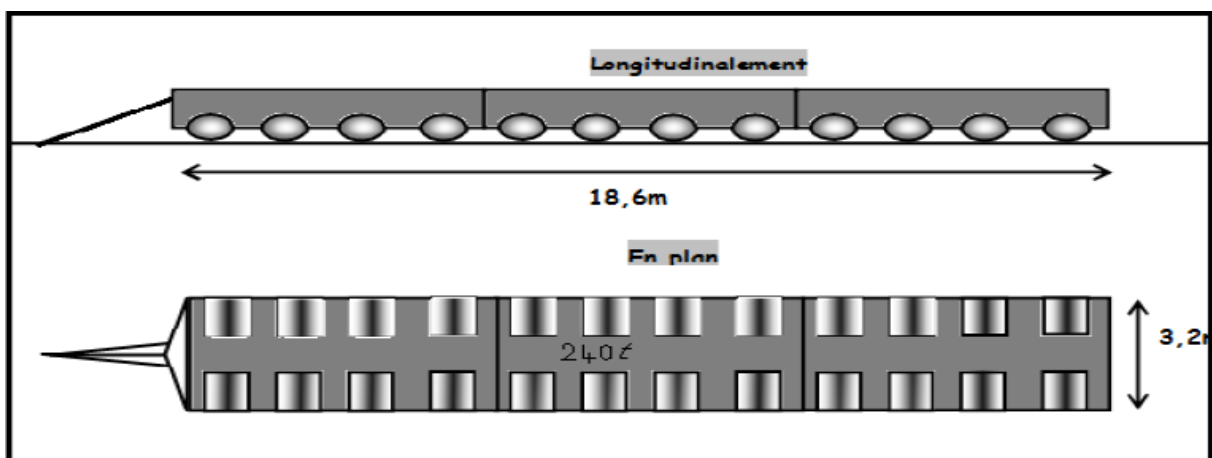


Fig.V.13: Les dimensions du système D240

➤ **Remarque :** Les systèmes de charges **A**, **B** et **M_{C120}** sont majorés par le coefficient de majoration dynamique δ , par contre la charge exceptionnelle **D240** n'est pas majorée par ce

coefficient vu la lenteur de ce dernier, sa charge est donc considérée directement comme une charge statique.

V.4.1.3. effort de farinage :

Les charges de chaussée des systèmes **A(I)** et **Bc** sont susceptibles de développer des réactions de freinage, **F_r** 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**.

1) 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 :

$$FA(I) = \frac{1}{20 + 0.0035S} \rightarrow A(I) = 0.02246t = 0.2246KN$$

A(I) = $A_c = 0.5161 \text{ t/m}^2$ « corrigée » (chargement de cas le plus défavorable)

S : surface chargée par m^2 **S** = $L.L_c = 85 * 10 = 850 \text{m}^2$

L = 85m : désigne la longueur de la travée considérée.

2) 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 b_c ne s'applique pas aux efforts de freinage développés par le système Bc.
- Donc : **F_{Bc}** = **Bc** = **30 t**

V.4.1.4. 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.

Chapitre V: charge et surcharge

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

$$\mathbf{F_c} = \frac{(R+150)B_c}{(6R+350)b} \quad \text{si } R \leq 400\text{m}$$

$$\mathbf{F_c} = \frac{80B_c}{R} \quad \text{si } R \geq 400\text{m}$$

Dans notre cas $R = 385\text{m} < 400\text{m}$ $\mathbf{F_c} = \frac{(R+150)B_c}{(6R+350)b} = \frac{(385+150)30 \times 6 \times}{(6 \times 385 + 350)1.2}$

- Pour leur prise en compte dans les justifications, les forces centrifuges sont traités 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.4.1.5. Surcharges sur trottoirs (St) :

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

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

➤ **Charges locales (Cl) :**

Dans notre cas on charge uniquement le trottoir à droite

Le trottoir chargé : $\mathbf{St} = 0.45 * 1.70 = 0.765 \text{ t/ml.}$

• **Charges générales (Cg) :**

D'après le fascicule 61 titre II, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de **150 kg/m²** de façon à produire l'effet maximal envisagé. Seul le trottoir de droite pourra être chargé

Le trottoir chargé : $\mathbf{St} = 0.15 \times 1,70 = 0.255 \text{ t /ml}$

V.4.1.6. Le vent :

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

$P = 2 \text{ KN/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en service.

$P = 1.25 \text{ KN/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.

$P = 1.0 \text{ KN/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée n'excède pas un mois.

Pour le cas de notre ouvrage, on prendra une pression qui vaut **1.25 KN/m^2** car la durée de réalisation du projet dépasse **1 mois**.

V.4.1.7. La température :

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journallement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. Logiquement l'extrados est plus chaud que l'intrados. Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : Pour la région de **Drâa El mizane** **$T = \pm 15^\circ\text{C}$** .

V.4.1.8. 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.

V.4.1.8.1. 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.

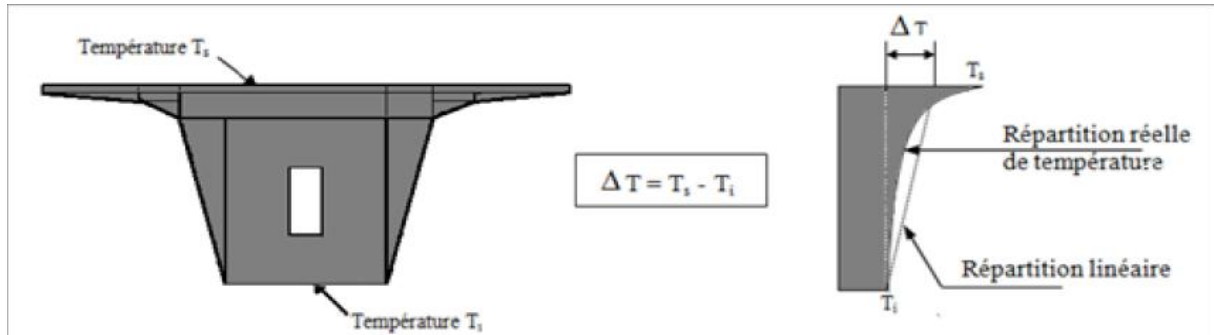


Fig.V.14 : La répartition exacte de la température θ dans un ouvrage.

V.4.1.8.2. 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 :

$$\frac{dw}{ds} = \alpha \frac{\Delta\theta}{h} \quad \alpha = 10^{-5}$$

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

$$w = \int_0^l \alpha \frac{\Delta\theta}{h} \frac{x}{l} dx$$

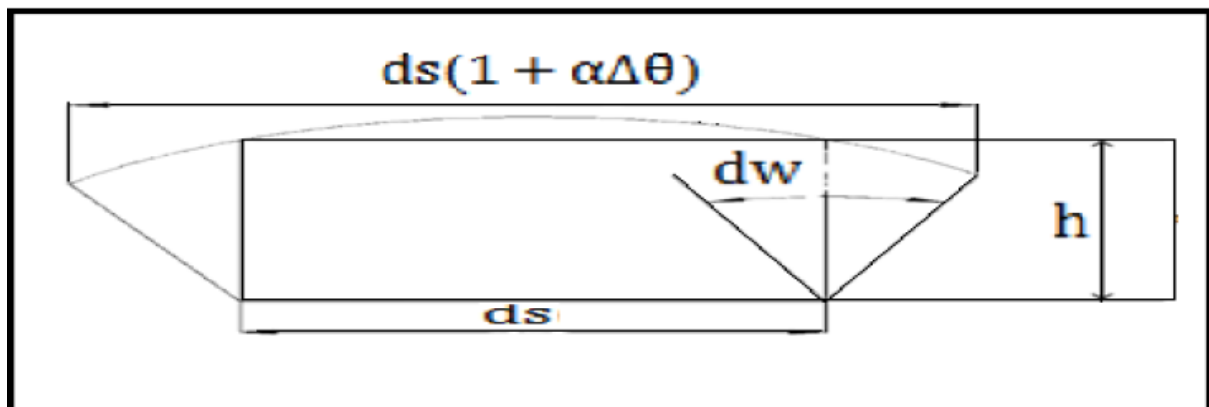


Fig.V.15 : Les rotations aux extrémités d'une travée indépendante.

➤ 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 6°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.

V.4.1.9 Le séisme :

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie. En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et, par conséquent de garantir la sécurité structurelle.

Notre ouvrage est classé en **zone IIa**.

La zone est à **moyenne** risque sismique.

V.5. Définition des actions :

V.5.1 .Actions permanentes :

Les actions permanentes comprennent toutes les charges qui sont présentes pendant une longue durée et dont la variation de grandeur au cours du temps est négligeable.

V.5.2 Actions variables :

Elles comprennent les charges dont la grandeur varie fortement au cours du temps comme les actions climatiques.

Chapitre V: charge et surcharge

V.5.3. Actions accidentelles :

Elles comprennent les actions dont la durée est courte et dont la présence avec une grandeur significative est peu ou pas probable au cours de la durée de service tel que le séisme.

V.6. Combinaisons des charges :

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

V.7. Les coefficients de majoration :

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante mentionné dans le tableau suivant :

actions	ELU	ELS
Charge permanents	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_t)	1.60	1.00
Séisme horizontale E_{XY} , E_v	1.35	1.00
Séisme verticale	1.00	1.00

Tab. V. 10: différents coefficients de majoration.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G} : \text{les charges permanentes.} \\ \mathbf{W} : \text{charge du vent.} \\ \mathbf{\Delta T} : \text{gradient thermique} \end{array} \right.$$

❖ Les combinaisons :

Combinaisons de charges à L'**E.L.U** et à L'**E.L.S** sont données par le tableau suivant:

Chapitre V: charge et surcharge

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro de combinaison
ELU	1.35G+1.6 (A(L) +St)	1
	1.35G+1.6 (Bc+St)	2
	1.35G+1.6 (Bt+St)	3
	1.35G+1.35Mc120	4
	1.35G+1.35 D240	5
	1.35G+1.5W	6
	1.35G+1.35Ex	7
	1.35G+1.35Ey	8
	0.8G+Ez	9
ELS	G + 1,2 (A(L) + St)	10
	G + 1,2 (Bc + St)	11
	G + 1,2 (Bt + St)	12
	G + Mc120	13
	G + D240	14
	G + 1,2 (A(L) + St) + 0,5 ΔT	15
	G + 1,2 (Bc + St) + 0,5 ΔT	16
	G + Mc120 + 0,5 ΔT	17
	G + D240 + 0,5 ΔT	18
	G + W	19

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

chapitre VI



Etude longitudinale

Chapitre VI : Etude longitudinale

Introduction

En règle générale, le fonctionnement d'un tablier d'un pont est étudié dans le sens longitudinal selon un modèle de poutre, puis on s'intéresse à son comportement dans le sens transversal pour apprécier le caractère tridimensionnel de ce fonctionnement.

Les ponts construits en encorbellements successifs font partie des ouvrages dont le dimensionnement et la justification doit tenir compte des phases successives de construction.

A cet effet, le présent chapitre est décomposé en deux parties, la première traitera l'ouvrage en cours de construction dont on justifiera le câblage nécessaire pour assurer la stabilité du fléau sur pile, une fois l'ouvrage est clavé, on entamera la deuxième partie qui est l'étude longitudinale en service. Pour ce faire, nous allons utiliser le logiciel *Robot Structural* conçu pour le dimensionnement et l'étude des différentes structures de génie civil.

VI. 1. Etapes de calcul avec le logiciel

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure, 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 de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.).
- La définition et la modélisation des différents éléments du tablier (voussoirs, dalle, trottoirs).
- La définition des conditions d'appuis.
- La définition des cas de charge et des différentes combinaisons.
- La vérification de la structure.
- Le lancement du calcul.
- 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 l'intrados le long de chaque travée, il nous a été difficile de modéliser les voussoirs, la solution envisagée a été de dessiner chaque voussoir sur le logiciel AUTOCAD et de l'importer sur ROBOT sous format DXF et de l'intégrer dans le catalogue du logiciel. Une fois toutes les sections des

Chapitre VI : Etude longitudinale

voussoirs sont intégrées, on affecte à chacune d'elles une troisième dimension qui constitue la longueur du voussoir, puis on assemble les voussoirs obtenus pour former un élément continu (voir figure V.1)

VI. 2. Phasages de réalisations

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

La première phase de construction va donc comporter un certain nombre de fléaux construits à partir de chaque pile et fonctionnant en console sous l'action de leur poids propre à ce stade les fléaux sont encastrés (au moins provisoirement) sur les piles, de façon à éviter tout basculement sous charges diverses provenant du chantier.

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.

Les consoles de rive sont prolongées par des parties exécutés sur cintre, puis assemblées au reste de la structure par mise en tension des câbles de continuité.

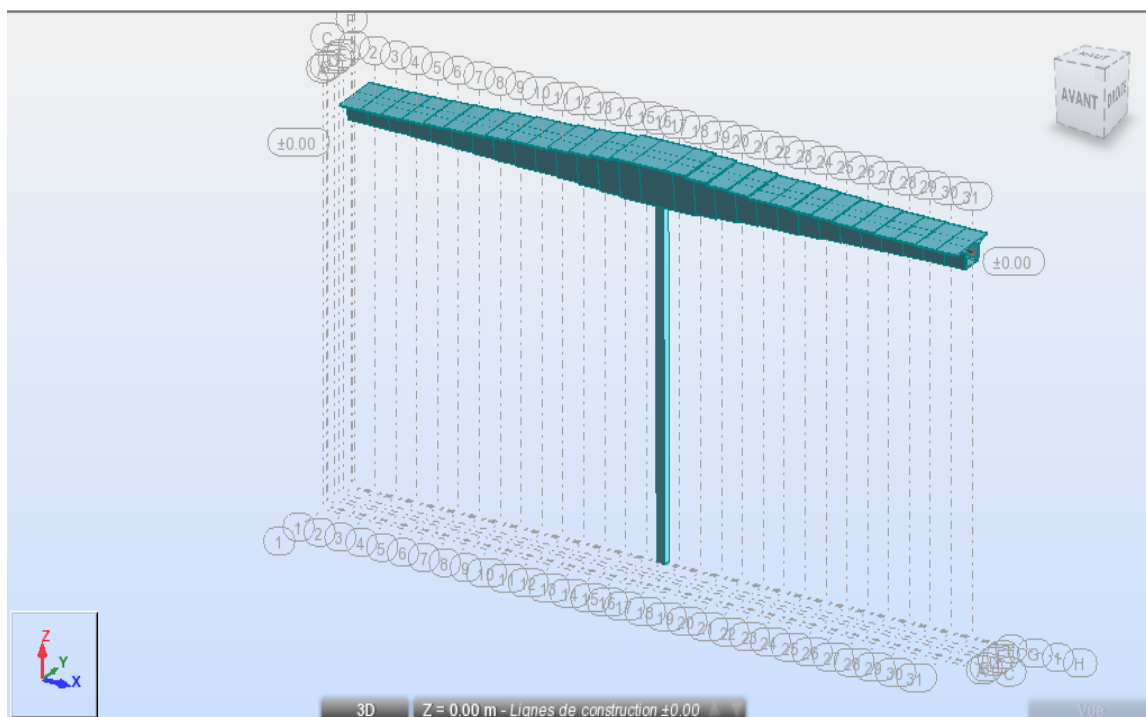


Fig. VI. 1: Vue 3D du fléau.

Chapitre VI : Etude longitudinale

-Les schémas en dessous expliquent les phases de construction :

Phase 1 :

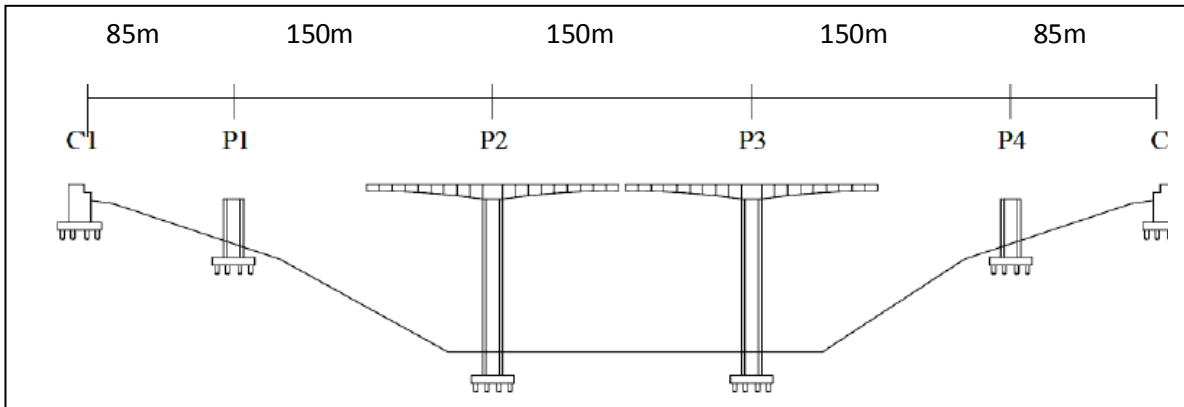


Fig. VI. 2: Réalisation des fléaux sur les piles centrales (P2 et P3).

Phase 2 :

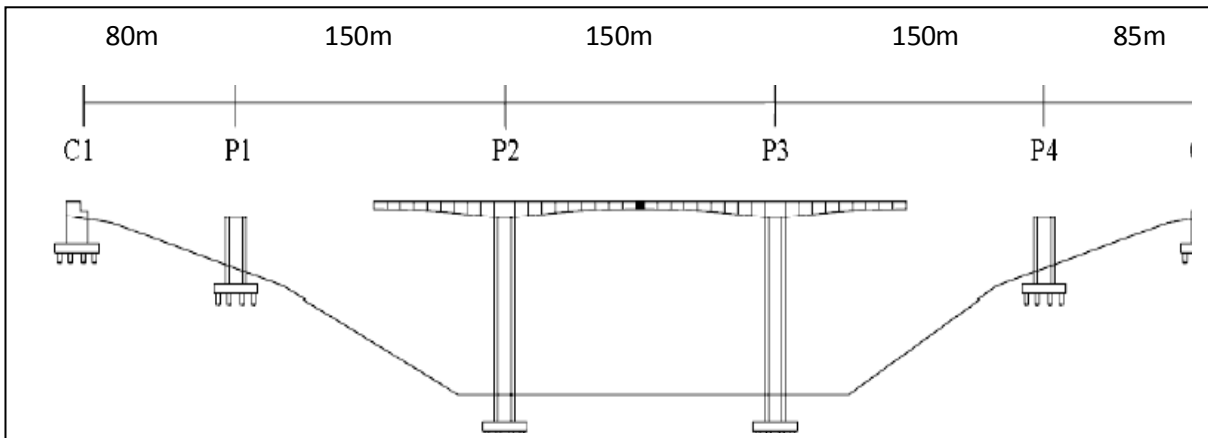


Fig. VI. 3: Clavage à la clé des deux fléaux réalisés.

Phase 3 :

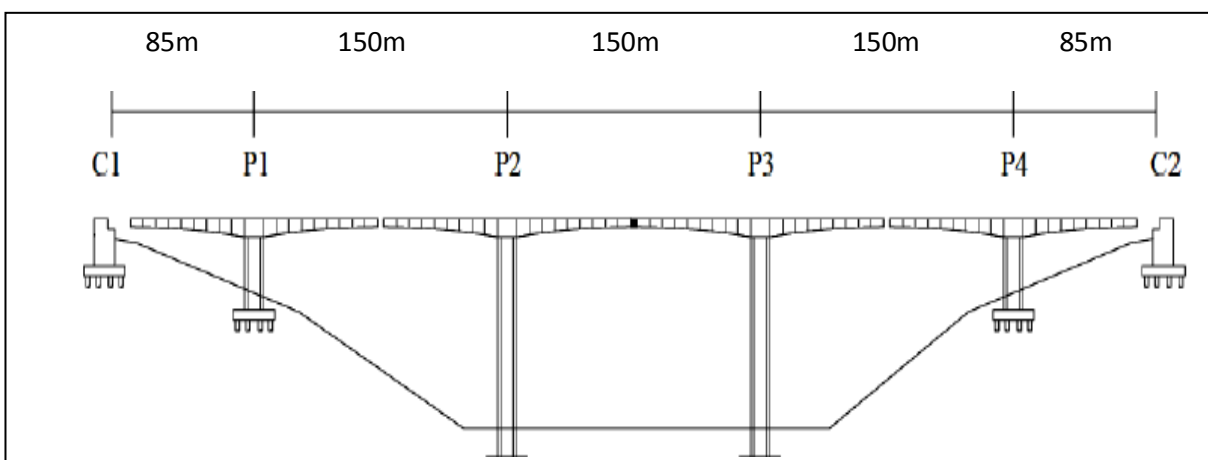


Fig. VI. 4: Réalisation des fléaux sur les piles de rives (P1 et P4).

Chapitre VI : Etude longitudinale

Phase 4 :

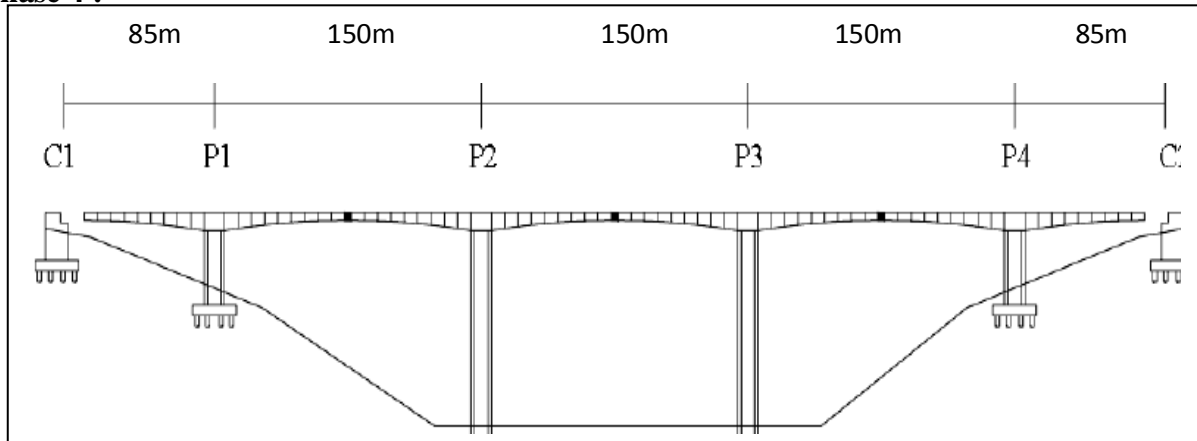


Fig. VI. 5: Clavage des deux nouveaux fléaux avec les fléaux déjà réalisés.

Phase 5 :

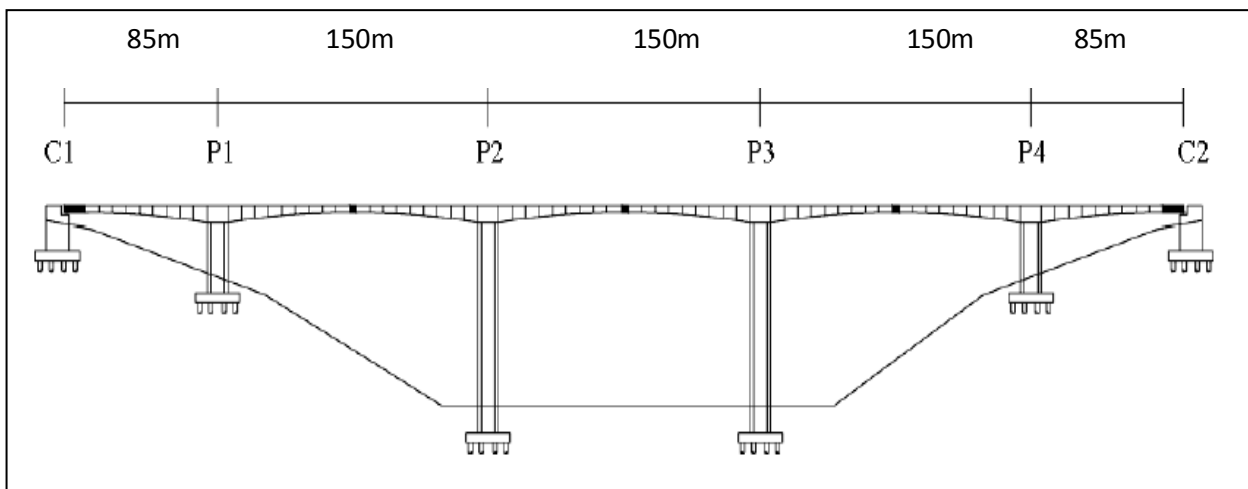


Fig. VI. 6: Clavage des deux fléaux de rive avec les culées.

VI. 3. Charges appliquées à la console en cours de la construction

La pente longitudinale de notre pont est négligeable. On peut donc considérer que le fléau est symétrique, alors les efforts qui y sont appliqués sont les mêmes.

Dans notre projet on va étudier $\frac{1}{2}$ fléau, l'abscisse "x" est comptée à partir de l'axe de la pile.

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage, les charges à considérer dans cette phase d'exécution sont les suivantes :

[SETRA 2003].

1) Le poids propre du tablier G

La variation de la hauteur des voussoirs de notre ouvrage, donne le poids propre du tablier (par mètre linéaire) avec la formule suivante :

Chapitre VI : Etude longitudinale

$$G_x = \gamma \cdot S_x = \gamma \left[S_p - 2(S_p - S_c) \frac{X}{L} + (S_p - S_c) \frac{X^2}{L^2} \right]$$

- γ : poids volumique du béton égal à 2.5 t/m³.
- S_p : L'aire de la section sur pile.
- S_c : L'aire de la section à la clé.

2) Les surcharges de chantier

On tient également compte de divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie **Q_{PR1} de 0, 02 t/m²** et une surcharge concentrée **Q_{PR2} de 11.5 t** (donnée par la relation **50 + 5b en KN**) appliquée au bout de fléau, avec **b** désigne la largeur du hourdis supérieur du caisson en mètre.

3) Equipage mobile

On prend le poids de l'équipage mobile **Q_{PRC1}** égal à **50 tonnes** concentré au bout de dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

4) Le vent

Le fascicule 61 titres II prescrit une charge **Q_w = 100 kg/m²** si la phase de construction n'excède pas un mois, sinon **125kg/m²**, pour notre projet on prend **Q_w = 125 kg/m²**. C'est une charge équivalente à une charge uniforme.

5) Actions accidentelles (FA)

Des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels par exemple, la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.

On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter.

Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à **2**.

VI. 4. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau

VI. 4. 1. Effets dus au poids propre G :

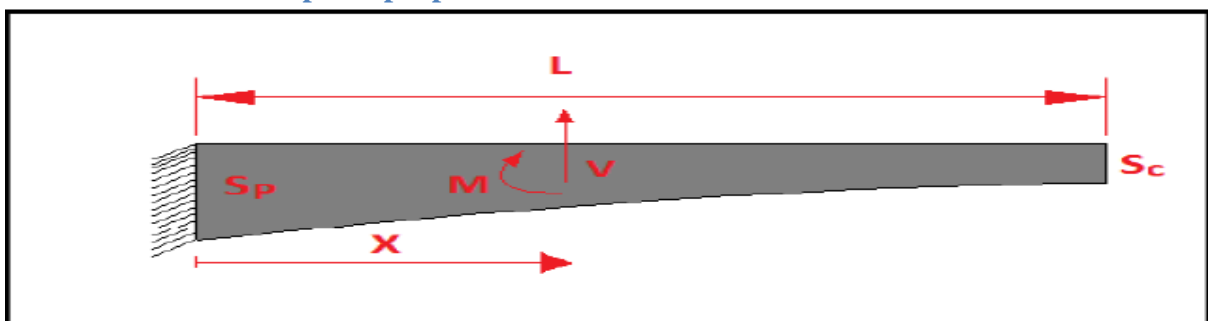


Fig. VI. 7: Poids propre du demi-fléau.

Chapitre VI : Etude longitudinale

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre sont donnés par les formules ci-dessous.

➤ Moment fléchissant

La variation du moment fléchissant est donnée par la formule suivante :

$$M_x = \gamma \cdot b \left[-\frac{S_p(L-x)^2}{2} \right] \left((S_p - S_c) \cdot (L-x)^2 \frac{(2L-x)}{3L} \left((S_p - S_c) \cdot (L-x)^2 \frac{(3L^2 + 2Lx + x^2)}{12L^2} \right) \right)$$

Avec :

L : étant la longueur du fléau considéré.

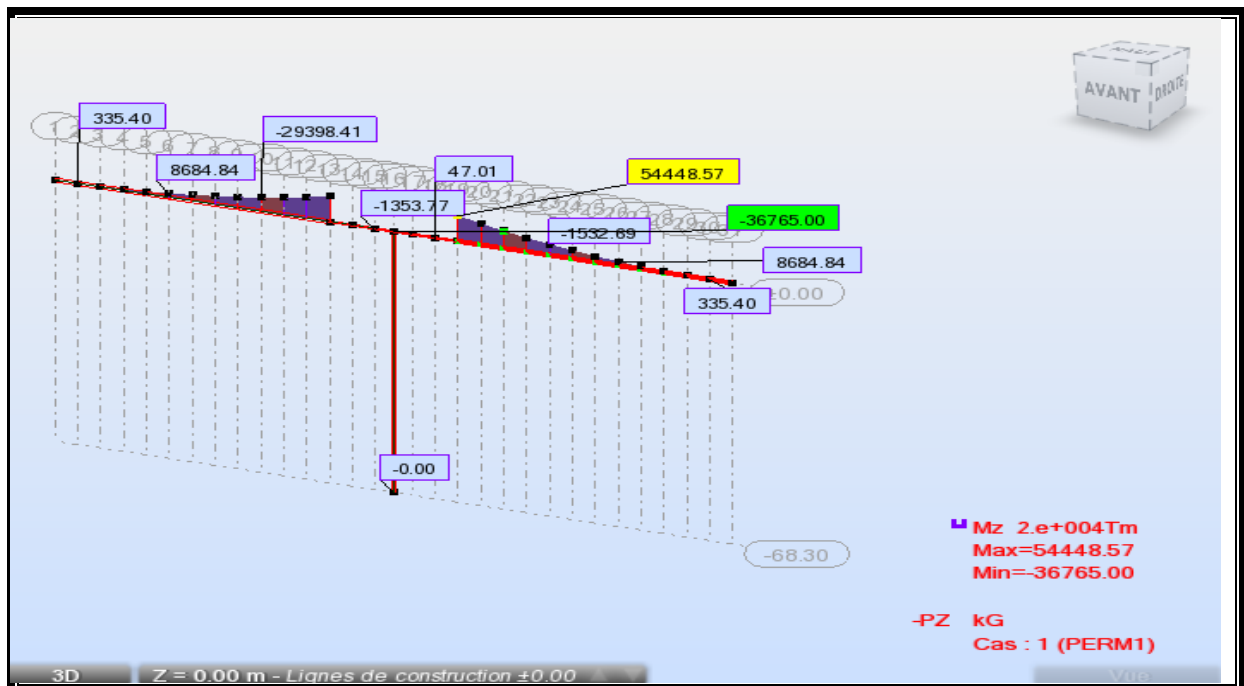


fig. VI. 8: diagramme des moments fléchissant du fléau sous **G** en KN.

➤ Effort tranchant T

La variation de l'effort tranchant est donnée par la formule suivante :

$$V_x = \gamma \cdot b \left[-(S_p(L-x)) - (S_p - S_c) \frac{L^2 - x^2}{L} + (S_p - S_c) \frac{L^3 - x^3}{3L^3} \right]$$

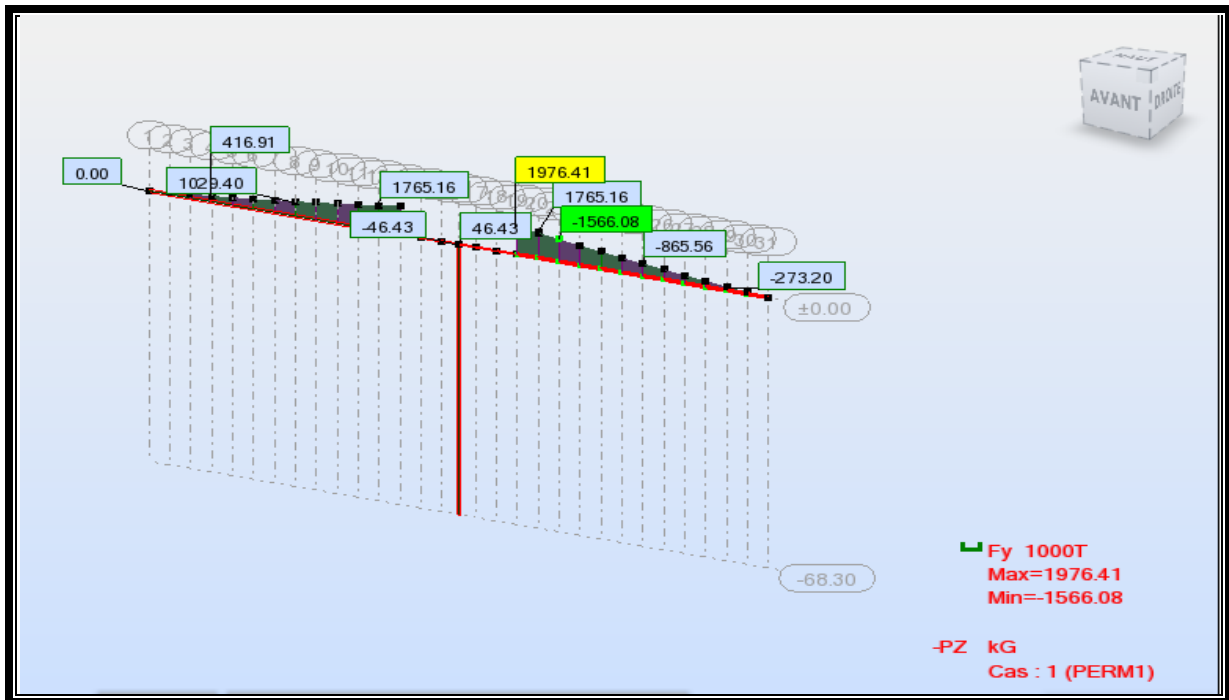


Fig. VI. 9: Diagramme des efforts tranchant du fléau sous G en KN.

VI. 4. 2. Effets des surcharges réparties de chantier (QPRA1)

On considère une charge de chantier répartie Q_{PRA1} de $0,02 \text{ t/m}^2$ sur le demi-fléau :

Soit :

$$Q_{PRA1} = 0,02 \times 13 = 0,26 \text{ t/ml.}$$

Avec :

L : Largeur du tablier ; $L = 13 \text{ m.}$

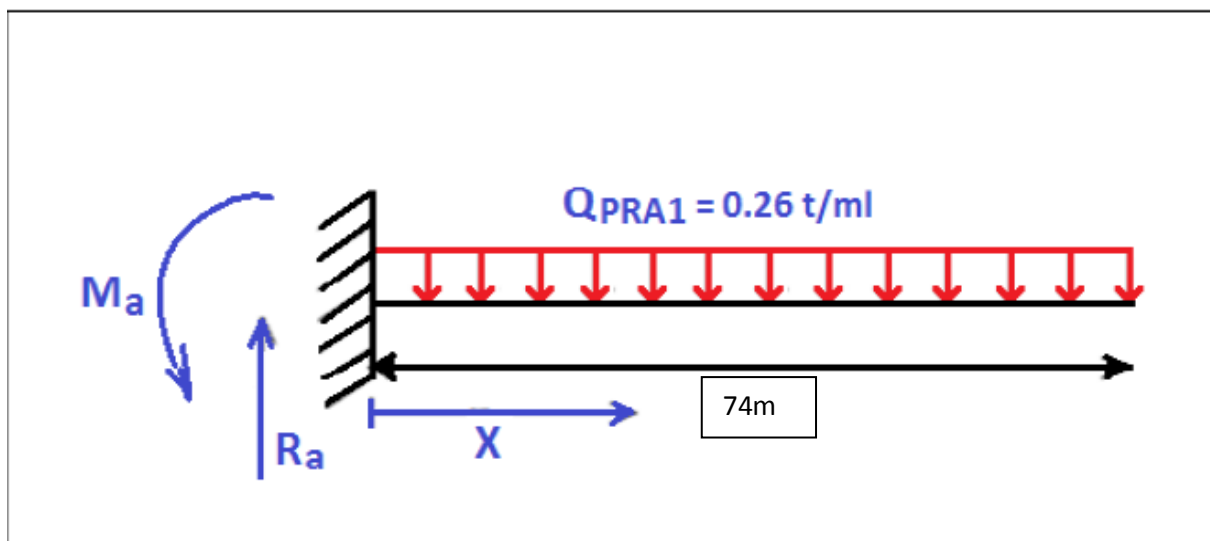


Fig. VI. 10: Surcharges réparties de chantier.

Chapitre VI : Etude longitudinale

Les équations de sollicitation

➤ Moment fléchissant M :

$$M(x) = Ma + Ra * x - (Q_{PRA1} * X^2 / 2)$$

Avec : $Ma = - Q_{PRA1} * L^2 / 2$ et $Ra = Q_{PRA1} * L$

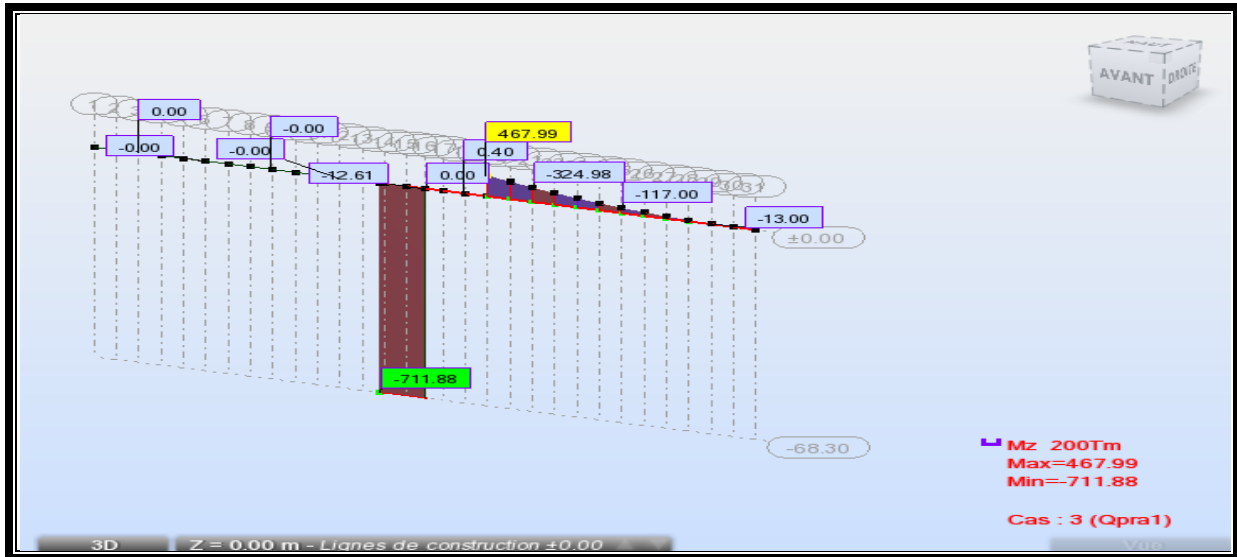


Fig. VI. 11: Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRA1 en KN.

➤ Effort tranchant T

$$V(x) = Ra - Q_{PRA1} * X$$

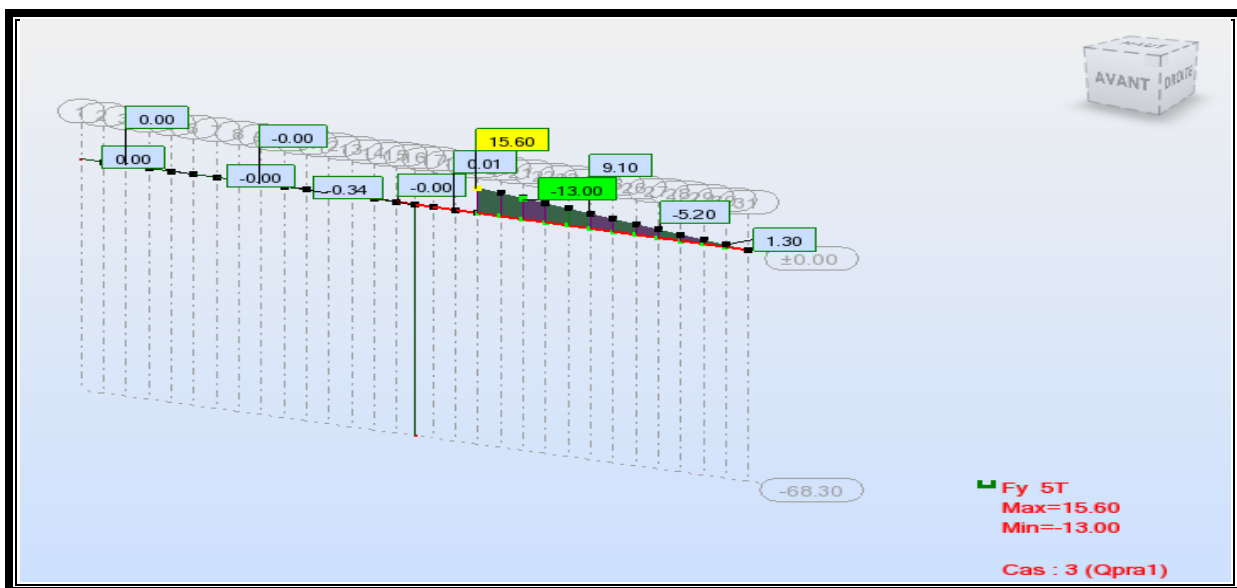


Fig. VI. 12: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRA1 en KN.

Chapitre VI : Etude longitudinale

VI. 4. 3. Effets des Surcharges concentrées (QPRA2)

On considère une charge concentrée QPRA2 de (50 + 5b) KN appliquée au bout du fléau juste l'avant dernier voussoir, représentant le poids des rouleaux de câbles, compresseurs et autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage.

Avec : B =13 m (largeur du tablier).

$$QPRA2 = 50 + 5 \times 13 = 11.5 \text{ t} = 115 \text{ KN}$$

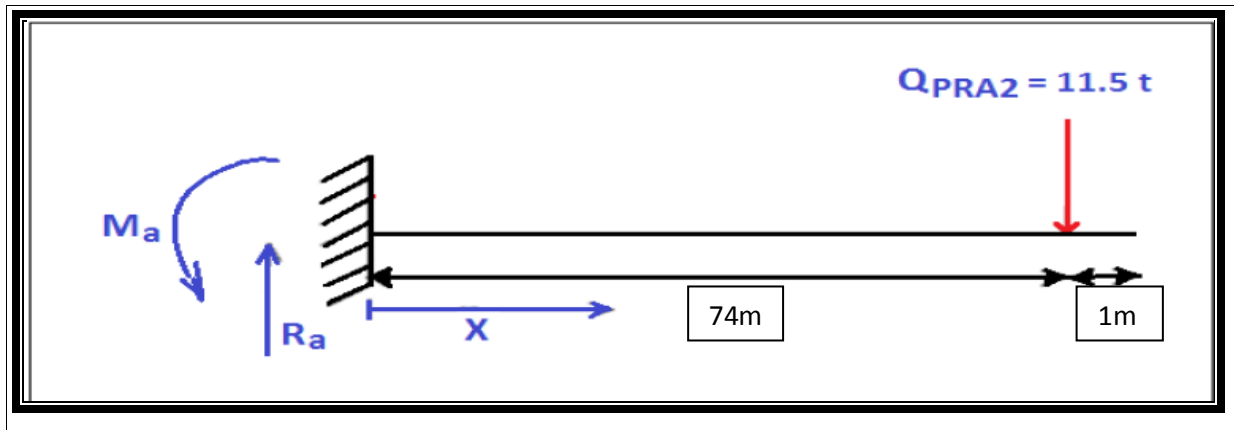


Fig. VI. 13: Surcharges concentrées.

Les équations de sollicitation

➤ Moment fléchissant M :

$$M(x) = M_a + R_a \cdot X$$

Avec $M_a = -QPRA2 \cdot L$ et $R_a = QPRA2 = 11.5t$

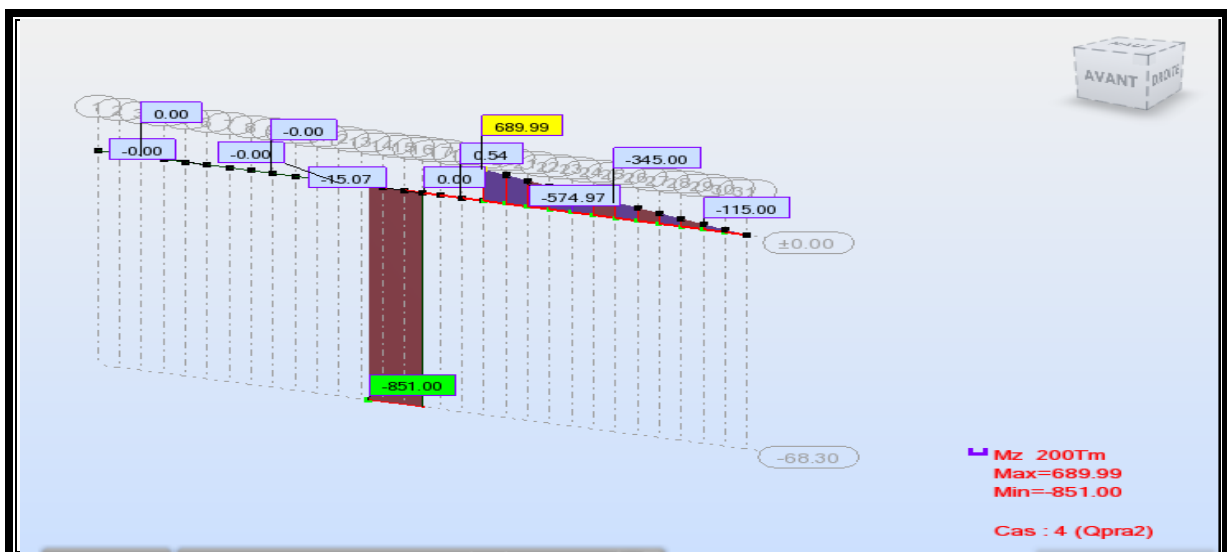


Fig. VI. 14: Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRA2 en KN.

Chapitre VI : Etude longitudinale

➤ Effort tranchant T :

$$V(x) = Ra$$

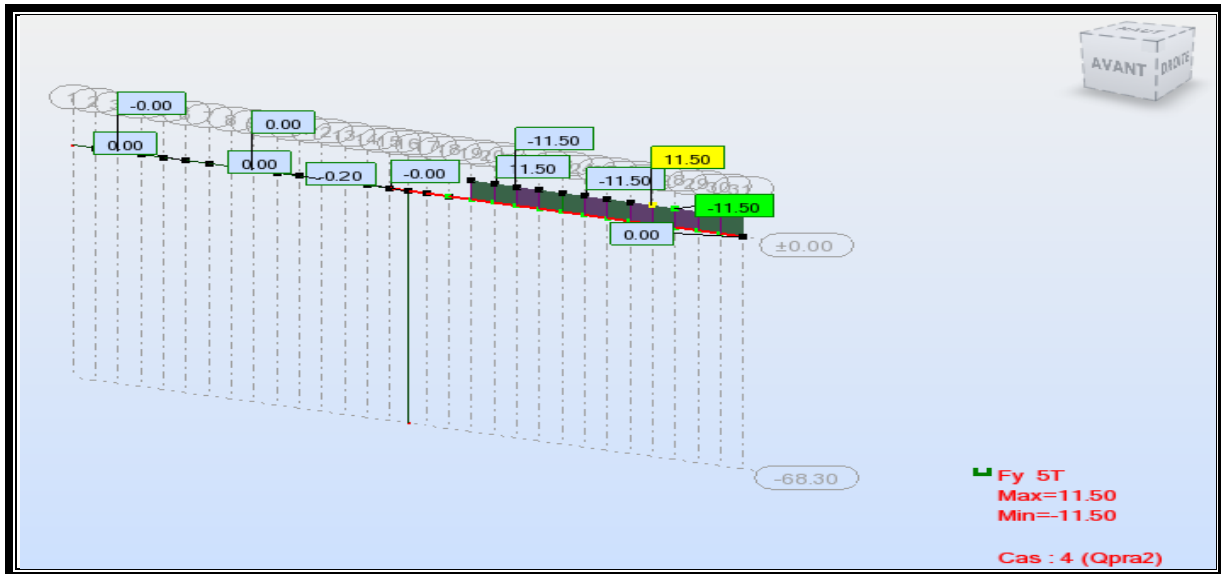


Fig. VI. 15: Diagramme des efforts tranchants du fléau sou QPRA2 en KN.

VI. 4. 4. Effets du poids de l'équipage mobile (QPRC)

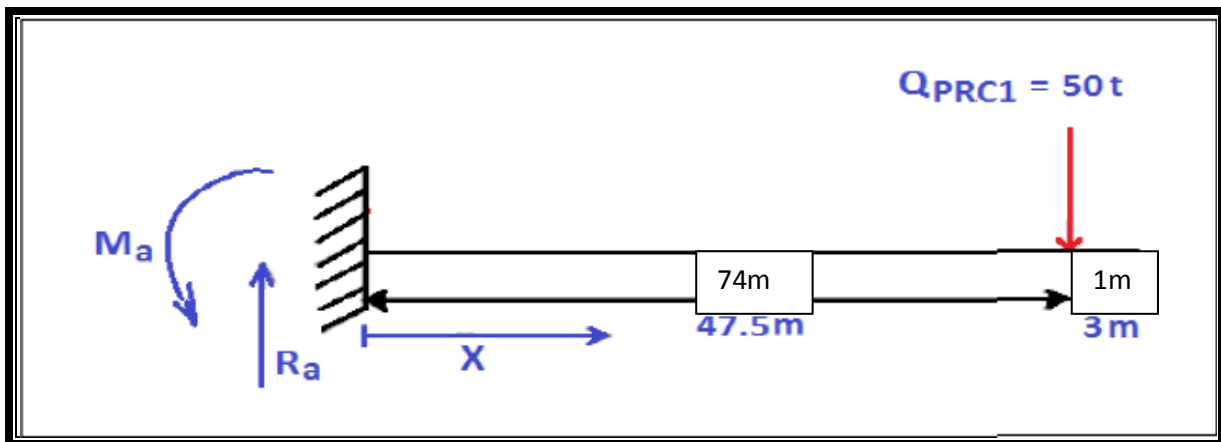


Fig. VI. 16: Surcharges de l'équipage mobile.

Les équations de sollicitation :

➤ Moment fléchissant :

$$M(x) = Ma + Ra \cdot X$$

Avec $Ma = - Q_{PRC1} \cdot L$ et $Ra = Q_{PRC1} = 50\text{t}$

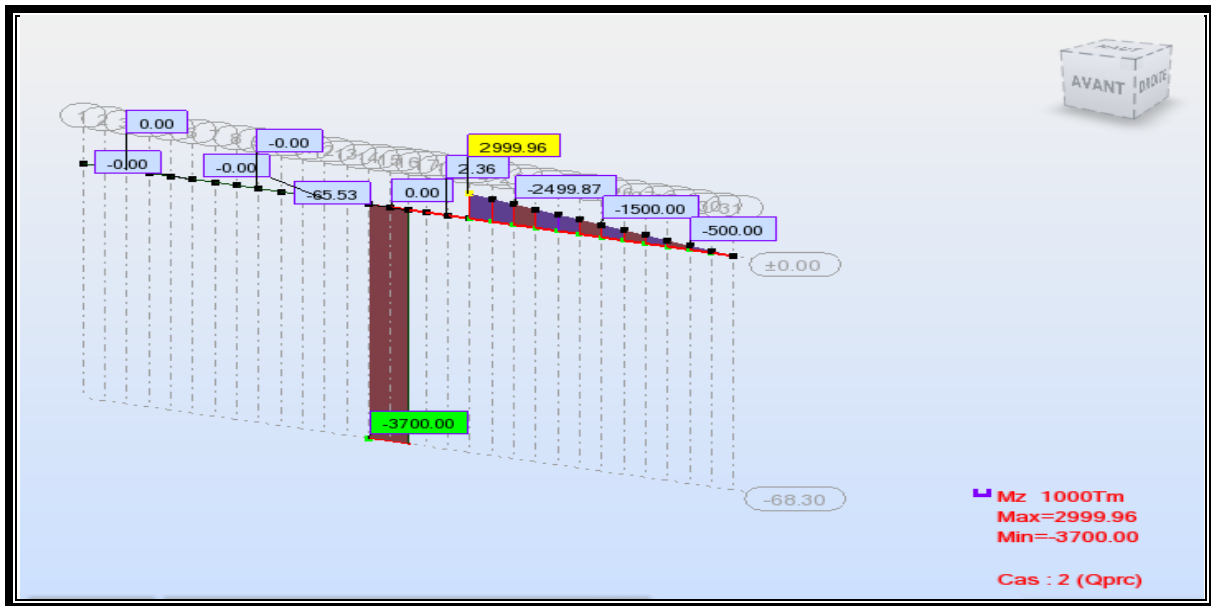


Fig. VI. 17: Diagramme des moments fléchissant du fléau sous *QPRC1* en KN.

➤ Effort tranchant T :

$$V(x) = Ra$$

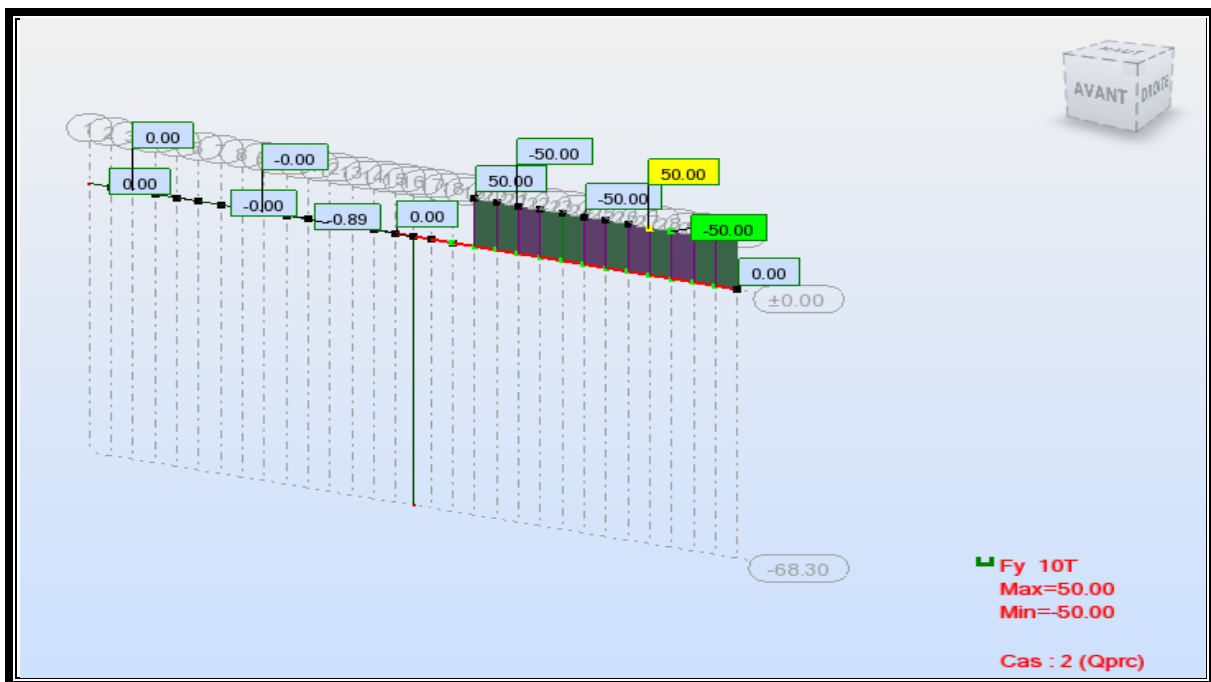


Fig. VI. 18: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous *QPRC1* en KN.

VI. 4. 5. Vent

D'après le fascicule 61 titre II, la charge du vent est égale à 125 kg/m^2 , soit 0.125 t/m^2

$$Q_w = 0,125 \times 13 = 1.625 \text{ t/ml} = 16.25 \text{ KN/ml.}$$

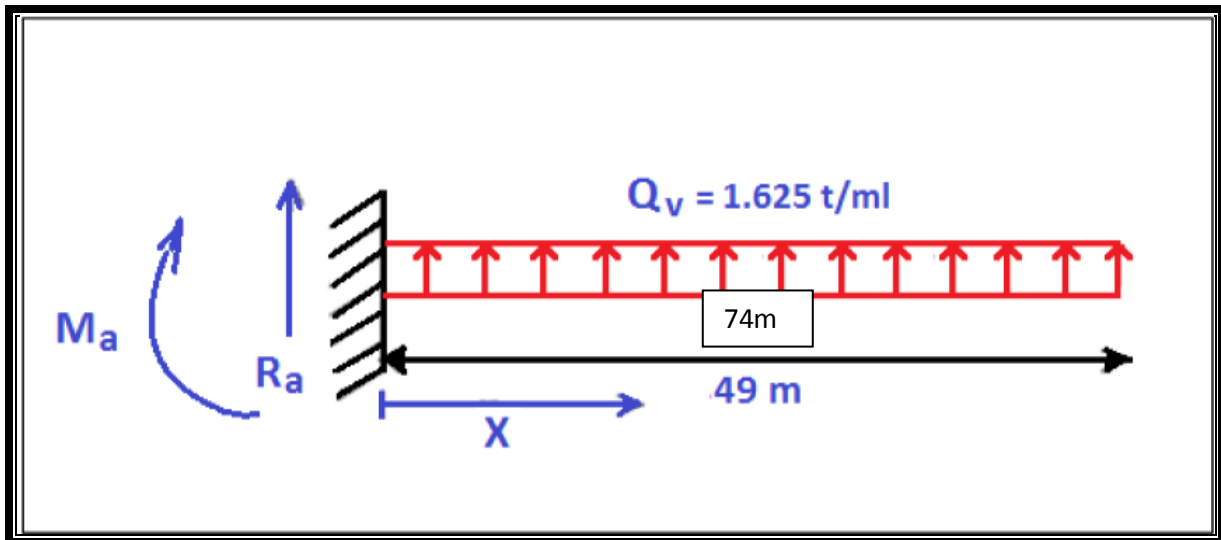


Fig. VI. 19: Surcharges du vent.

Les équations de sollicitation

➤ Moment fléchissant :

$$M(x) = M_a + R_a \cdot x + (Q_w \cdot X^2 / 2).$$

Avec : $M_a = Q_w \cdot X^2 / 2$ et $R_a = Q_w \cdot L$

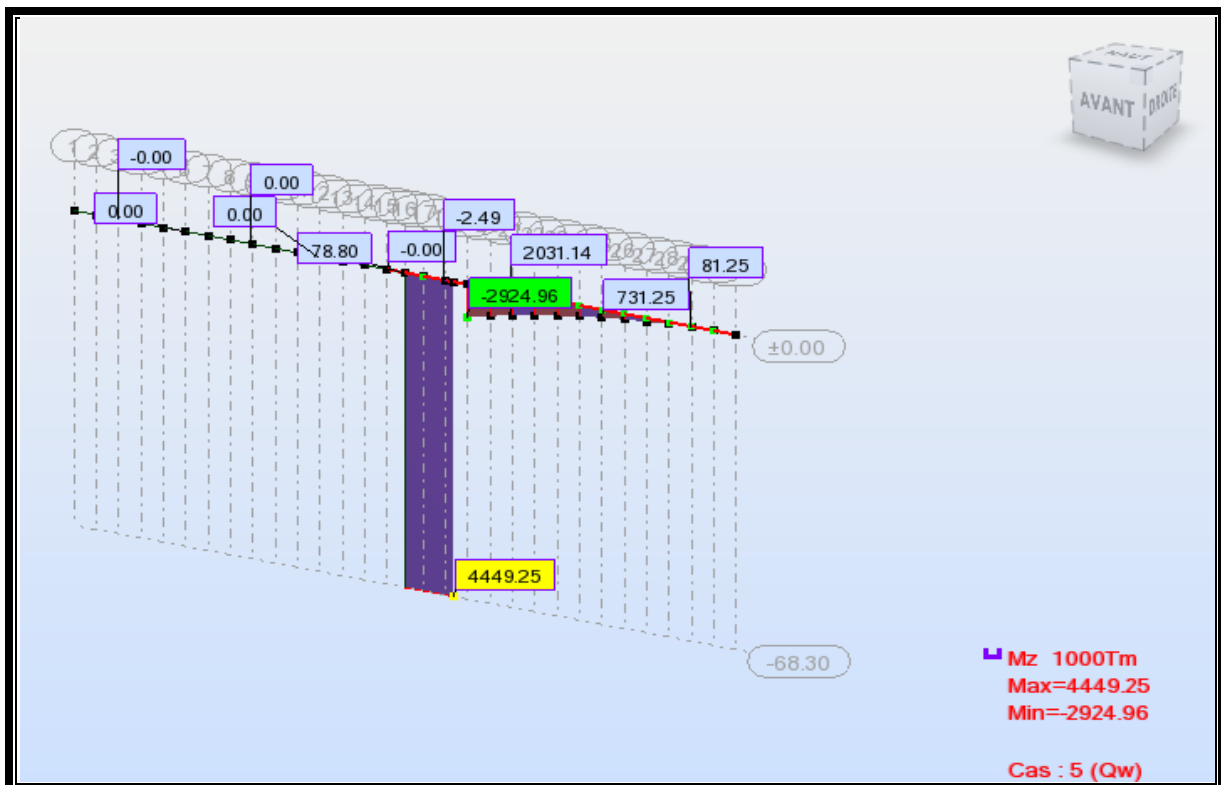


Fig. VI. 20: Diagramme des moments fléchissant du fléau sous Q_w en KN.

➤ Effort tranchant T

$$T(x) = Ra$$

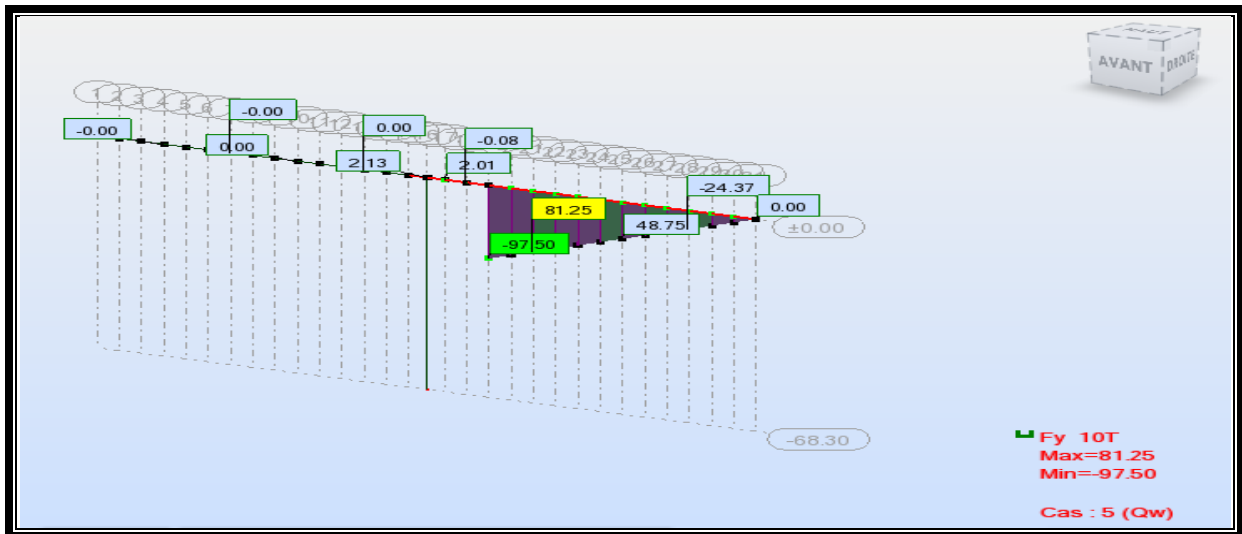


Fig. VI. 21: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous Q_w en KN.

VI. 4. 6. Etude de la stabilité des fléaux

Pendant la construction des ponts construits par encorbellement successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin, ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive. L'accident à éviter à ce stade ; est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile

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

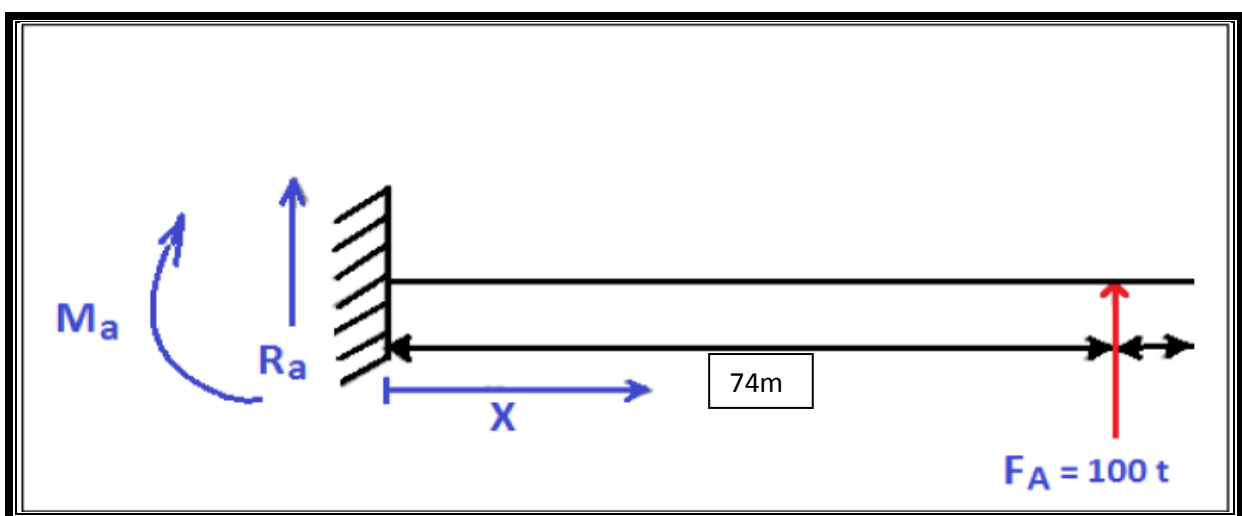


Fig. VI. 22: Actions accidentelles.

Chapitre VI : Etude longitudinale

Les équations de sollicitation

➤ Moment fléchissant

$$M(x) = Ma + Fa \cdot X$$

Avec $Ma = Fa \cdot L$ et $Ra = -Fa$

➤ Effort tranchant T

$$V(x) = -Fa$$

En raison de la symétrie du fléau, on va se limiter à donner les résultats pour un demi-fléau, Les résultats sont présentés dans le tableau ci – dessous.

X	Poids propre G		Surcharge Qc		Surcharge Qw		Surcharge Qp		Surcharge Fa	
	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)
0	2055.76	-84494.68	19.24	-711.88	-120.25	4449.25	61.5	-4551	-100	740
4	1873.125	-74791.35	18.2	-637	-113.75	3981.25	61.5	-4305	-100	700
9	1656.37	-63664.31	16.9	-549.25	-105.62	3432.81	61.5	- 3997.5	-100	6500
14	1452.42	-53596.29	15.6	-468	-97.5	2925	61.5	-3690	-100	6000
19	1261.28	-44533.11	14.3	-393.25	-89.37	2457.81	61.5	- 3382.5	-100	5500
24	1082.92	-36424.93	13	-325	-81.25	2031.25	61.5	-3075	-100	5000
29	917.33	-29226.22	11.7	-263.25	-73.12	1645.31	61.5	-2517	-100	4500
34	764.51	-22895.81	10.4	-208	-65	1300	61.5	-2210	-100	4000
39	624.44	-17396.85	9.1	-159.25	-56.87	995.31	61.5	- 1902.5	-100	3500
44	477.11	-12696.83	7.8	-117	-48.75	731.25	61.5	1595	-100	3000
49	382.52	-8767.57	6.5	-81.25	-40.625	507.81	61.5	- 1537.5	-100	2500
54	280.62	-5585.2	5.2	-52	-32.5	325	61.5	-1230	-100	2000
59	191.44	-3130.32	3.9	-29.25	-24.375	182.81	61.5	-922.5	-100	1500
64	114.95	-1387.63	2.6	-13	-16.25	81.25	61.5	-615	-100	1000
69	51.14	-346.37	1.3	-3.25	-8.125	20.31	61.5	-307.5	-100	500
74	0	0	0	0	0	0	61.5	0	-100	0

Ta. VI. 1: Les effets des charges de construction sur le demi – fléau

Chapitre VI : Etude longitudinale

VI. 5. Les combinaisons des charges

a) Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)

$$\begin{cases} \mathbf{A1} : 1,1 (G^{\max} + G^{\min}) + 1,25 (Q_{PRC1}^{\max} + Q_{PRC1}^{\min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_W) \\ \mathbf{A2} : 0,9 (G^{\max} + G^{\min}) + 1,25 (Q_{PRC1}^{\max} + Q_{PRC1}^{\min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_W) \end{cases}$$

Avec :

- G^{\max} : Poids du demi-fléau du coté du déséquilibre majoré de 2%.
- G^{\min} : Poids du demi-fléau de l'autre coté du déséquilibre minoré de 2%
- Q_{PRC1}^{\max} : Poids de l'équipage mobile du coté du déséquilibre majoré de 6%.
- Q_{PRC1}^{\min} : Poids de l'équipage mobile de l'autre coté du déséquilibre minoré de 4%.

D'où :

$$G^{\max} = 1,2 G; G^{\min} = 0,98 G$$

$$Q_{PRC1}^{\max} = 1,06 Q_{PRC1}; Q_{PRC1}^{\min} = 0,96 Q_{PRC1}$$

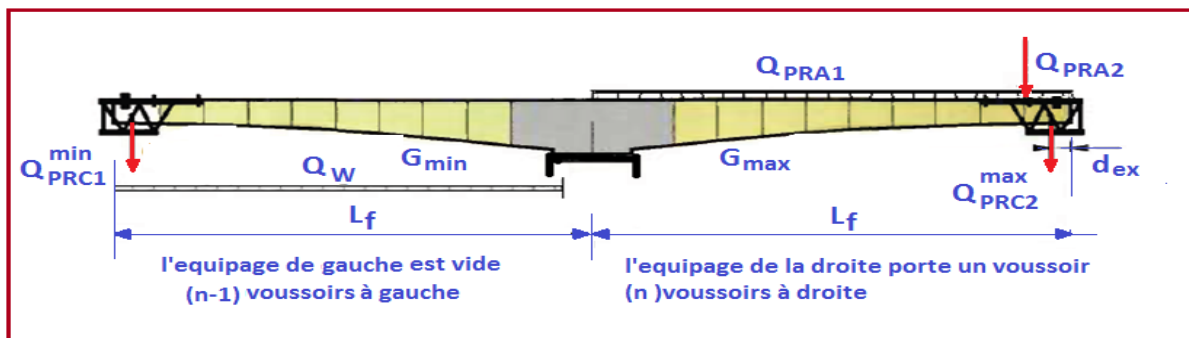


Fig. VI. 23: Combinaisons en situation temporaire.

b) Combinaisons accidentelles de construction (type B)

$$\begin{cases} \mathbf{B1} : 1,1 (G^{\max} + G^{\min}) + F_A + Q_{PRC1}^{\max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} \\ \mathbf{B2} : 0,9 (G^{\max} + G^{\min}) + F_A + Q_{PRC1}^{\max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} \end{cases}$$

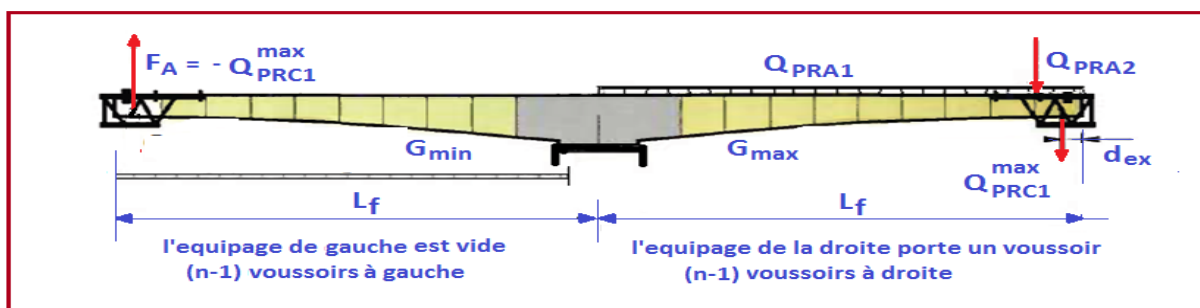


Fig. VI. 24 : Combinaisons accidentelles.

Le tableau suivant récapitule les effets dus aux différentes combinaisons de charges en phase de construction :

Chapitre VI : Etude longitudinale

	Cas fondamental		Cas accidental	
	$1.1G^{max}+1.25(Qc+Qp+Qw)$	$0.9G^{max}+1.25(Qc+Qp+Qw)$	$1.1G^{min}+Qc+Qp+Qw$	$0.9G^{min}+Qc+Qp+Qw$
0	-95820.07	-78583.15	-88948.14	-72387.19
4	-85116.83	-69859.40	-78567.07	-63907.97
9	-72823.78	-59836.26	-66676.87	-54198.67
14	-61676.29	-50742.64	-55934.8	-45429.92
19	-51613.57	-42528.82	-46282.44	-37553.95
24	-41579.71	-35149.02	-37666.07	-30526.79
29	-34211.12	-28248.97	-29786.61	-24058.27
34	-27086.60	-22415.85	-23099.68	-18612.1
39	-20852.31	-17303.36	-17315.55	-13905.77
44	-15471.78	-12881.63	-12399.18	-9910.6
49	-11225.89	-9437.30	-8570.19	-6851.74
54	-7462.84	-6323.46	-5302.84	-4208.15
59	-4473.39	-3834.81	-2826.23	-2212.69
64	-2240.36	-1957.28	-1123.86	-851.89
69	-751.68	-681.02	-184.14	-116.25
74	0	0	0	0

Tab. VI. 2: Combinaisons les plus défavorables.

VI. 6. Clavage des travées :

Lorsque la construction de quatre fléaux est achevée, on commence par solidariser les **deux travées de rive** sur culées (C1-P1) et (P4-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 les travées centrales (P1-P2),(P2-P3) et (P3-P4) ainsi le schéma statique final de la structure devient **hyperstatique**.

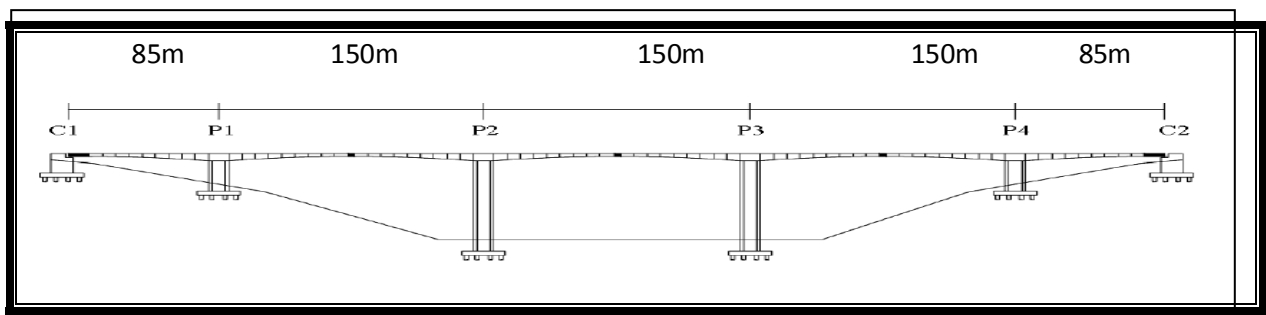


Fig. VI. 25: Différents clavages

Chapitre VI : Etude longitudinale

➤ 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.

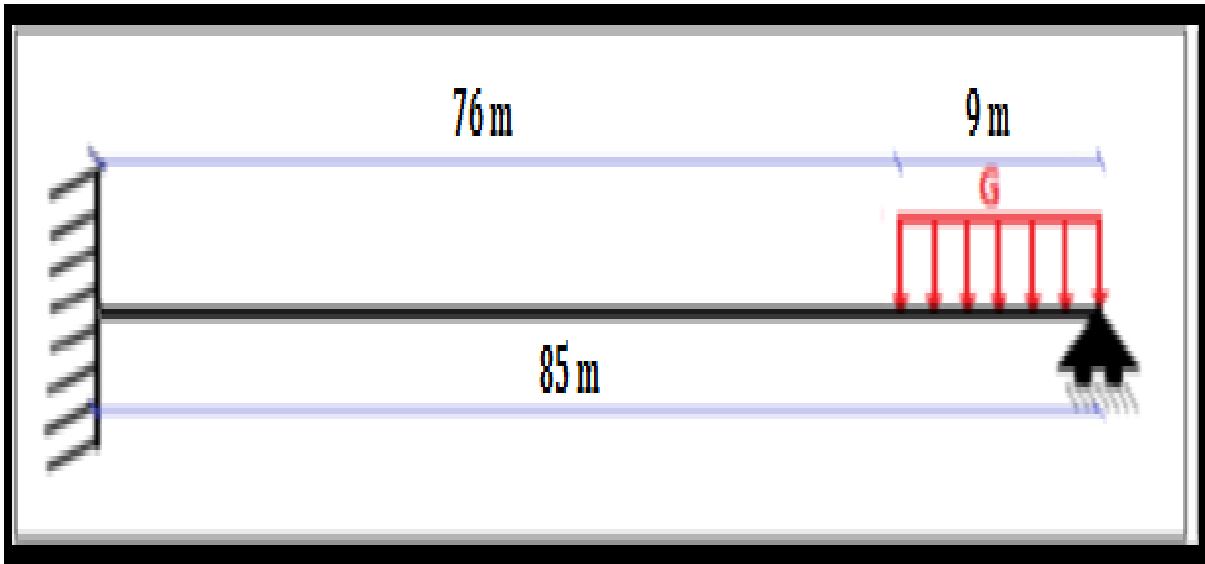


Fig. VI. 26 : Efforts appliqués sur la travée de rive.

Avec : $G = \gamma_B \times S_c = 25 \times 11.078 = 276.95 \text{ KN/ml}$.

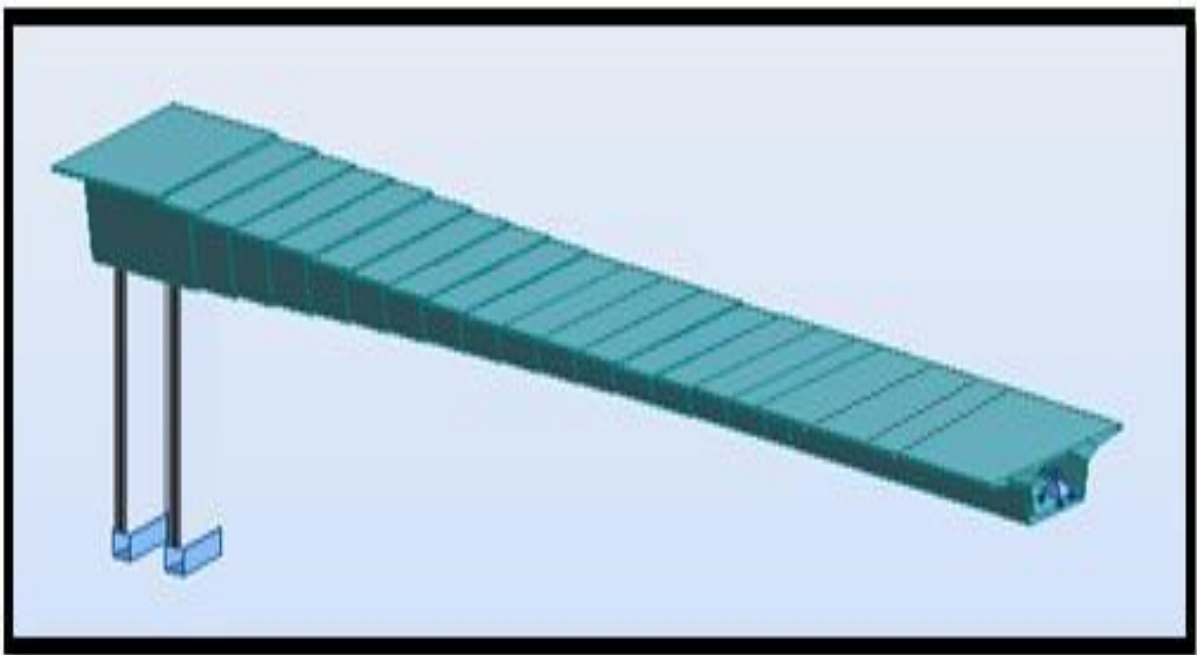


Fig. VI. 27: Modèle de calcul de la travée de rive.

Chapitre VI : Etude longitudinale

- Moments et efforts tranchants dû au poids propre :

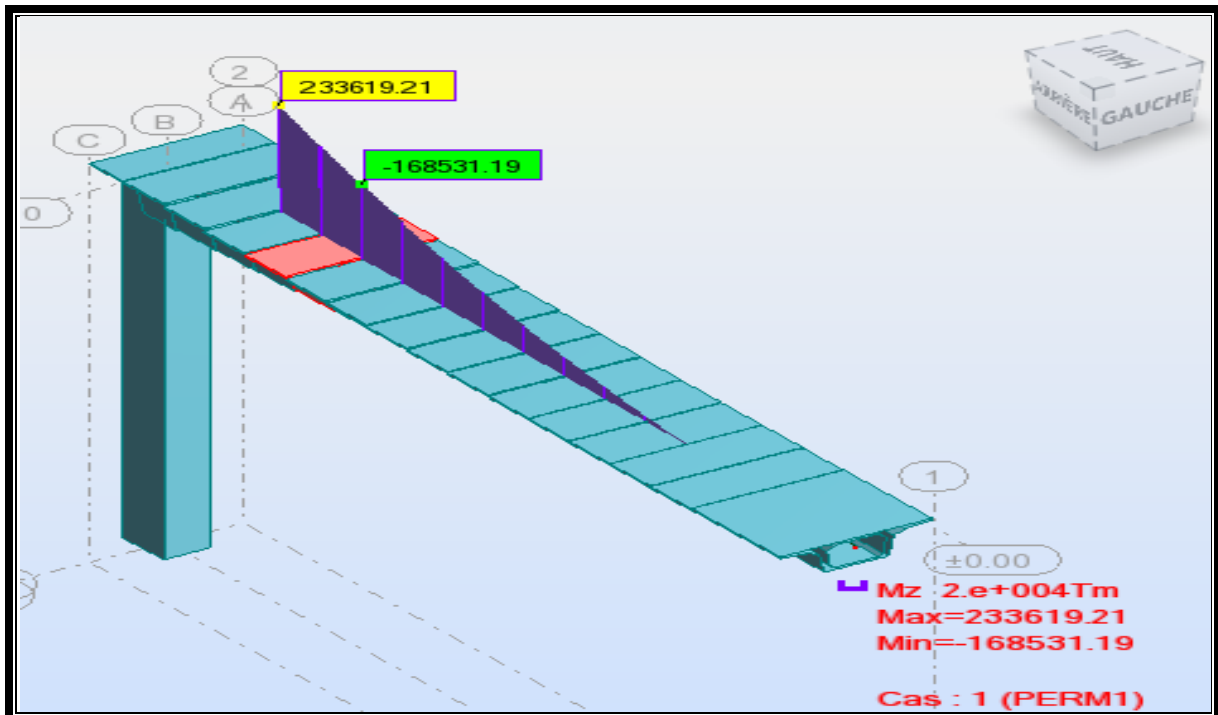


Fig. VI. 28: Moments dû au poids propre avant le clavage.

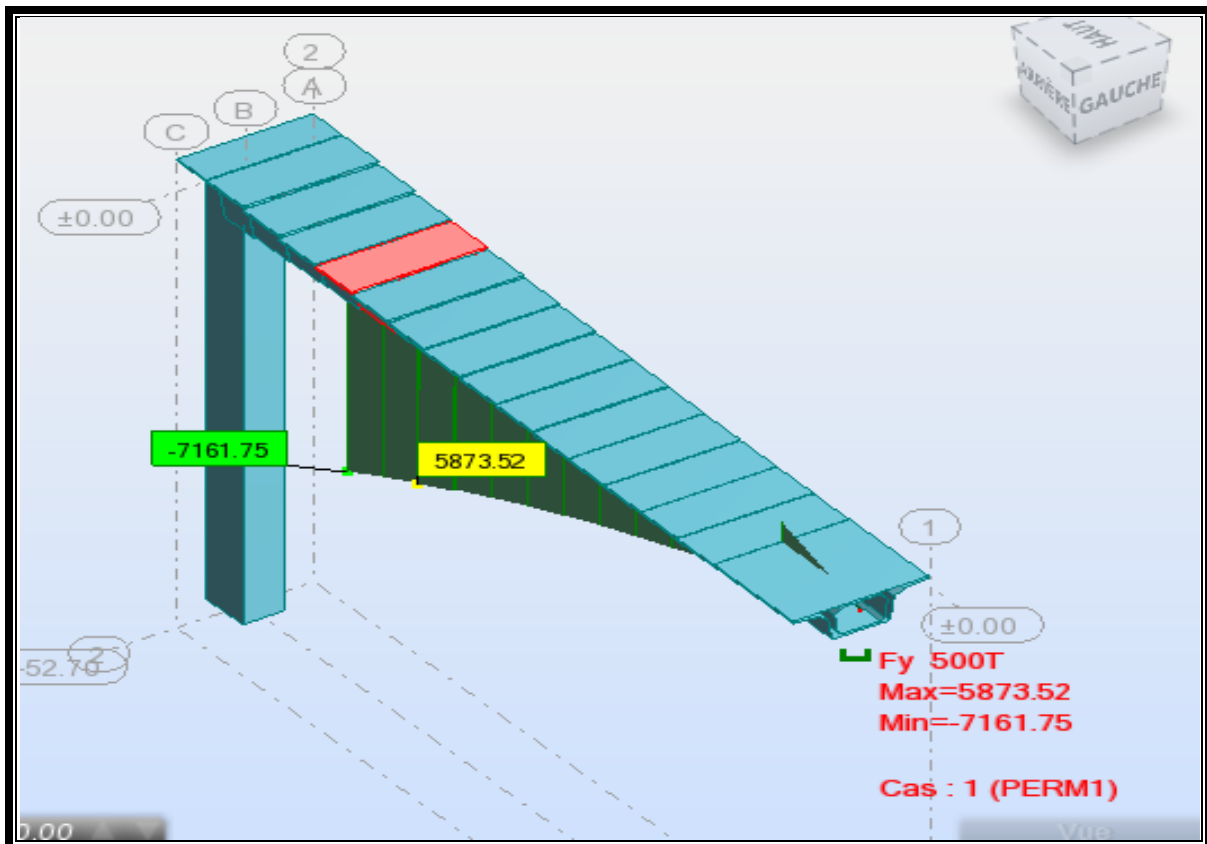


Fig. VI. 29: Effort tranchant dû au poids propre avant le clavage.

Chapitre VI : Etude longitudinale

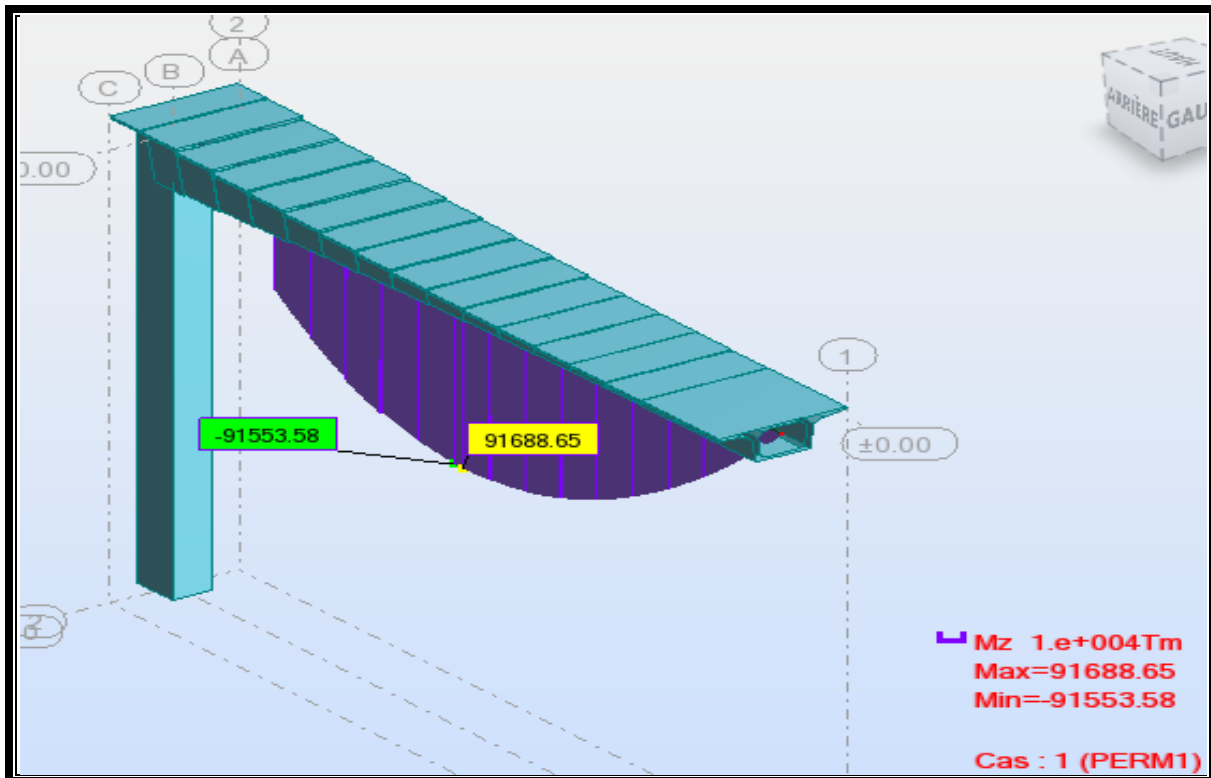


Fig. VI. 30: Moments dû au poids propre après le clavage.

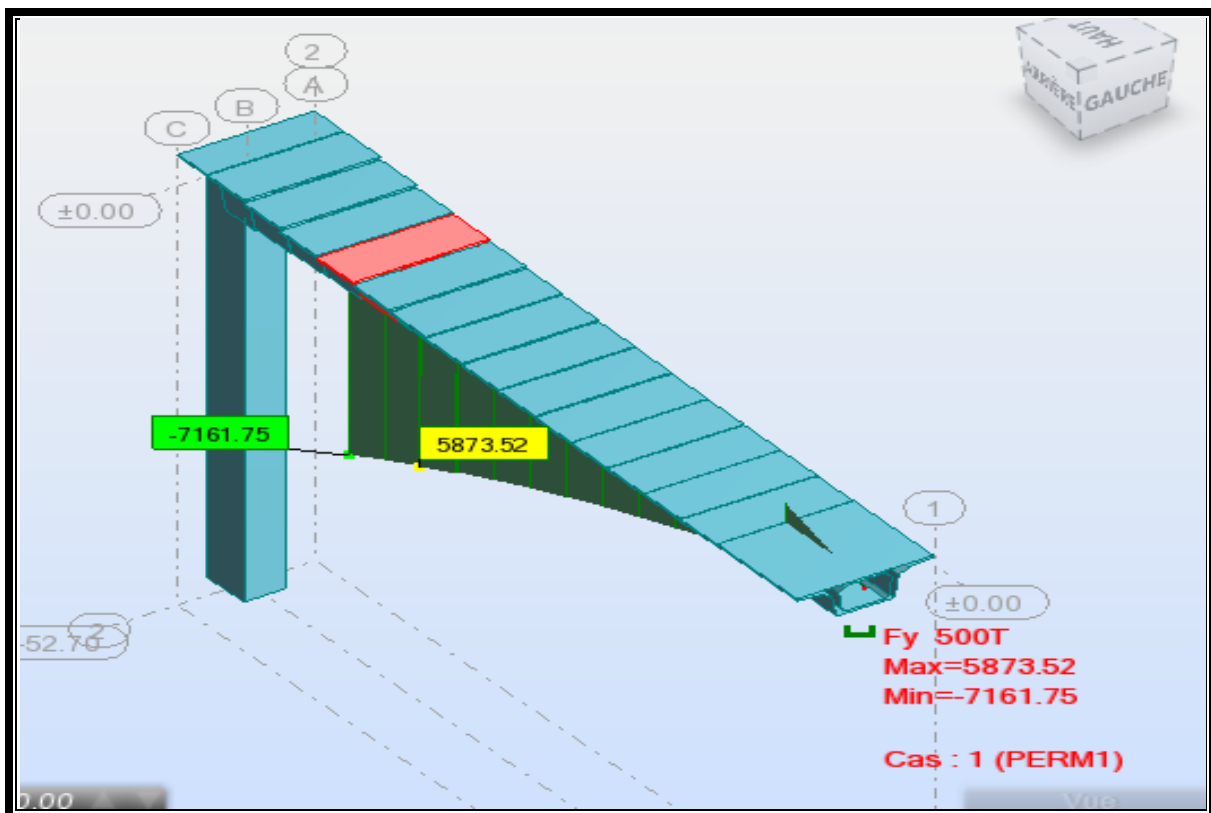


Fig. VI. 31: Effort tranchant dû au poids propre après le clavage.

VI. 7. Etude longitudinale en service

Pour la modélisation de notre structure (tablier), nous avons utilisé le programme de calcul aux éléments finis Robot Structural Analysis Professional 2010. Il s'agit d'un modèle comprenant des éléments de type barres (voussoirs de hauteurs variables)

En cours de service le tablier est simplement appuyé sur tous les appuis.

Les données nécessaires pour la modélisation sont les suivantes :

- Les données géométriques de la structure et les conditions d'appuis.
- Les charges et les combinaisons d'actions à considérer.
- Les caractéristiques des matériaux utilisés.

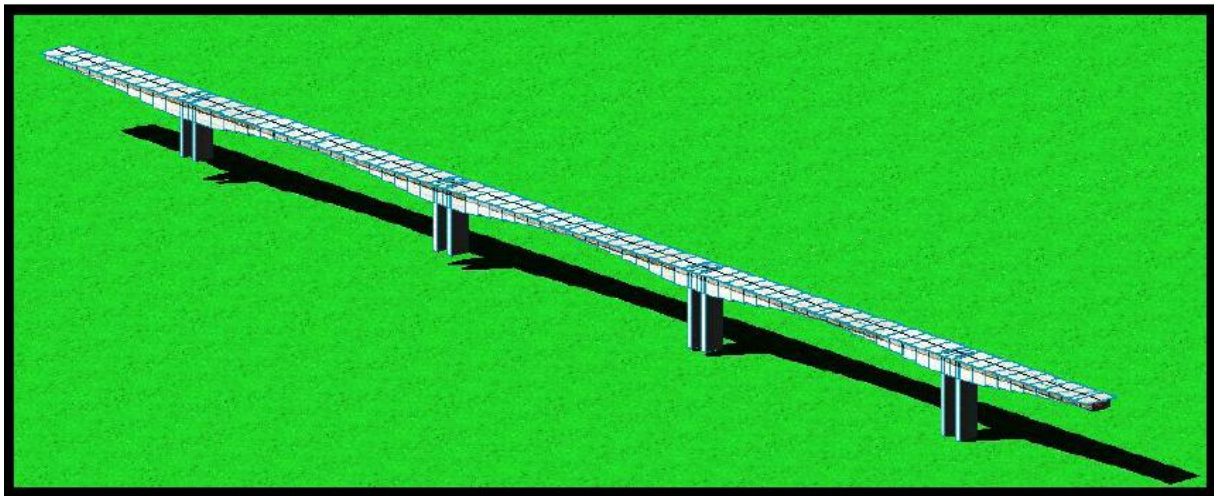


Fig. VI. 32: Modèle 3D du pont.

IX. 7. 1. Sollicitations dû aux poids propre :

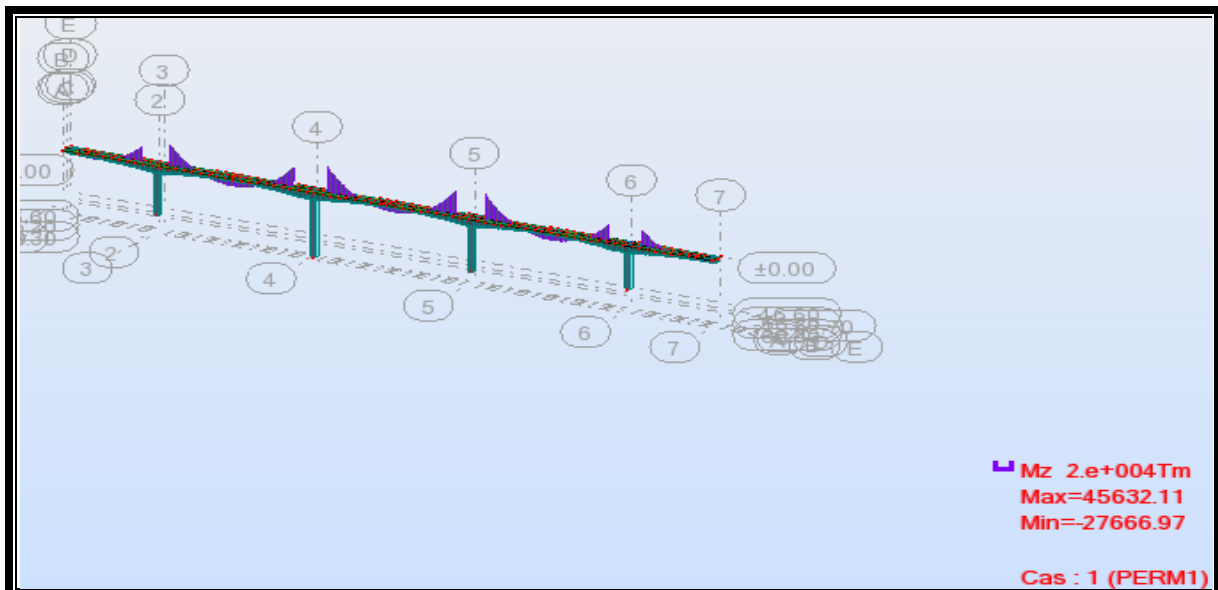


Fig. VI. 33: Diagramme des moments fléchissant dû au poids propre du tablier.

Chapitre VI : Etude longitudinale

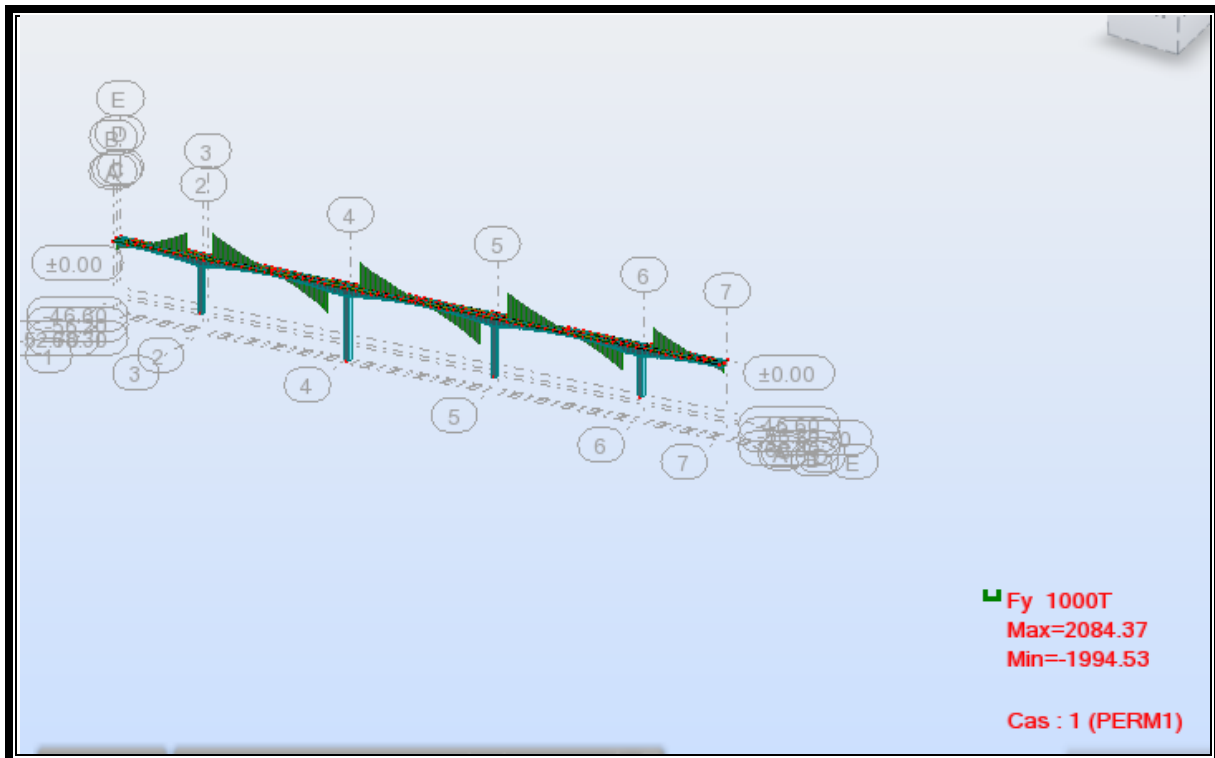


Fig. VI. 34: Diagramme des efforts tranchants dû au poids propre du tablier.

IX. 7. 2. Sollicitations dû aux charges complémentaires permanentes

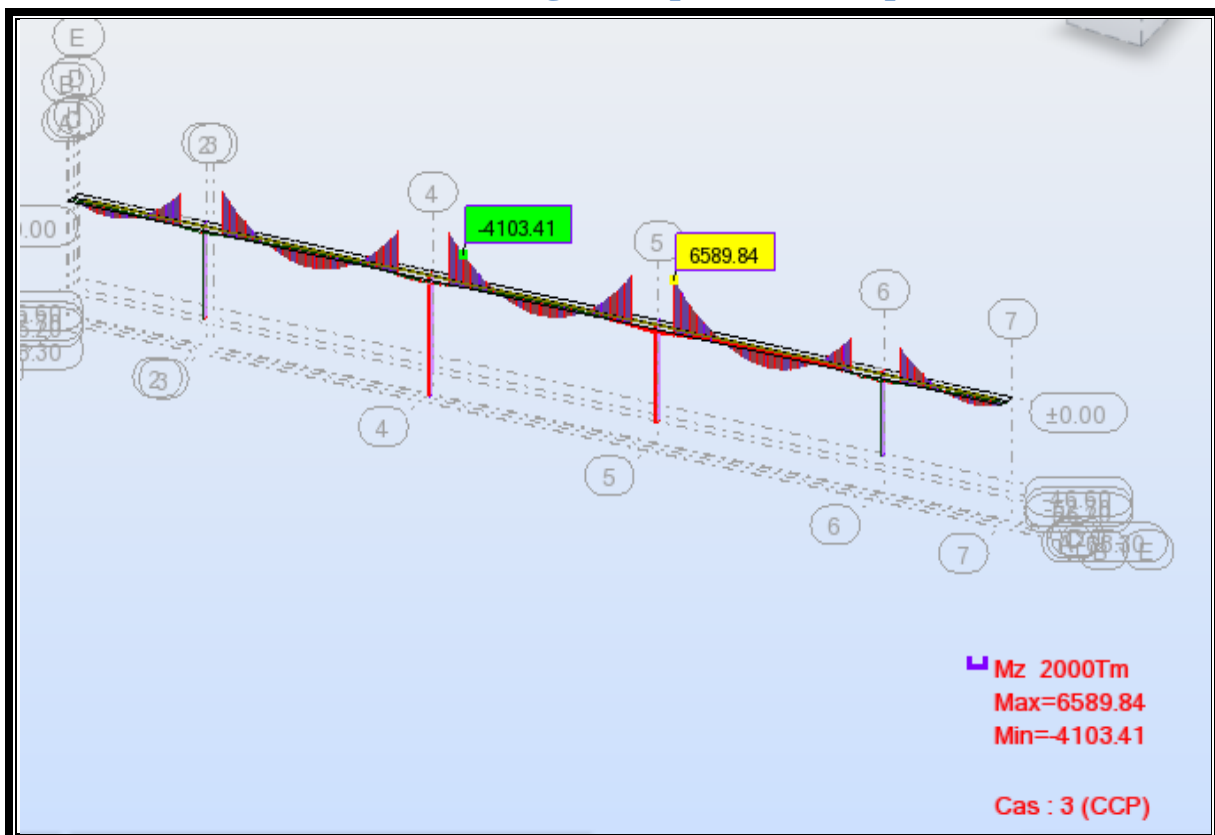


Fig. VI. 35: Diagramme des moments fléchissant dû aux CCP.

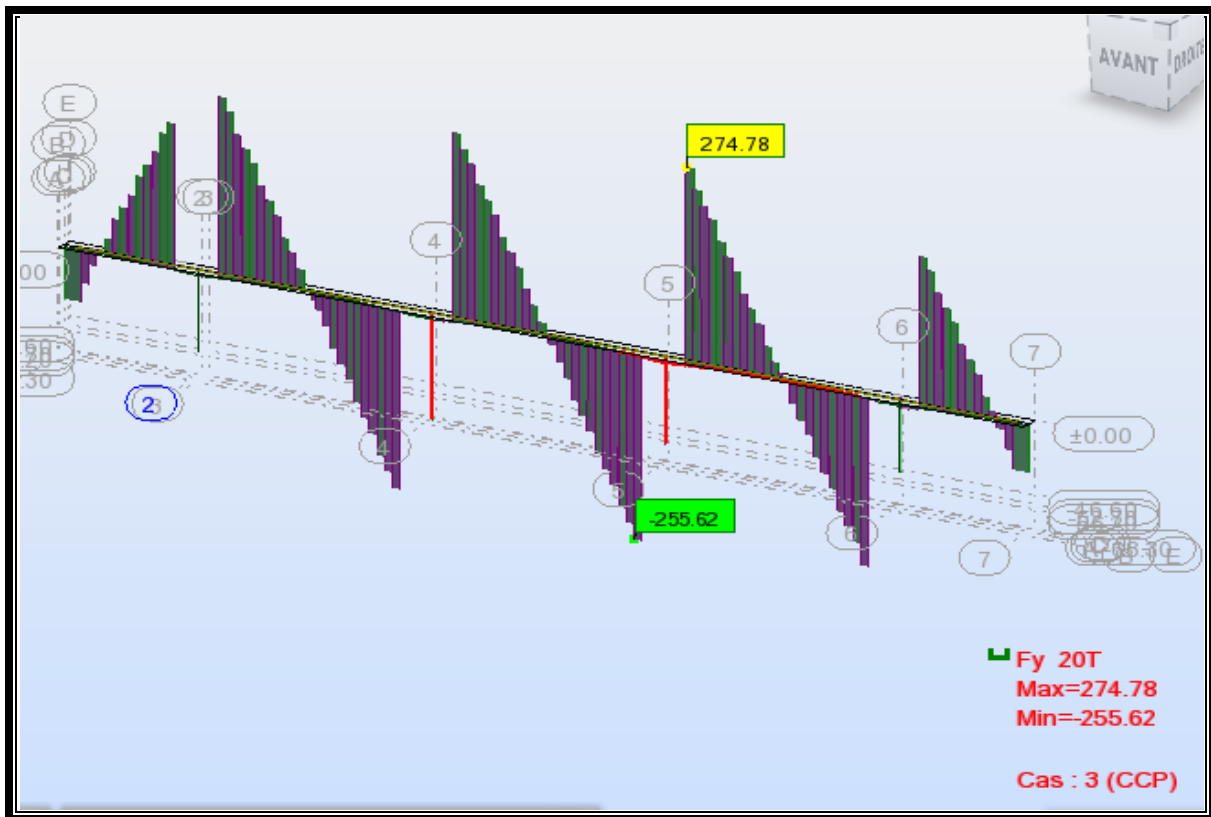


Fig. VI. 36: Diagramme des efforts tranchants dû aux CCP.

IX. 7. 3. Sollicitations dues aux charges routières

a) Système de charge A(L)

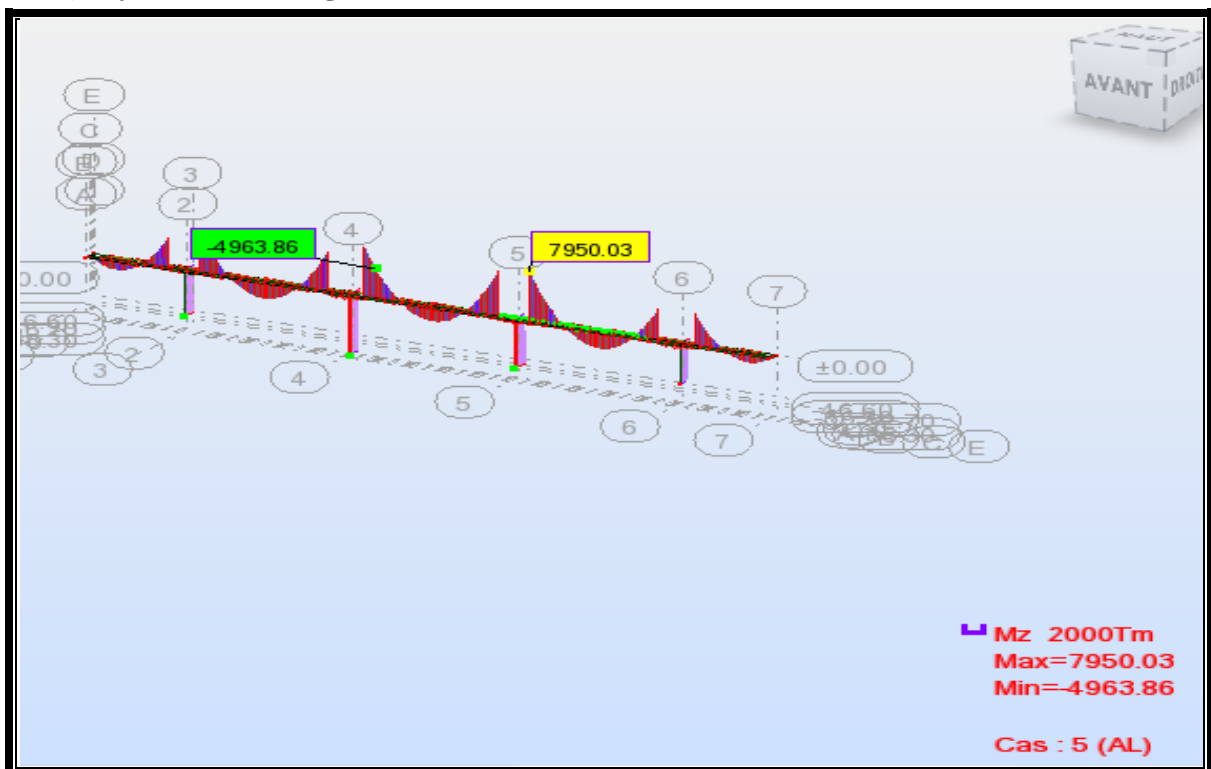


Fig. VI. 37: Diagramme des moments fléchissant dû à A(L)

Chapitre VI : Etude longitudinale

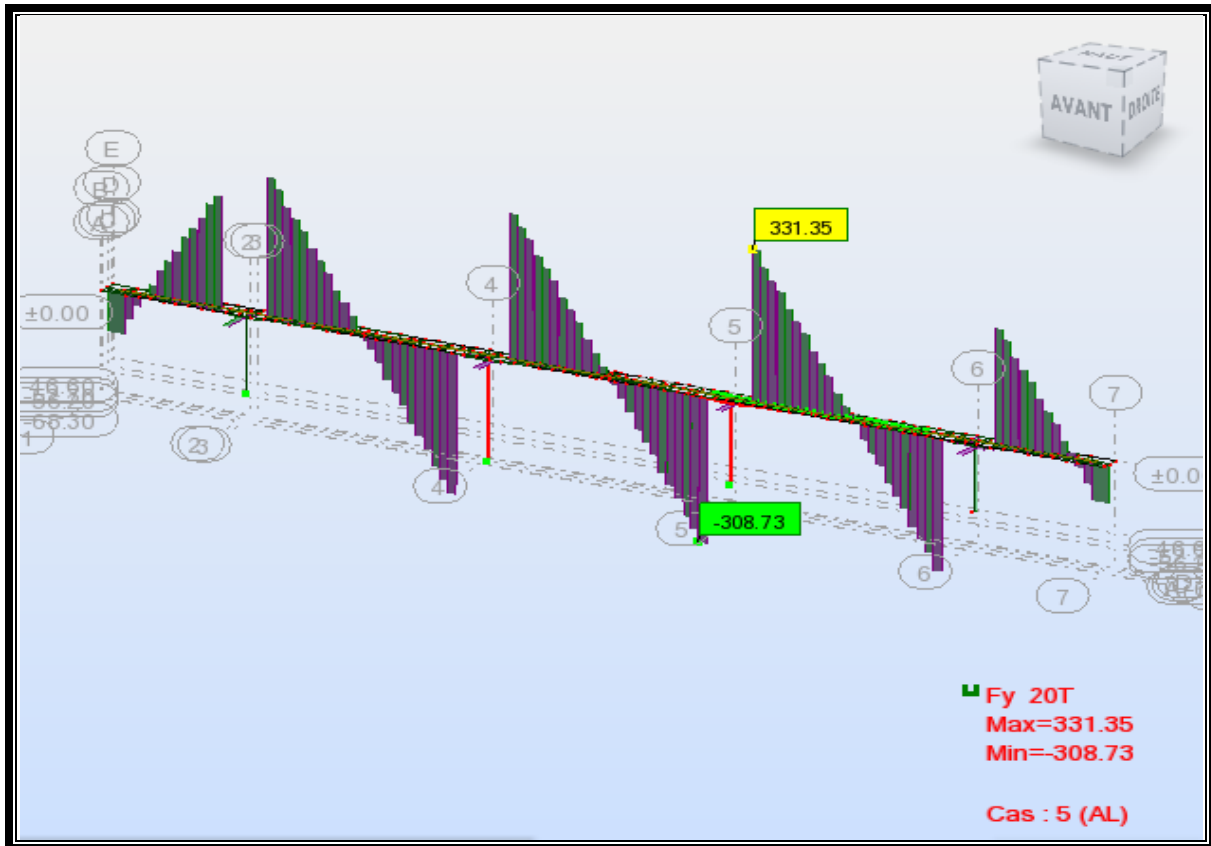


Fig. VI. 38: Diagramme des efforts tranchants dû à A(L).

b) Système D240

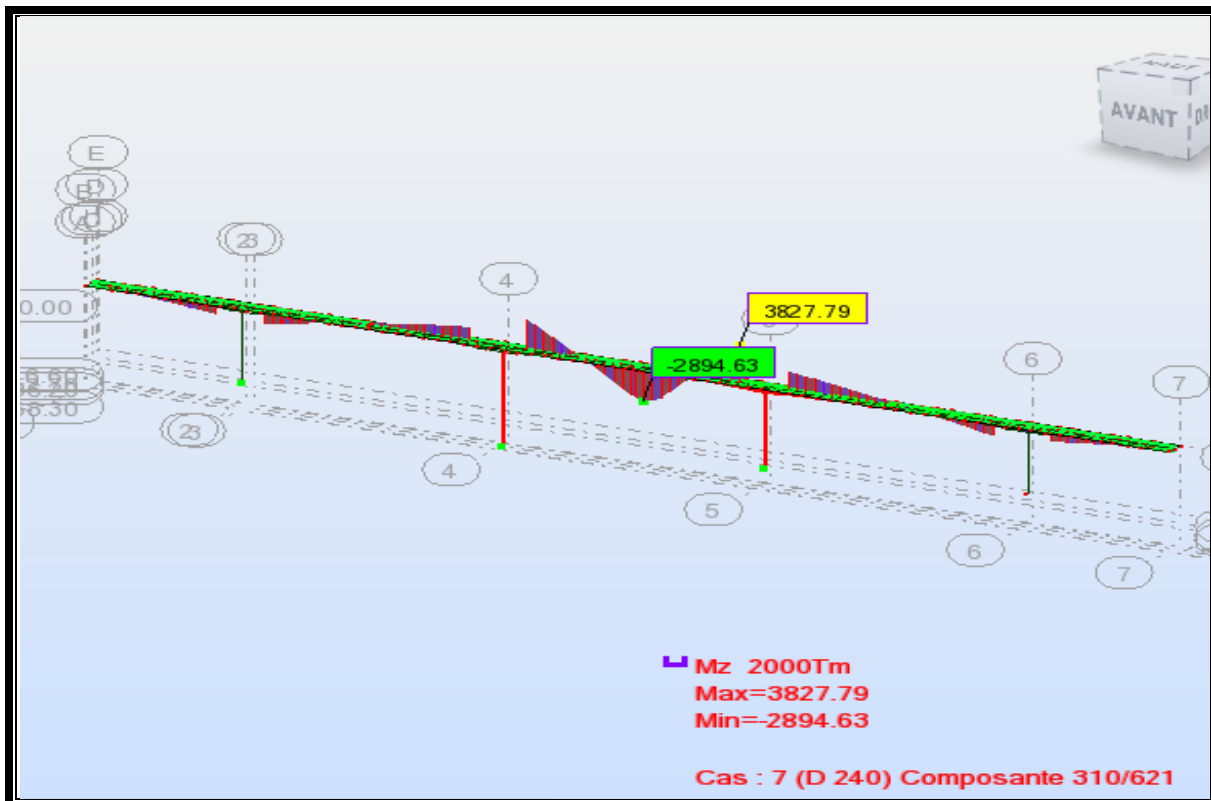


Fig. VI. 39: Diagramme des moments fléchissant dû à D240.

Chapitre VI : Etude longitudinale

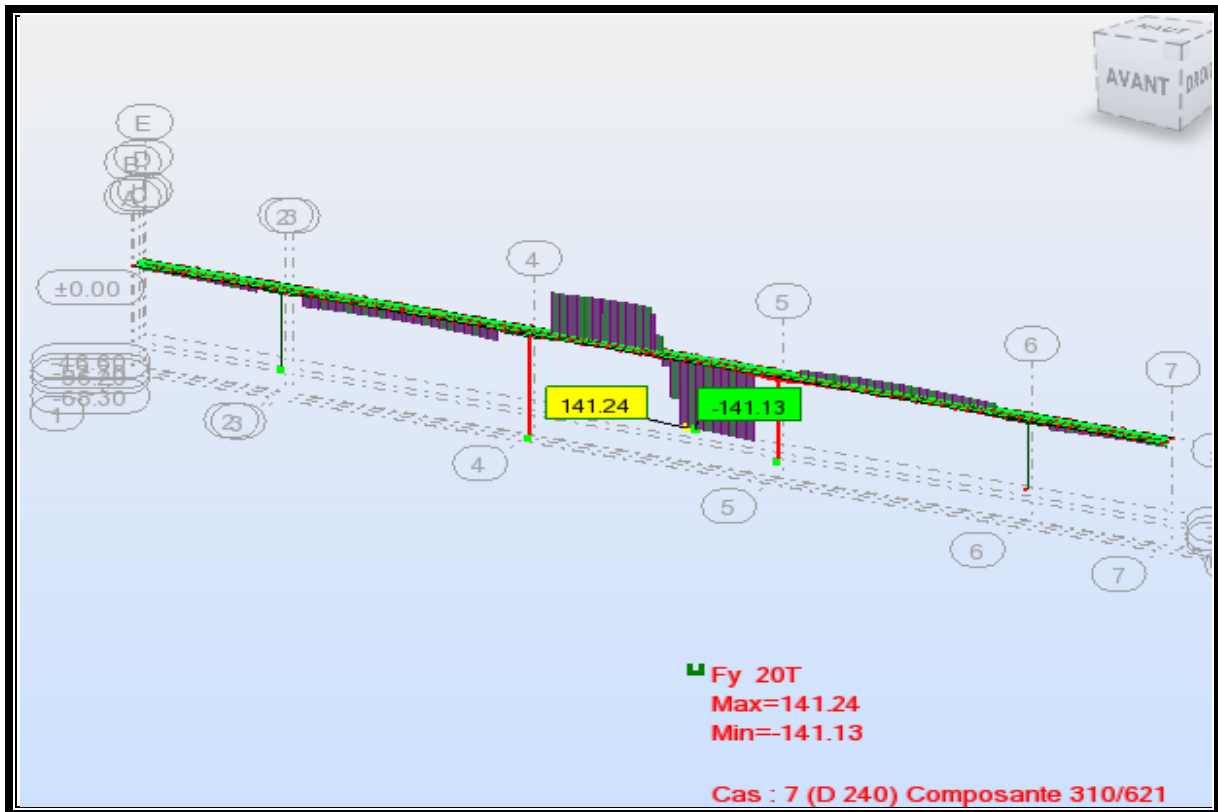


Fig. VI. 40: Diagramme des efforts tranchants dû à D240.

c) Système BC

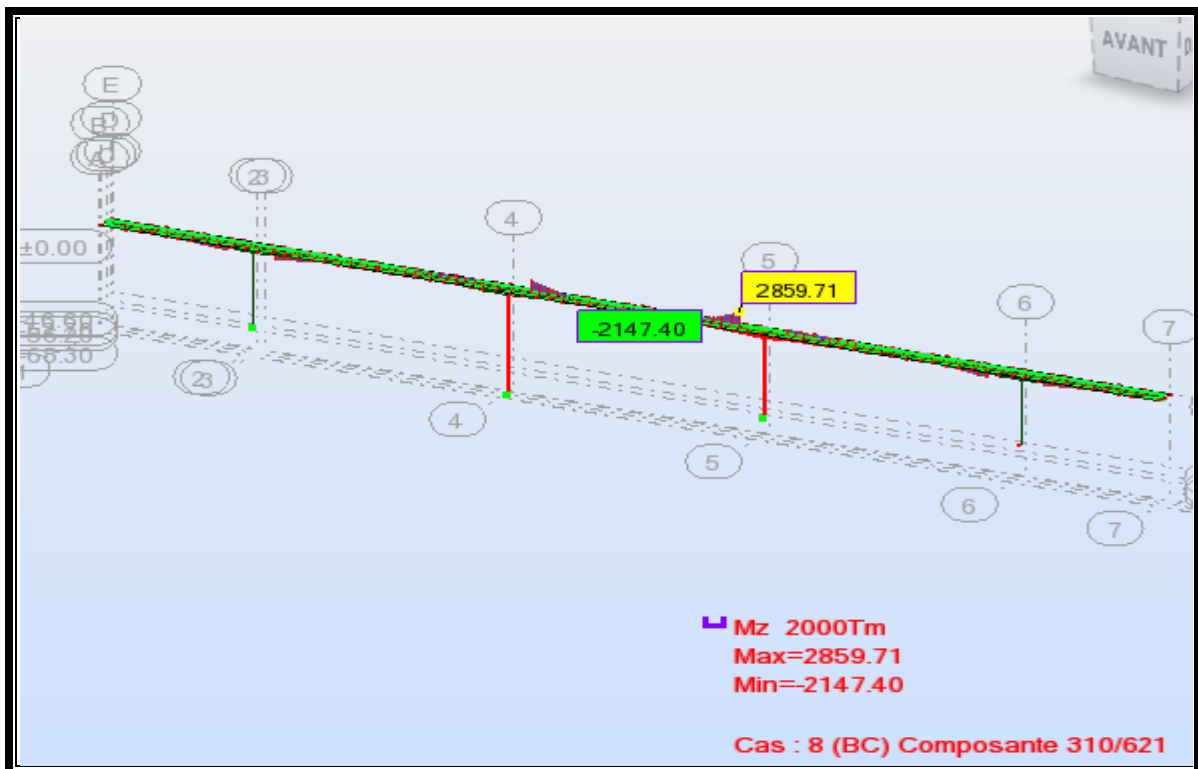


Fig. VI. 41: Diagramme des moments fléchissant dû à BC.

Chapitre VI : Etude longitudinale

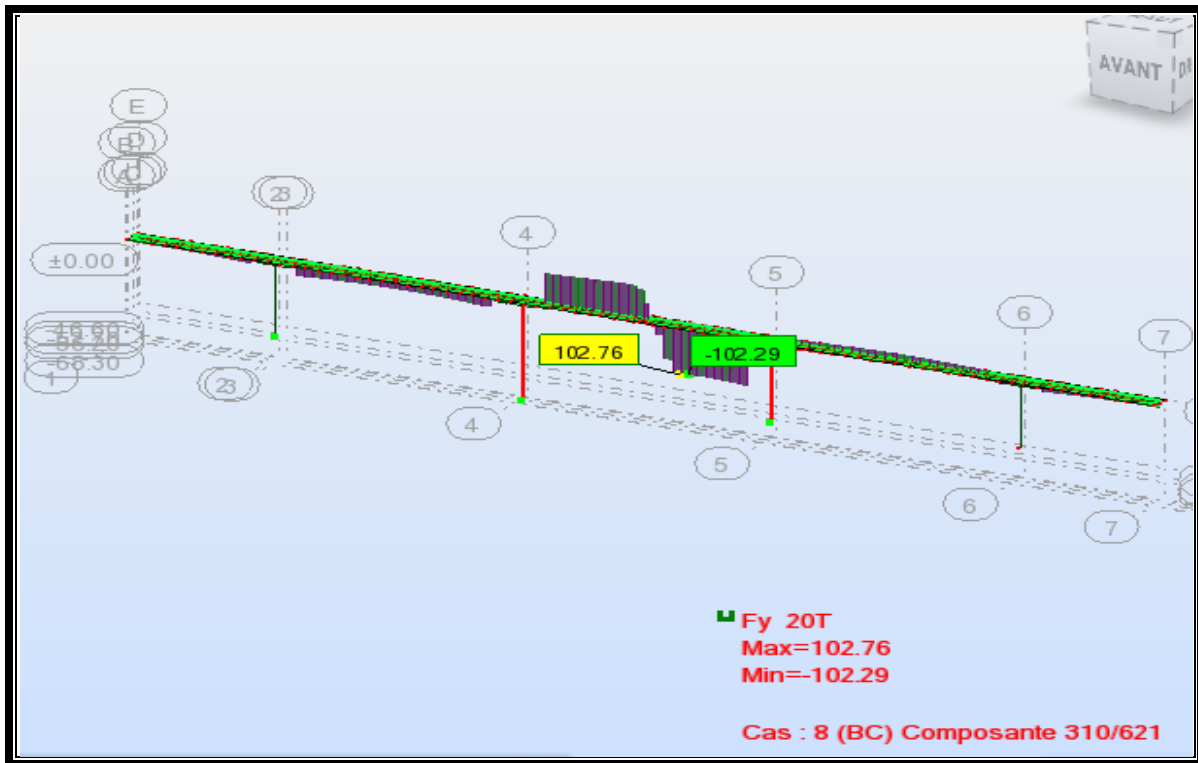


Fig. VI. 42: Diagramme des efforts tranchants dû à BC.

d) Système MC120

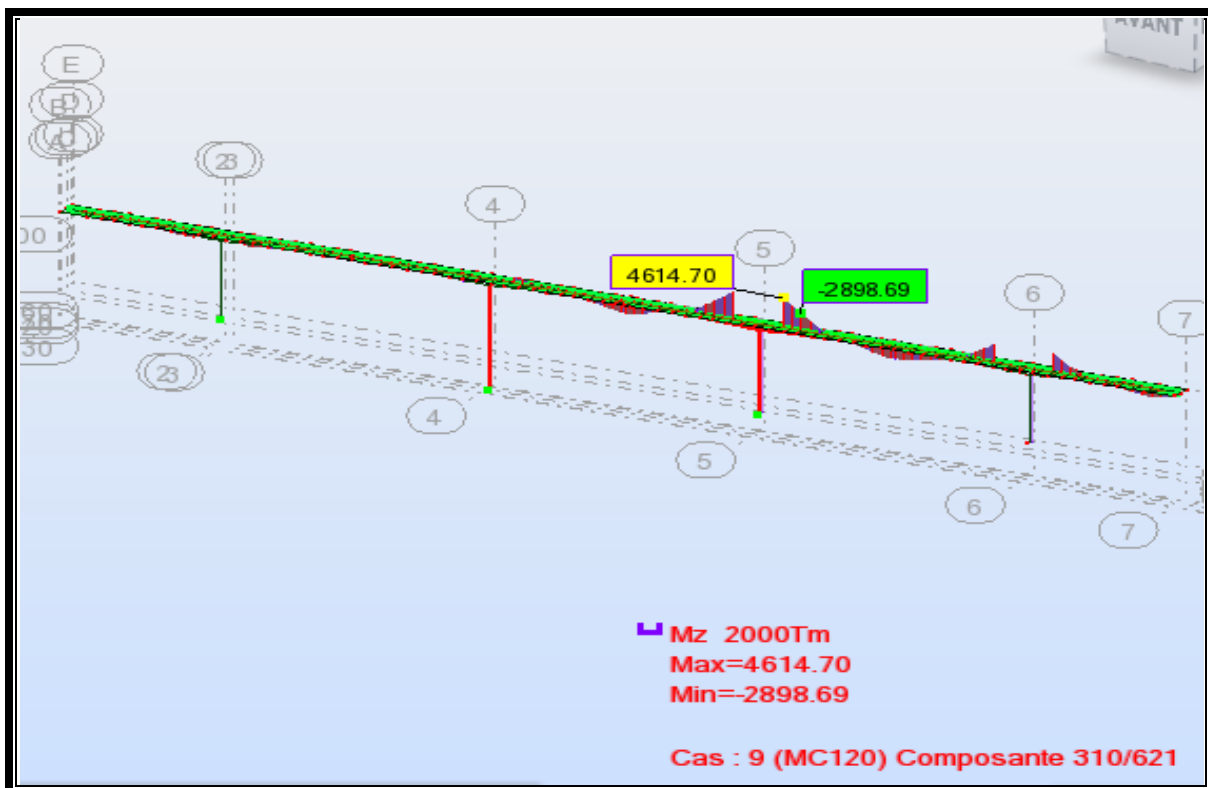


Fig. VI. 43: Diagramme des moments fléchissant dû à MC120.

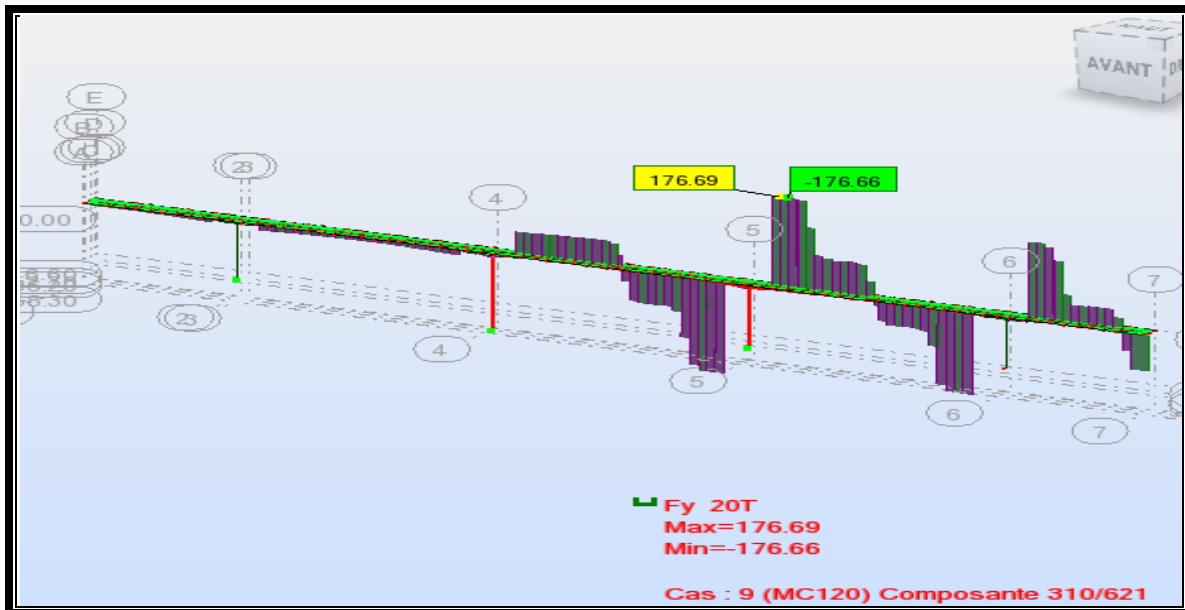


Fig. VI. 44: Diagramme des efforts tranchants dû à MC120 .

VI. 8. Combinaisons de calcul

D'après le « Fascicule N°61 titre II », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

- **Poids propre (PP)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- **Complément du poids propre (CCP)** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à 4.4844 t/ml.
- **Charge A** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à $A_2(I) = 5.161$ t/ml.
- **Surcharge Bc.**
- **Surcharge militaires Mc120.**
- **Convoi exceptionnel D240.**
- **Surcharges sur les trottoirs St** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à :

$S_t = 0,187$ t/m.

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

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 obtenus en KN dans Robot sont transformé en Tonnes.

VI. 9. Les combinaisons d'action

L'analyse des résultats obtenus pour les différents cas de chargements considérés donne le chargement **D240** comme étant celui qui développe les efforts les plus défavorables sur

Chapitre VI : Etude longitudinale

l'ensemble de la structure.

Donc, on prendre les deux combinaisons suivantes :

1. $1.35 G + 1.35 D_{240} \rightarrow A'ELU$

$G + D_{240} + 0,5\Delta T \rightarrow A'ELS$

➤ Les résultats obtenus sous la combinaison (ELU) : $1.35 G + 1.6(A(I) + St)$

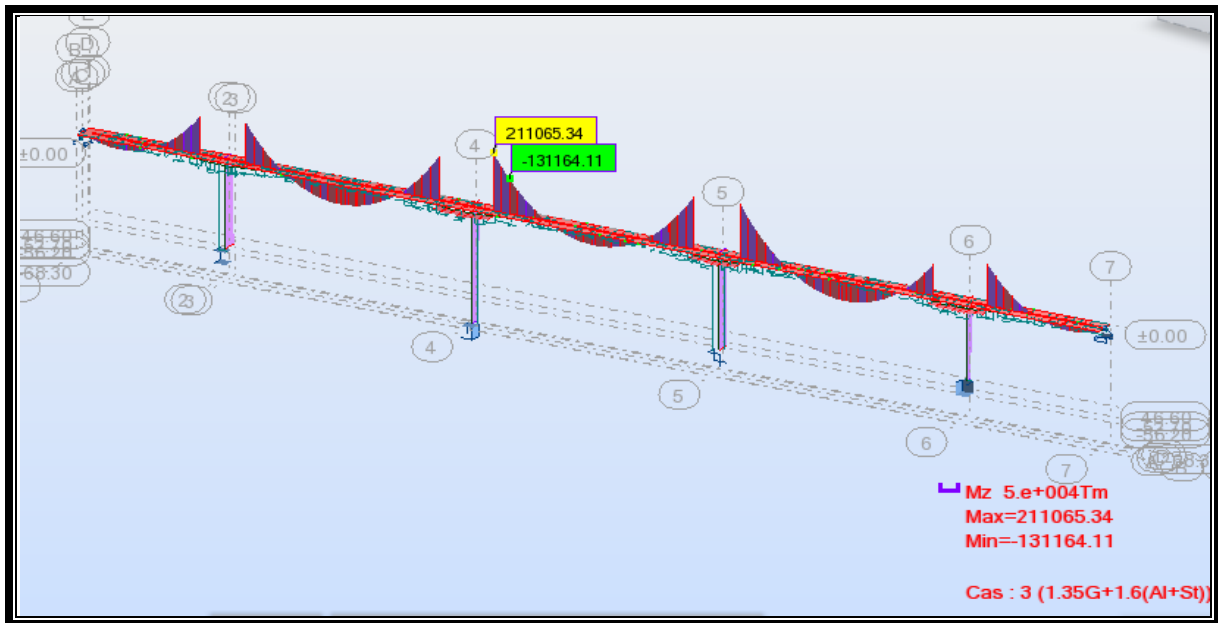


Fig. VI. 45: Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison $(1.35G + 1.6(A(I) + St))$

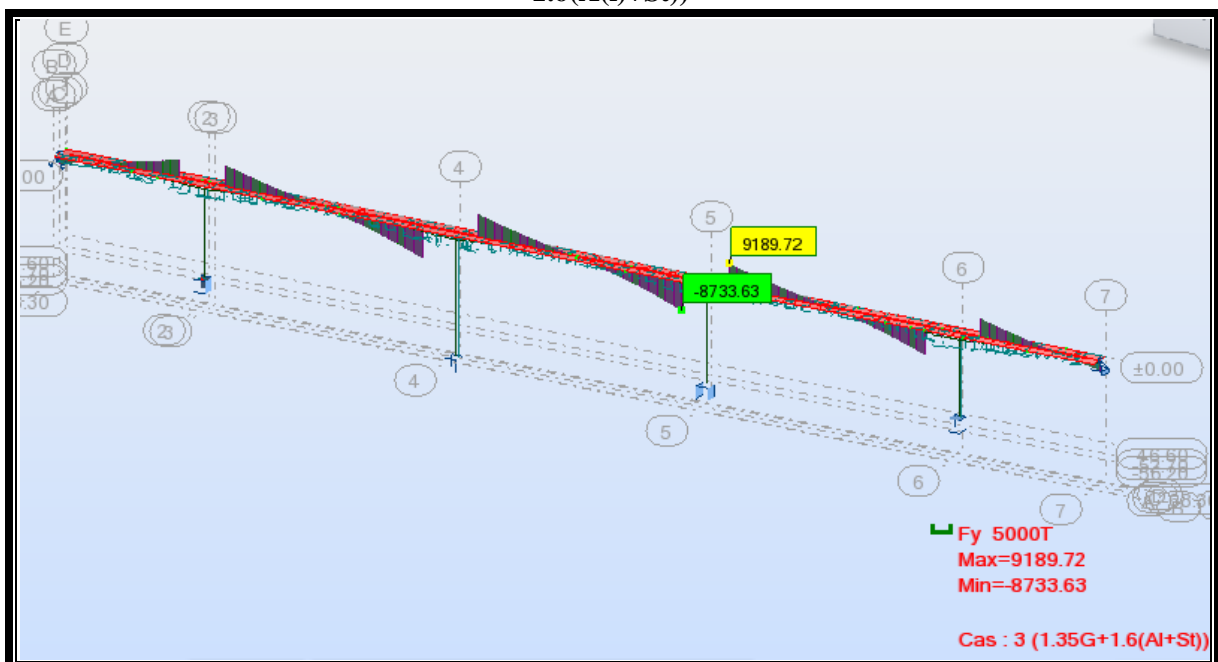


Fig. VI. 46: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison $(1.35G + 1.6(A(I) + St))$

Chapitre VI : Etude longitudinale

➤ Les résultats obtenus sous la combinaison ELS : $G + 1.2(A(I)+St)$

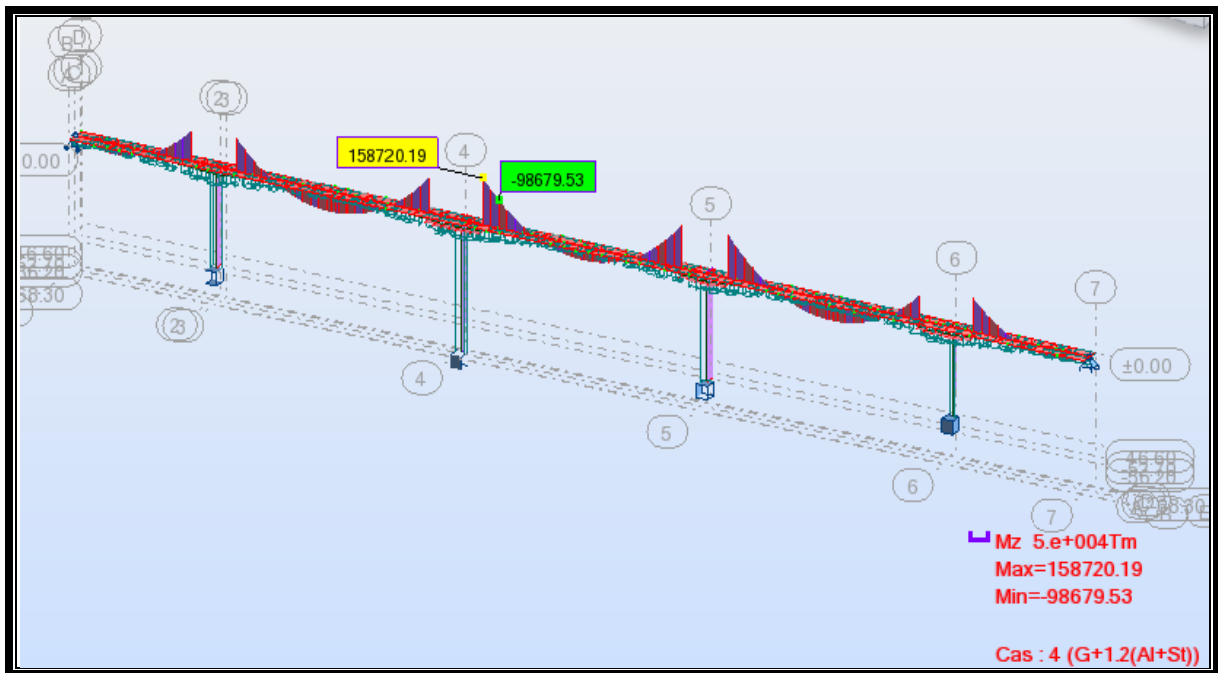


Fig. VI. 47: Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison($G + 1.2(A(I)+St)$)

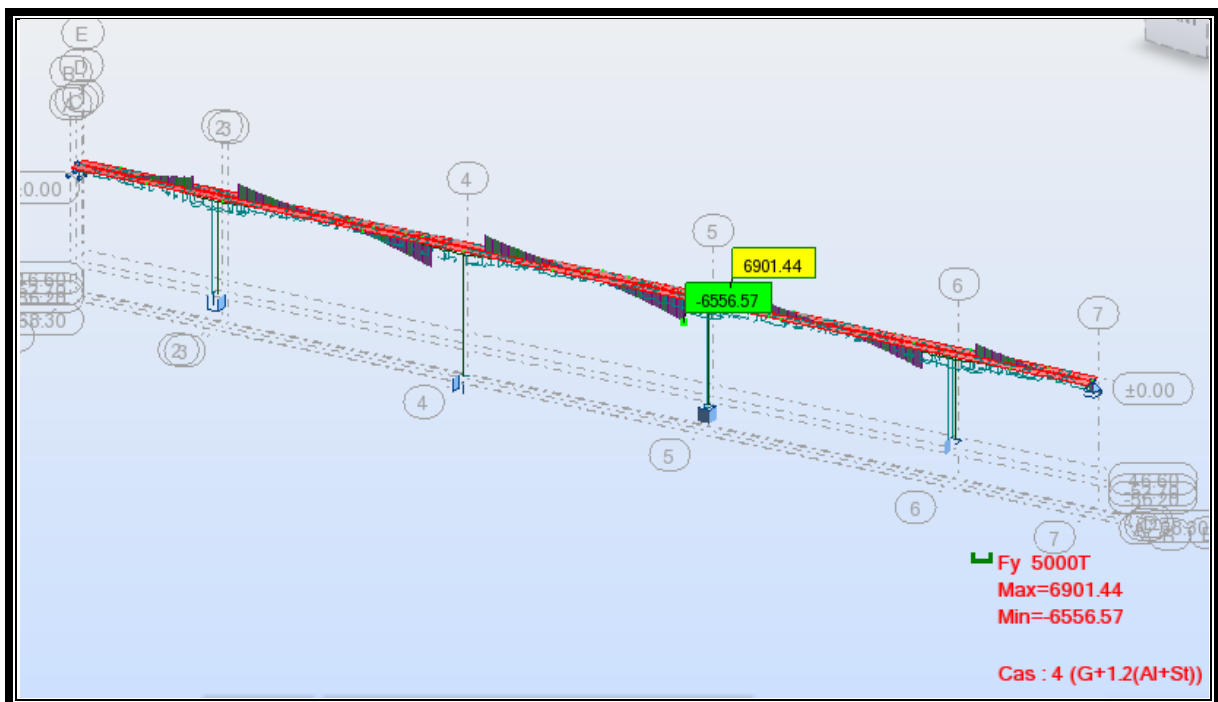


Fig.VI.48: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison ($G + 1.2(A(I)+St)$)

chapitre VII

Etude de la précontrainte

Chapitre VII : étude de la précontrainte

Chapitre VII : étude de la précontrainte

VII. Introduction et principe:

D'après l'inventeur de la précontrainte, **Eugène Freyssinet 1928**, " Pré contraindre une section c'est soumettre, avant l'application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leurs composantes avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération». Cette technique, consiste 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.

On distingue deux modes de précontraintes :

- ❖ **Précontrainte par post-tension.**
- ❖ **Précontrainte par pré-tension.**

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension.

a) **Précontrainte par post-tension :**

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton.

Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

b) **Béton :**

Les mêmes caractéristiques qu'en béton armé sauf qu'il faut réaliser une résistance caractéristique plus élevée (bonne qualité du béton) pour éviter toute fissurations.

On utilisera donc un ciment **CPJ 425** dosé à 400kg/m³, soit une résistance caractéristique moyenne :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{F_{c28}=35MPa} \\ \mathbf{F_{t28}= 2.1MPa} \end{array} \right.$$

c) **Armatures de précontrainte :**

La précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type **19T15 Classe 1**

Chapitre VII : étude de la précontrainte

TBR.

- ❖ Nombre de torons par câble : **19 torons.**
- ❖ Section utile d'un câble : **$A_p = 2441 \text{ mm}^2$**
- ❖ Force élastique garanti : **$f_{peg} = 1\,660 \text{ MPa}$.**
- ❖ Force de rupture garantie : **$f_{prg} = 1\,860 \text{ MPa}$.**
- ❖ Le module d'élasticité longitudinale : **$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$.**
- ❖ Coefficient de frottement de courbure **$f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$**
- ❖ Coefficient de perte par frottement linière : **$\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$**
- ❖ Relaxation à 1000 heures : **$\rho_{1000} = 2,5\%$**
- ❖ Glissement à l'ancrage : **$g = 6 \text{ mm}$.**
- ❖ Diamètre extérieur de la gaine : **$\phi_g = 100 \text{ mm}$.**
- ❖ Diamètre intérieur de la gaine : **$\phi_g = 93 \text{ mm}$.**

L'objectif de ce chapitre est de :

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

VII. 1. Mode de calcul :

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellement est assurée par deux familles de câbles :

- Câbles de fléau.
- Câbles de continuité.

VII. 1. 1. Câble de fléau :

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction en vue de jouer un double rôle :

- ✓ **Assurer la résistance aux moments négatifs dus aux poids propre des voussoirs, l'équipage mobile et la charge de chantier en phase de construction.**
- ✓ **Assurer la stabilité des fléaux pendant la construction.**

La première condition fixe la force de précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

Chapitre VII : étude de la précontrainte

VII. 1. 2. Câble de continuité :

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés à assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation, elles sont :

- ✓ **Soit relevés dans les âmes et ancrés dans les bossages ménagés dans la membrure supérieure.**
- ✓ **Soit filant dans la membrure inférieure et ancrés dans les bossages, certain câbles sont toutefois disposés au droit de la membrure supérieure afin d'assurer la sécurité à la rupture du tablier vis-à-vis des moments fléchissant négatifs dus aux surcharges d'exploitation.**

VII. 2. Etude de la précontrainte de fléau :

VII. 2. 1. Disposition des câbles :

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de construction. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

VII. 2. 2. Détermination de la précontrainte de fléau :

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent des contraintes au niveau des fibres supérieures et inférieures. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fibres supérieures : } \sigma_{\text{sup}} = \frac{|M|}{I} \times V \quad \text{avec } M < 0 \\ \text{Fibres inférieures : } \sigma_{\text{inf}} = -\frac{|M|}{I} \times V' \end{array} \right.$$

Ce sont des contraintes de traction en fibres supérieures, et des contraintes de compression en fibres inférieures.

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

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

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} \quad (\text{traction})$$

Chapitre VII : étude de la précontrainte

Fibres inférieures : $\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e v}{I}$ (compression)

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 :

Fibres supérieures : $\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e V}{I} + \frac{M}{I} \times V \geq \sigma_{\text{bt}}$

Fibres inférieures : $\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e V}{I} - \frac{M}{I} \times V' \leq \sigma_{\text{bc}}$

Avec :

- **P** : effort de précontrainte.
- **M** : moment maximal dû aux poids propre et surcharge.
- **V** : distance de CDG de la section à la fibre supérieure.
- **V'** : distance de CDG de la section à la fibre inférieure.
- **e** : distance de P au CDG de la section.
- **S** : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

A la limite on aura :

- $\sigma_{\text{bt}} = \sigma_{\text{bc}}$: contrainte admissible de traction et de compression respective.

$$P = \frac{-\frac{MV}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

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

Les ponts construits par encorbellements successifs sont justifiés en classe 1, donc aucune traction n'est admise dans le béton ($\sigma_{\text{bt}} = 0$).

VII. 2. 3. Détermination du nombre de câbles de fléau

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq P/P_0$$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 19 T15 peut créer, P_0 est estimé à 25% de perte.

Chapitre VII : étude de la précontrainte

D'où : $P_0 = 0,75 \cdot \sigma_{p0} \cdot S$

- σ_{p0} : La tension à l'origine (à l'ancrage).

➤ **Tension à l'origine :**

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée « σ_{p0} ». Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

Min (0,8 f_{prg} . 0,9 f_{peg}) selon le **BPEL91**

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (1488, 1494) = 1488 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{prg} = 1860 \text{ MPa} \\ f_{peg} = 1660 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

S: section d'un câble 19T15 = 139 x 19 = 2641 mm²
= 0,002641 m²

Ce qui donne : $P_0 = 0,75 \times 1488 \times 0,002641 = \mathbf{2,9473 \text{ MN}}$

La détermination du nombre de câbles pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement ou les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques:

Section (pleine): $S = 49.762 \text{ m}^2$

Inertie: $I = 329.528 \text{ m}^4$

Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = 3.818 \text{ m}$

$e = V - d$, on prend un enrobage des aciers actifs $d = 0,20 \text{ m} \Rightarrow e = 3.818 - 0,2 = 3.618 \text{ m}$.

d : distance entre le centre de gravité du câble moyen et la fibre supérieure du béton.

- Moment d'encastrement $M_{\max} = - 961.96 \text{ MN.m}$

$$P = \frac{-\frac{MV}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}} = \frac{-\frac{958.2 \times 3.818}{329.528}}{\frac{1}{49.762} + \frac{3.618 \times 3.818}{329.528}} = 179.02 \text{ MN}$$

$$N = \frac{P}{P_0} = \frac{179.02}{2.9473} = 60.68$$

Chapitre VII : étude de la précontrainte

Donc le nombre de câbles retenu est : $N = 62$ câbles de *19T15* qui seront repartis par *31* 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 $N=62$ câbles est : $P = N \times P_0 = 62 \times 2,9473$

$\Rightarrow P = 182.73 \text{ MN}$

	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	E (m)	P (MN)	M (MN.m)	Nombre de câble (calculé)	Nombre de câble par voussoir	Nombre de câble arrêtes	P réelle (MN)
½	49.762	329.528	3.818	5.182	3.618	179.72	-958.20	60.98	62	-	182.73
V1	17.626	163.01	3.611	4.659	3.411	142.52	-851.17	48.36	62	8	147.36
V2	16.658	130.534	3.33	4.272	3.131	132.81	-728.24	45.06	54	8	135.57
V3	15.766	104.395	3.072	3.915	2.872	122.68	-616.76	41.62	46	4	123.78
V4	14.953	83.521	2.835	3.59	2.635	112.07	-516.76	38.03	40	4	117.82
V5	14.216	66.99	2.622	3.295	2.422	98.55	-415.8	33.44	36	4	100.21
V6	13.558	54.013	2.43	3.032	2.23	88.41	-342.11	29.99	32	4	88.42
V7	12.976	43.925	2.261	2.799	2.061	76.12	-270.86	25.83	28	4	76.63
V8	12.473	36.175	2.115	2.598	1.915	63.45	-208.52	21.53	24	4	64.84
V9	12.046	30.309	1.992	2.427	1.792	50.64	-154.72	17.18	20	4	53.05
V10	11.698	25.965	1.89	2.288	1.69	39.19	-112.26	13.3	16	4	41.26
V11	11.426	22.861	1.811	2.179	1.611	27.48	-74.63	9.32	12	4	29.47
V12	11.233	20.788	1.755	2.102	1.555	17.14	-44.73	5.81	8	4	17.68
V13	11.215	19.6	1.722	2.055	1.522	8.83	-22.40	2.99	6	4	11.79
V14	11.078	19.214	1.71	2.04	1.51	2.97	-7.52	1.01	2	2	5.89
Σ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	62	-

Tab. VII. 1: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.

voussoirs	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13	V14
Câble.	8	8	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	2
Arrêtes														
Cable.ame	4	4	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1

Tab. VII. 2: Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir

VII. 3. 4. Description des câbles

Les câbles de précontrainte de fléau sont logés dans l'hourdis supérieur de voussoirs et sont ramenés au voisinage du gousset supérieur pour les ancrer.

Chapitre VII : étude de la précontrainte

a) Dispositions constructives

- La distance entre axes des câbles est de $1,5 \phi_{g_{ext}}$.
- L'enrobage des gaines est $\geq \phi_{g_{ext}}$
- Le diamètre des gaines d'un câble à 19T15 est de 10 cm.

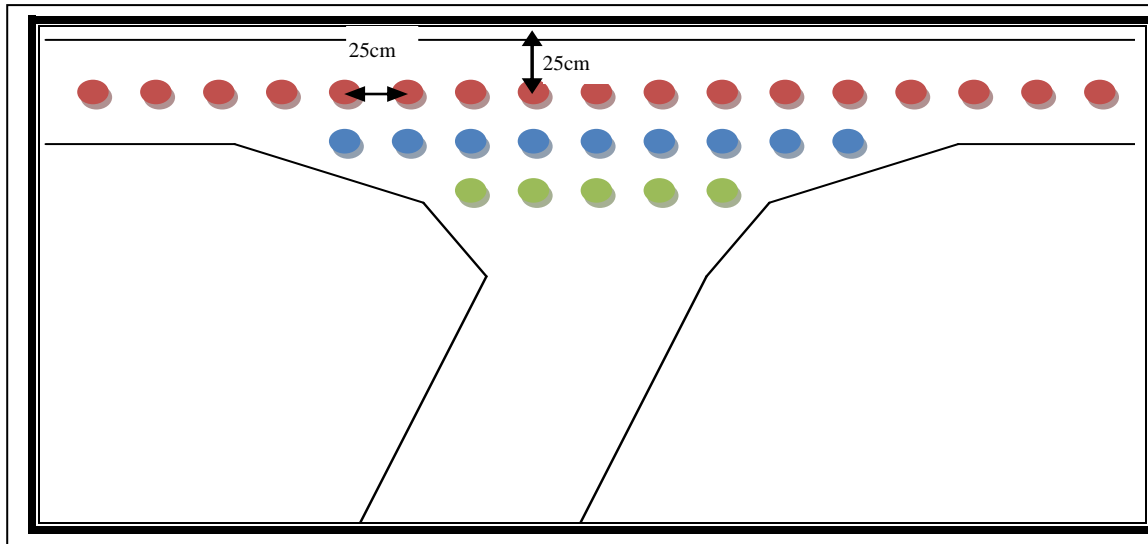


Fig. VII.1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.

VII. 3. 5. Etude du tracé des câbles

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

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

Il est avantageux d'utiliser des unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre, et ce nombre de câble doit être égal dans chaque âme.

VII. 3. 5. 1. Etude de tracé en élévation

Afin de réduire les contraintes de cisaillement, il est possible de faire descendre une partie des câbles de fléau dans les âmes. Leurs points de départ étant les goussets supérieurs, et leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur.

Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera une distance de **0,5 m** entre axe des câbles.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de

Chapitre VII : étude de la précontrainte

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).

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le trace devient parabolique, son équation est :

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

Avec :

- d_1 : Distance du point d'ancrage.
- d_0 : Distance du câble à fibre supérieure.
- l : Distance sur laquelle se fait la courbure, longueur d'un voussoir (5 m) pour les six premiers câbles et de deux voussoirs (10 m) pour le reste des câbles

➤ l'équation du rayon de courbure à pour expression :

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

- R_{\min} : Rayon minimal pour les câbles **19T15** = 9 m

➤ La déviation verticale d'un câble est :

$$\text{tag } \alpha = \frac{dy}{dx} = 2(d_1 + d_0) \frac{x}{l^2}$$

(l'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale).

$$\alpha = \text{Arctg} \left[2(d_1 + d_0) \frac{x}{l^2} \right]$$

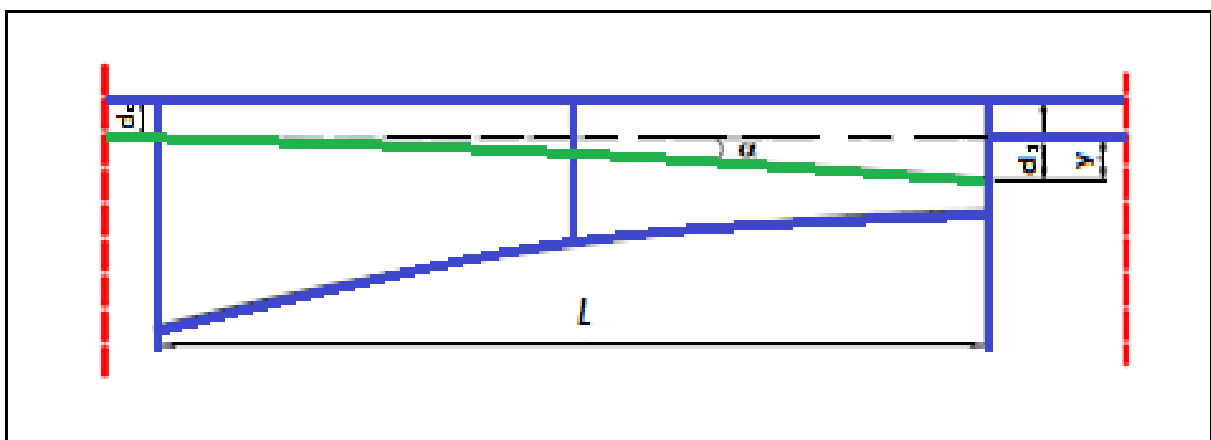


Fig. VII. 2 : Tracé d'un câble en élévation.

Chapitre VII : étude de la précontrainte

Pour le premier voussoir (à $x=9\text{m}$), on arrête 6 câbles dans cette section soient 3 par âme.

➤ **Tracé du câble N°1 :**

Le câble n° 1 s'ancrera à une distance de 0,75 m au-dessus du C.D.G de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} L=5\text{m} \\ V= 3.611 \\ D_0=0.7 \\ D_1=2.861 \end{array} \right.$$

$$Y = d_1 - d_0 = 2.861 - 0.7 = 2.161$$

$$R(x) = \frac{5^2}{2 \times 2.161} = 5.784 < 9$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) > 9$$

$$\frac{X^2}{2Y} \geq 9 \rightarrow Y \leq \frac{X^2}{18}$$

$$Y \leq 1.38$$

Donc on prend $Y=0.38$

$$\text{Alors } d_1 = Y + d_0 = 0.38 + 0.7 = 1.08$$

$$\text{tag} \alpha = 2(d_1 + d_0) \frac{x}{l^2} = \frac{2 \times y}{l} = 0.152 \rightarrow \alpha = 0.151$$

- Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

$$Y(x) = 0,700 + 0,0152 x^2 \text{ (m)}$$

➤ **Tracé du câble N°2 :**

Le câble n° 2 s'ancrera à une distance de 0,25 m au-dessus du C.D.G de la section.

$$L=5\text{m}$$

Chapitre VII : étude de la précontrainte

$$V= 3.611$$

$$D_0=0.7$$

$$D_1=V-0.25=3.361$$

$$Y= d_1-d_0=3.361-0.7=2.661$$

$$R(x) = \frac{5^2}{2 \times 2.661} = 4.697 < 9$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) > 9$$

$$\frac{X^2}{2Y} \geq 9 \rightarrow Y \leq \frac{X^2}{18}$$

$$Y \leq 1.38$$

Donc on prend $Y=0.63$

$$\text{Alors } d_1 = Y + d_0 = 0.63 + 0.7 = 1.33$$

$$\text{tag}\alpha = 2(d_1 + d_0) \frac{x}{l^2} = \frac{2 \times y}{l} = \mathbf{0.252} \rightarrow \alpha = \mathbf{0.247}$$

- Alors l'équation de la courbe du câble N°2 est la suivante :

$$Y(x) = 0,700 + 0,0252 x^2 \text{ (m)}$$

➤ **Tracé du câble N°3 :**

Le câble n° 3 s'ancrera à une distance de 0,25 m au dessous du C.D.G de la section.

$$L=5\text{m}$$

$$V= 3.611$$

$$D_0=0.7$$

$$D_1=3.861$$

$$Y= d_1-d_0=3.861-0.7=3.161$$

Chapitre VII : étude de la précontrainte

$$R(x) = \frac{5^2}{2 \times 3.161} = 3.954 < 9$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) > 9$$

$$\frac{X^2}{2Y} \geq 9 \rightarrow Y \leq \frac{X^2}{18}$$

$$Y \leq 1.38$$

Donc on prend $Y=1.13$

$$\text{Alors } d_1 = Y + d_0 = 1.13 + 0.7 = 1.83$$

$$\text{tag} \alpha = 2(d_1 + d_0) \frac{x}{l^2} = \frac{2 \times y}{l} = 0.452 \rightarrow \alpha = 0.424$$

- Alors l'équation de la courbe du câble N°3 est la suivante :

$$Y(x) = 0,700 + 0,045 x^2 \text{ (m)}$$

➤ **Tracé du câble N°4 :**

Le câble n° 4 s'ancrera à une distance de 0,75 m au dessous du C.D.G de la section.

$$L=5\text{m}$$

$$V= 3.611$$

$$D_0=0.7$$

$$D_1=4.361$$

$$Y= d_1-d_0=4.361-0.7=3.661$$

$$R(x) = \frac{5^2}{2 \times 3.661} = 3.414 < 9$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) > 9$$

Chapitre VII : étude de la précontrainte

$$\frac{X^2}{2Y} \geq 9 \rightarrow Y \leq \frac{X^2}{18}$$

$$Y \leq 1.38$$

Donc on prend $Y=1.38$

$$\text{Alors } d_1 = Y + d_0 = 1.38 + 0.7 = 2.08$$

$$\text{tag}\alpha = 2(d_1 + d_0) \frac{x}{l^2} = \frac{2 \times y}{l} = 0.552 \rightarrow \alpha = 0.504$$

- Alors l'équation de la courbe du câble N°3 est la suivante :

$$Y(x) = 0,700 + 0,055 x^2 \text{ (m)}$$

L'équation de déviation pour chaque voussoir est donnée ci-dessous sous forme d'un tableau :

N°Voussoir	N° de câble	L (m)	V (m)	d0 (m)	d1 (m)	Y (m)	R (m)	α (rad)	Equation de la courbe
V1	C1	5	3.611	0.70	1.08	0.38	32.89	0.151	$0.7+0.015X^2$
	C2	5	3.611	0.70	1.33	0.63	19.84	0.247	$0.7+0.025X^2$
	C3	5	3.611	0.70	1.83	1.13	11.06	0.424	$0.7+0.045X^2$
	C4	5	3.611	0.70	2.08	1.38	9.057	0.504	$0.7+0.055X^2$
V2	C5	10	3.33	0.70	2.58	1.88	26.59	0.359	$0.7+0.019X^2$
	C6	10	3.33	0.70	3.08	2.38	21	0.444	$0.7+0.024X^2$
	C7	10	3.33	0.70	3.58	2.88	17.36	0.522	$0.7+0.029X^2$
	C8	10	3.33	0.70	4.08	3.38	14.78	0.594	$0.7+0.034X^2$
V3	C9	15	3.072	0.45	2.822	2.372	21.08	0.443	$0.7+0.024X^2$
	C10	15	3.072	0.45	3.322	2.622	19.07	0.483	$0.7+0.026X^2$
V4	C11	20	2.835	0.45	2.584	2.134	23.43	0.403	$0.7+0.021X^2$
	C12	20	2.835	0.45	3.085	2.635	18.97	0.485	$0.7+0.026X^2$
V5	C13	30	2.622	0.45	2.372	1.922	26.01	0.351	$0.7+0.019X^2$
	C14	30	2.622	0.45	2.872	2.422	41.29	0.451	$0.7+0.024X^2$
V6	C15	35	2.43	0.25	2.18	1.93	25.91	0.368	$0.7+0.019X^2$
	C16	35	2.43	0.25	2.68	2.45	20.41	0.455	$0.7+0.024X^2$
V7	C17	40	2.261	0.25	2.011	1.761	28.39	0.338	$0.7+0.017X^2$
	C18	40	2.261	0.25	2.511	2.261	22.11	0.424	$0.7+0.023X^2$
V8	C19	45	2.115	0.25	1.865	1.615	30.96	0.312	$0.7+0.016X^2$

Chapitre VII : étude de la précontrainte

	C20	45	2.115	0.25	2.365	2.115	23.64	0.40	$0.7+0.021X^2$
V9	C21	50	1.992	0.25	1.742	1.492	33.51	0.29	$0.7+0.015X^2$
	C22	50	1.992	0.25	2.242	1.992	25.10	0.37	$0.7+0.02X^2$
V10	C23	55	1.89	0.25	1.64	1.39	35.97	0.271	$0.7+0.014X^2$
	C24	55	1.89	0.25	2.14	1.89	26.45	0.36	$0.7+0.019X^2$
V11	C25	60	1.811	0.25	1.561	1.311	38.14	0.256	$0.7+0.013X^2$
	C26	60	1.811	0.25	2.061	1.811	27.61	0.347	$0.7+0.018X^2$
V12	C27	65	1.755	0.25	1.505	1.255	39.84	0.245	$0.7+0.012X^2$
	C28	65	1.755	0.25	2.005	1.755	28.49	0.337	$0.7+0.017X^2$
V13	C29	70	1.722	0.25	1.472	1.222	40.91	0.239	$0.7+0.012X^2$
	C30	70	1.722	0.25	1.972	1.722	29.03	0.331	$0.7+0.017X^2$
IV4	C31	74	1.71	0.25	1.46	1.21	41.32	0.237	$0.7+0.012X^2$

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

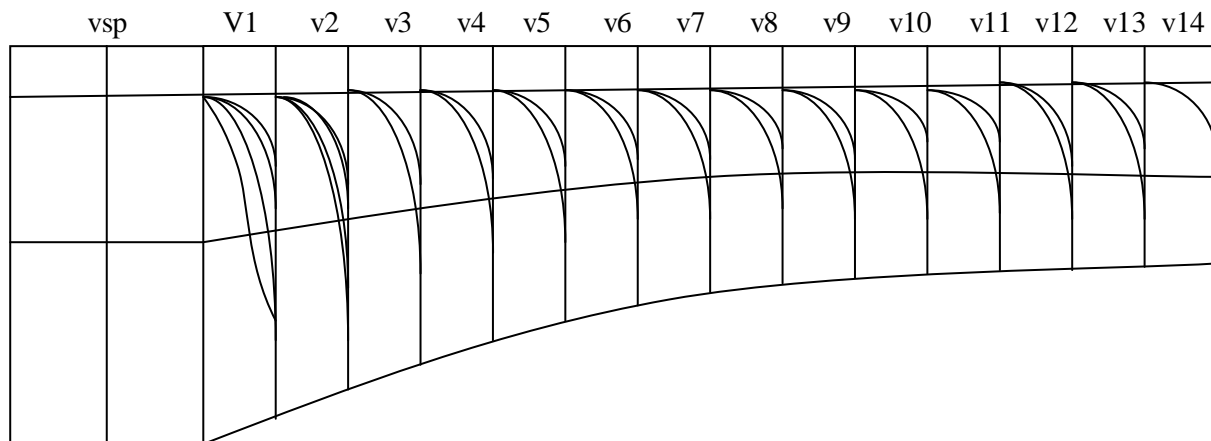


Fig. VII. 3: Tracé des câbles en élévation.

VII. 3. 5. 2. 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 amène à 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.

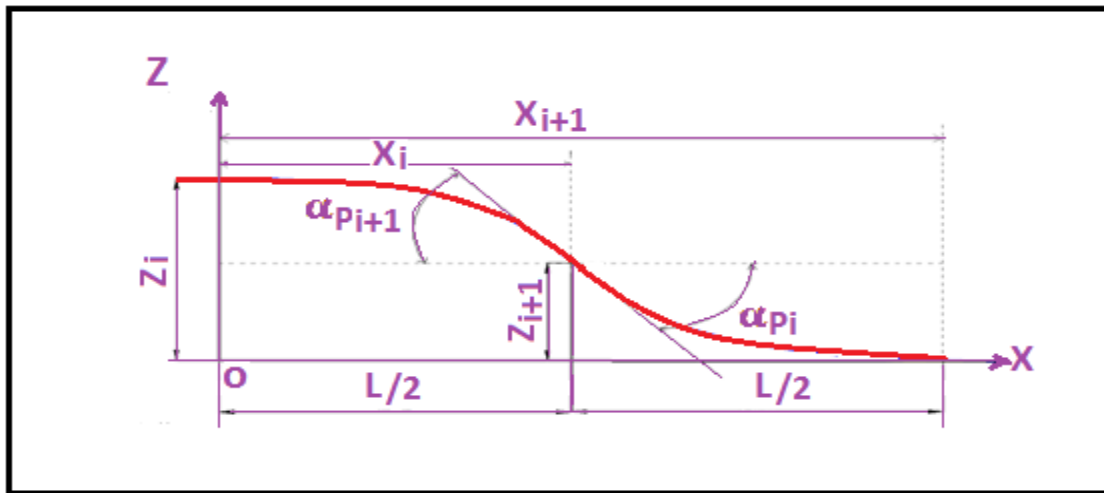


Fig. VII. 4 : Tracé en plan d'un câble du fléau.

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$$Z(x) = a x^2 + b x + c$$

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

$$Z(x) = Z_0 + (Z_1 + Z_0) \times \left(\frac{x}{l_1}\right)^2 \quad \text{Dans le repère } (0, X, Z)$$

$$Z(x) = Z_0 + (Z_1 + Z_0) \times \left(\frac{x}{l_1}\right)^2 \quad \text{Dans le repère } (0', x, z)$$

- **Le rayon de courbure :**

$$R_i = \frac{l_i^2}{2(Z_0 + Z_1)} \quad R_i = R_{i+1} \quad (\text{en raison de symétrie})$$

- **L'inclinaison à l'horizontale :**

$$tg(B_i) = \frac{2(Z_0 - Z_1)}{l_1} \quad \beta_i = \beta_{i+1} \quad (\text{en raison de symétrie})$$

$$tg(B_{i+1}) = \frac{2(Z_0)}{l_2}$$

N.B : Du fait de leur position initiale, les câbles **C1**, **C6** et **C15** sont confondus avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

Pour le reste des câbles, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Chapitre VII : étude de la précontrainte

Voussoir N°	câble N°	L (m)	L1 = L 2 (m)	Z 0 (m)	Z 1 (m)	Ri (m)	βi (rad)	Equation de la 1ère courbure	Equation de la 2ème courbure
V1	C1	5	2.5	0	0	0	0	0	0
	C2	5	2.5	-0.25	-0.125	25	0.1	-0.25+0.02 x ²	-0.125+0.02 (x-2.5)
	C3	5	2.5	0.25	0.125	25	0.1	0.25-0.02 x ²	0.125-0.02(x-2.5) ²
	C4	5	2.5	-0.5	-0.25	12.5	0.197	-0.5+0.02 x ²	-0.25+0.02 (x-2.5) ²
V2	C5	10	2.5	0.75	0.375	8.33	0.291	0.75-0.02 x ²	0.375-0.02 (x-2.5) ²
	C6	10	2.5	0	0	0	0	0	0
	C7	10	2.5	-0.75	-0.375	8.33	0.291	-0.75+0.06 x ²	-0.375+0.06 (x-2.5)
	C8	10	2.5	1	0.5	2.5	0.380	1-0.08 x ²	0.5-0.08 (x-2.5) ²
V3	C9	10	2.5	0.25	0.125	25	0.1	0.25-0.02 x ²	0.125-0.02 (x-2.5) ²
	C10	10	2.5	-0.25	-0.125	25	0.1	-0.25+0.02 x ²	-0.125+0.02 (x-2.5)
V4	C11	10	2.5	0.5	0.25	12.5	0.197	0.5-0.02 x ²	0.25-0.02 (x-2.5) ²
	C12	10	2.5	-0.5	-0.25	12.5	0.197	-0.5+0.04 x ²	-0.25+0.04 (x-2.5) ²
V5	C13	10	2.5	0.75	0.375	8.33	0.291	0.75-0.06 x ²	0.375-0.06(x-2.5) ²
	C14	10	2.5	-0.75	-0.375	8.33	0.291	-0.75+0.06 x ²	-0.375+0.06(x-2.5) ²
V6	C15	10	2.5	0	0	0	0	0	0
	C16	10	2.5	0.25	0.125	25	0.1	0.25-0.02 x ²	0.25-0.02(x-2.5) ²
V7	C17	10	2.5	-0.25	-0.125	25	0.1	-0.25+0.02 x ²	-0.125+0.02(x-2.5) ²
	C18	10	2.5	0.5	0.25	12.5	0.197	0.5-0.04 x ²	0.5-0.04(x-2.5) ²
V8	C19	10	2.5	-0.5	-0.25	12.5	0.197	-0.5+0.04 x ²	-0.25+0.04(x-2.5) ²
	C20	10	2.5	0.75	0.375	8.33	0.291	0.75-0.06 x ²	0.375-0.06 (x-2.5) ²
V9	C21	10	2.5	-0.75	-0.375	8.33	0.291	-0.75+0.06 x ²	-0.375+0.06(x-2.5)

Chapitre VII : étude de la précontrainte

	C22	10	2.5	1	0.5	6.26	0.380	$1-0.08 x^2$	$0.5-0.08(-2.5)x^2$
V10	C23	10	2.5	-1	-0.5	6.26	0.380	$-1+0.08 x^2$	$-0.5+0.08(x-2.5)^2$
	C24	10	2.5	1.25	0.625	5	0.463	$1.25-0.1 x^2$	$0.625-0.1(x-2.5)^2$
V11	C25	10	2.5	-1.25	-0.625	5	0.463	$-1.25+0.1 x^2$	$-0.625+0.1(x-2.5)^2$
	C26	10	2.5	1.5	0.75	4.16	0.54	$1.5-0.12 x^2$	$0.75-0.12(-2.5)x^2$
V12	C27	10	2.5	-1.5	-0.75	4.16	0.54	$-1.5+0.12 x^2$	$-0.75+0.12(x-2.5)^2$
	C28	10	2.5	1.75	0.875	3.57	0.611	$1.75-0.14 x^2$	$0.875-0.14(x-2.5)^2$
V13	C29	10	2.5	-1.75	-0.875	3.57	0.611	$-1.75+0.14 x^2$	$-1.875+0.14(x-2.5)^2$
	C30	10	2.5	2	1	3.125	0.675	$2 - 0.16 x^2$	$1 - 0.16(x-2.5)^2$
V14	C31	10	2.5	-2	-1	3.125	0.675	$-2 + 0.16 x^2$	$-1 + 0.16(x-2.5)^2$

Tab. VII. 4 : Tableau donnant les paramètres du tracé en élévation des câbles de fléau

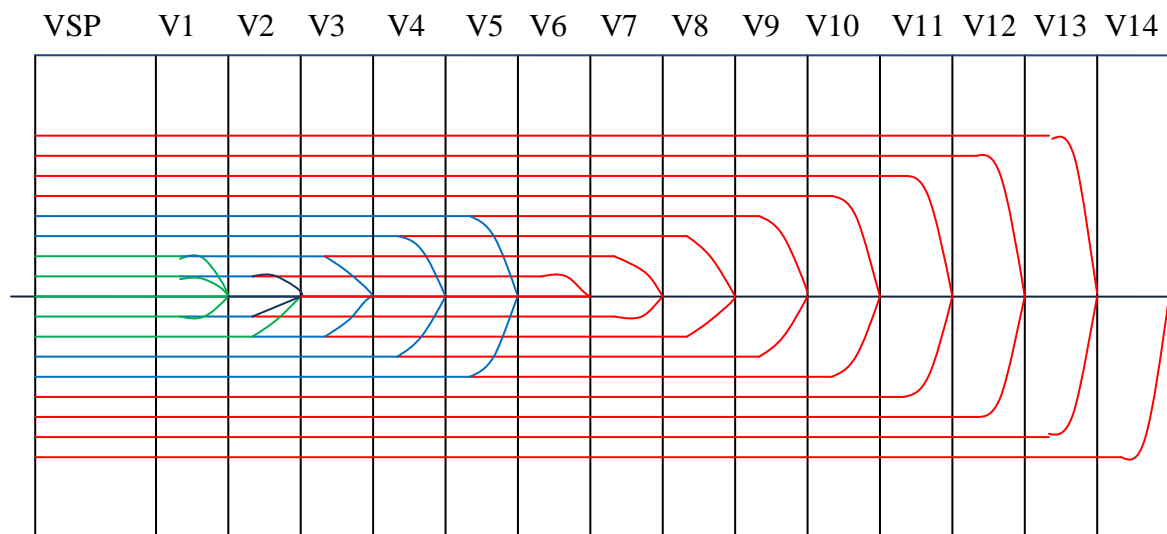


Fig. VII. 5 : Tracé en plan des câbles de fléau.

- Les câbles de la 2^{ème} nappe
- Les câbles de la 1^{ère} nappe
- Les câbles de la 3^{ème} nappe

VII. 3. 6. Pertes de précontrainte:

D'une manière générale, on désigne par « perte de précontrainte » la différence entre la force

Chapitre VII : étude de la précontrainte

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 simultanée 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.

VII. 3. 6. 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 :

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_{p0} e^{-f\alpha} \quad (1)$$

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**).

Chapitre VII : étude de la précontrainte

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 :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-\varphi x} \quad (2)$$

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 :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p0} - \sigma_p(x) = \sigma_{p0} [1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)}]$$

- σ_{p0} : Tension à l'origine = 1488MPa,
- e : La base des logarithmes népériens.
- f : Coefficient de frottement de courbure, tel que : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$
- φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur, tel que : $\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$
- x : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage,
- α : La variation angulaire du câble de l'abscisse (x),

Si les déviations α_e en élévation et α_p en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme :

$$\alpha = \alpha_e + \alpha_p$$

Si les déviations ont lieu simultanément on aura la formule approchée :

$$tg\alpha = \sqrt{tg^2\alpha_e + tg^2\alpha_p}$$

⇒ Cela implique que α_e et α_p auront lieu simultanément pour le 1^{er} 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).

Chapitre VII : étude de la précontrainte

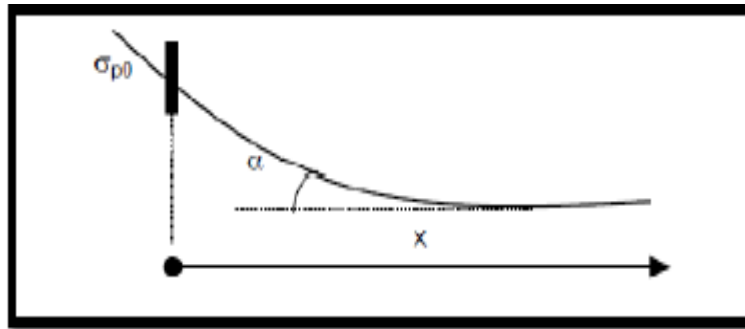


Fig. VII.6: Diagramme de variation de la tension.

$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$ (tension maximale à la mise en tension, mesurée au vérin)

$f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$.

$\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$

Comme indique Le tableau suivant selon le **BPEL** :

Cas	Nature des armatures	f		φ
		$3 \leq R \leq 6 \text{ (m)}$	$R \geq 6 \text{ (m)}$	
I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0.16	0.02
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0.18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprise de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0.18	0.03
	Torons	$\frac{22 - R}{100}$	0.2	

Tab. VII. 5 : Valeurs de f et φ .

Pour le calcul des pertes de chaque câble on donne le tableau suivant :

Voussoirs	N° câble	X (m)	α (rad)	$e^{-(f\alpha + \varphi x)}$	$1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)}$	$\Delta\sigma f(x) = \sigma_{p0} - \sigma_p(x)$ $= \sigma_{p0}[1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)}]$
v1	C1	9	0.151	0.944	0.0556	82.733
	C2	9	0.247	0.926	0.073	108.624
	C3	9	0.424	0.894	0.106	157.728
	C4	9	0.504	0.880	0.120	178.56

Chapitre VII : étude de la précontrainte

V2	C5	14	0.359	0.892	0.107	159.216
	C6	14	0.444	0.877	0.122	181.536
	C7	14	0.522	0.864	0.136	202.368
	C8	14	0.594	0.851	0.148	220.224
V3	C9	19	0.443	0.864	0.135	200.88
	C10	19	0.483	0.857	0.142	211.296
V4	C11	24	0.403	0.858	0.141	209.808
	C12	24	0.485	0.844	0.155	230.64
V5	C13	29	0.351	0.854	0.146	217.248
	C14	29	0.451	0.839	0.161	239.568
V6	C15	34	0.368	0.837	0.163	242.544
	C16	34	0.455	0.831	0.169	251.472
V7	C17	39	0.338	0.824	0.18	267.84
	C18	39	0.424	0.817	0.183	272.304
V8	C19	44	0.312	0.823	0.177	263.376
	C20	44	0.40	0.809	0.191	284.208
V9	C21	49	0.29	0.814	0.186	276.768
	C22	49	0.37	0.802	0.198	294.624
V10	C23	54	0.271	0.805	0.195	290.16
	C24	54	0.36	0.791	0.209	310.992
V11	C25	59	0.256	0.796	0.204	303.552
	C26	59	0.347	0.781	0.219	325.872
V12	C27	64	0.245	0.786	0.214	318.432
	C28	64	0.337	0.771	0.229	340.752
V13	C29	69	0.239	0.775	0.225	334.8
	C30	69	0.331	0.761	0.239	355.632
V14_	C31	74	0.237	0.764	0.236	351.168
	-	-	-	-	somme	7684.9248

Tab. VII.6: Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles.

b) Pertes de tension par recule des ancrages (ou par tassement d'ancrage):

Dans tout les procédés de mise en tension, lorsqu'on transfère l'effort de traction du vérin à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble .il ya donc raccourcissement du câble c.à.d. (Perte de tension), l'importance du déplacement du câble à l'intérieur de la gaine « g » ou recul d'ancrage varie selon le procédé utilisé.

Au bout d'une distance λ la perte de tension va être totalement équilibrée par les efforts de

Chapitre VII : étude de la précontrainte

frottement, donc au delà de la section d'abscisse λ le tassement d'ancrage ne produit plus de perte et n'a plus aucune influence sur la tension dans le câble.

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{G_{p0} \cdot K}}$$

Avec :

- λ : Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- σ_{p0} : Contrainte initiale.
- σ_{p0}' : Contrainte après recul d'ancrage.
- $\Delta\sigma_0$: La perte de tension.
- g : L'intensité du recul à l'ancrage, tel que : $g = 0,006 \text{ m}$.
- E_p : Module d'élasticité des aciers = 190 000 MPa selon **BPEL91**

En pratique, on admet le raisonnement suivant :

La quantité $g E_p$ représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur 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 λ , on trouve :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{G_{p0} \cdot K}}$$

$\lambda > x \rightarrow$ les pertes existent.

$\lambda < x \rightarrow$ les pertes nulles. Tel que : $K = \frac{\alpha f}{l} + \delta$

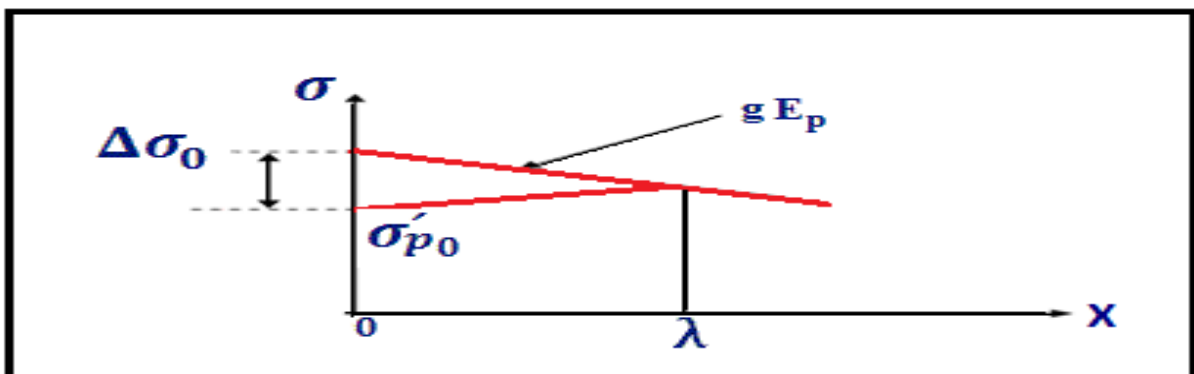


Fig. VII. 7: Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage.

Chapitre VII : étude de la précontrainte

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

$$\Delta\sigma_0 = 2 \lambda k$$

Ces pertes seront calculées par la formule suivante :(l'aire de triangle)

$$\int \Delta\sigma_p dx = g \cdot E p$$

- L'intégrale représente l'aire du triangle compris entre le diagramme des tensions avant et après ancrage (le diagramme est symétrique par rapport à l'horizontal).

Les pertes de recul à l'ancrage sont résumées dans le tableau suivant:

voussoirs	N° câble	X ou l (m)	α	k	λ	$\Delta\sigma$ (MPa)
V1	C1	9	0.151	0.0063	10.9793	0.1395
	C2	9	0.247	0.0085	9.5000	0.1613
	C3	9	0.424	0.0124	7.8533	0.1951
	C4	9	0.504	0.0142	7.3452	0.2086
V2	C5	14	0.359	0.0081	9.7083	0.1578
	C6	14	0.444	0.0093	9.0554	0.1692
	C7	14	0.522	0.0104	8.5594	0.1790
	C8	14	0.594	0.0115	8.1672	0.1876
V3	C9	19	0.443	0.0077	9.9988	0.1532
	C10	19	0.483	0.0080	9.7349	0.1574
V4	C11	24	0.403	0.0063	10.9769	0.1396
	C12	24	0.485	0.0070	10.4307	0.1469
V5	C13	29	0.351	0.0054	11.8884	0.1289
	C14	29	0.451	0.0061	11.1974	0.1368
V6	C15	34	0.368	0.0051	12.1794	0.1258
	C16	34	0.455	0.0056	11.6174	0.1319
V7	C17	39	0.338	0.0047	12.7223	0.1204
	C18	39	0.424	0.0052	12.1681	0.1259
V8	C19	44	0.312	0.0044	13.1682	0.1163
	C20	44	0.40	0.0048	12.6098	0.1132
V9	C21	49	0.29	0.0042	13.5323	0.1215
	C22	49	0.37	0.0045	13.0332	0.1175
V10	C23	54	0.271	0.0040	13.8331	0.1106
	C24	54	0.36	0.0043	13.2966	0.1152
V11	C25	59	0.256	0.0038	14.0740	0.1089
	C26	59	0.347	0.0041	13.5443	0.1131
V12	C27	64	0.245	0.0037	14.2637	0.1074

Chapitre VII : étude de la précontrainte

	C28	64	0.337	0.0040	13.7485	0.1114
V13	C29	69	0.239	0.0036	14.4037	0.1064
	C30	69	0.331	0.0039	13.9102	0.1101
V14	C31	74	0.237		14.5067	0.1056
					somme	4.2221

Tab. VII. 7 : Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble.

Les pertes dues aux reculs d'ancrages sont égales à **4.2221 MPa**

c) Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton

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

Les câbles déjà tendus subiront le même raccourcissement relatif que le béton : $\varepsilon_p = \varepsilon_b$

tel que :

$$\varepsilon_b = \frac{\Delta l}{l} = \frac{G_b}{E_{bi}} \quad (\text{raccourcissement relatif du béton provoqué par Chaque câble}).$$

$$\Rightarrow \text{Donc la perte de tension est : } \Delta\sigma_p = \varepsilon_p \times E_p = G_p \frac{E_p}{E_{bi}}$$

Reprenons les câbles dans l'ordre, lorsqu'on met en tension le 1^{er} câble, le béton se raccourcit. Mais étant donné que pendant la mise en tension le vérin prends appuis sur le béton, donc il n'ya pas de perte.

En revanche le 1^{er} câble subira une variation de tension due aux $(n-1)$ câbles, sa perte sera

$$\text{donc : } \Delta\sigma_p = (n - 1) \sigma_b \frac{E_p}{E_{bi}} \quad \text{pour le } i^{\text{ème}} \text{ câble } \Delta\sigma_{pi} = (n-1) \sigma_b \frac{E_p}{E_{bi}}$$

$$\text{pour le dernier câble } \Delta\sigma_{pn} = 0$$

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**) :

$$\Delta\sigma_i(x) = \frac{1}{2} \sigma_b(x) \frac{E_p}{E_{bi}} \quad \text{tel que } \sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{|M|e}{I}$$

Chapitre VII : étude de la précontrainte

Avec :

- E_{ij} : Module de YOUNG instantané du béton à j jour, $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 35\,981,73$ 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 simultanéité 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	17.626	163.01	3.611	3.411	147.36	-851.17	1.067	2.817
	C2								2.817
	C3								2.817
	C4								2.817
V2	C5	16.658	130.534	3.33	3.131	135.57	-728.24	0.852	2.249
	C6								2.249
	C7								2.249
	C8								2.249
V3	C9	15.766	104.395	3.072	2.872	123.78	-616.76	0.663	1.750
	C10								1.750
V4	C11	14.953	83.521	2.835	2.635	117.82	-516.76	1.370	3.617
	C12								3.617
V5	C13	14.216	66.99	2.622	2.422	100.21	-415.8	0.79	2.086
	C14								2.086
V6	C15	13.558	54.013	2.43	2.23	88.42	-342.11	0.538	1.420
	C16								1.420
V7	C17	12.976	43.925	2.261	2.061	76.63	-270.86	0.845	2.231
	C18								2.231

Chapitre VII : étude de la précontrainte

V8	C19	12.473	36.175	2.115	1.915	64.84	-208.52	0.733	1.935
	C20								1.935
V9	C21	12.046	30.309		1.792	53.05	-154.72	0.877	2.315
	C22			1.992					2.315
V10	C23	11.698	25.965	1.89	1.69	41.26	-112.26	0.759	2.004
	C24								2.004
V11	C25	11.426	22.861	1.811	1.611	29.47	-74.63	0.665	1.756
	C26								1.756
V12	C27	11.233	20.788	1.755	1.555	17.68	-44.73	0.284	0.750
	C28								0.750
V13	C29	11.215	19.6	1.722	1.522	11.79	-22.40	0.705	1.861
	C30								1.861
V14	C31	11.078	19.214	1.71	1.51	5.89	-7.52	0.639	1.687
								somme	65.4064

Tab. VII. 8 : Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble.

Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont égales à : 65.4064 MPa

Perte instantanée totale :

$$\Delta\sigma_{inst(x)} = \Delta\sigma_f(x) + \Delta\sigma_r(x) + \Delta\sigma_n(x)$$

$$7684.9248 + 4.2221 + 65.4064 = 7754.5533 \text{ MPa}$$

VII. 3. 6. 2 les pertes différées :

Les pertes différées sont dues à l'évolution dans le temps de l'état de déformations et de contraintes des matériaux en présence de retrait, fluage du béton et relaxation de l'acier.

Ces pertes différées se produisent simultanément mais le **BPEL** a retenu le principe de les étudier séparément et de tenir compte de cette simultanéité (la non indépendance des phénomènes).

a) Pertes dues au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

La valeur de retrait en fonction du temps peut être exprimée par :

$$\epsilon_r = [1 - r(t)] \square$$

Avec :

Chapitre VII : étude de la précontrainte

- ϵ_r : Retrait final du béton il diffère selon le climat, $\epsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$ pour un climat humide comme celui de notre ouvrage. (BPEL91)

- $r(t)$: la loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

$$r(t) = \frac{t}{t+9r_m} \quad t \text{ en jours}$$

$$r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{perimètre}}$$

La variation de tension dans les armatures entre t_0 et t :

$$\Delta \sigma_{r(t)} = E_p \Delta \epsilon_{r(t)} = E_p \epsilon_r (r(t) - r(t_0))$$

La perte finale de tension par retrait est donc :

- t_0 : correspond à l'âge du béton lors de la mise en tension des câbles.

- t : compté à partir du bétonnage si $t = \infty \Rightarrow r(t) = 1$

D'où la perte totale due au retrait est :

$$\Delta \sigma_r(t) = E_p \epsilon_r [1 - r(t_0)]$$

Selon le règlement BPEL, La valeur de la perte de précontrainte dues au retrait vaut :

$$\Delta \sigma_r(t) = E_p \cdot \epsilon_r$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta \sigma_r = 190000 \times 2 \cdot 10^{-4} \\ \Delta \sigma_r = 38 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

b) Pertes dues au fluage du béton

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

La perte finale de tension, due au fluage du béton, dans les conditions thermo hygrométriques constantes, est fonction de la contrainte maximale et de la contrainte finale, supportées par le béton dans la section considérée, de l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte, ainsi que la durée de l'intensité de la charge.

$$\Delta \sigma_{fl} = E_{fl} * \epsilon_{fl} = \frac{E_p}{E_{bi}} (\sigma_b + \sigma_m)$$

Avec :

- E_p : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte.
- E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton âgé de j jours.

Chapitre VII : étude de la précontrainte

- σ_m : Contrainte normale maximale du béton au niveau du câble moyen, elle est généralement obtenue à la mise en tension.
- σ_b : Contrainte normale finale du béton au niveau de câble moyen, elle est en fonction des charges permanentes et de la précontrainte

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{|M|e}{I}$$

-A titre de simplification si $\sigma_m \leq 1.5 \sigma_b$ le **BPEL** permet l'utilisation de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5G_b \frac{Ep}{Ebi}$$

Les valeurs des pertes par fluage sont données dans le tableau suivant :

voussoirs	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	E (m)	P (MN)	M (MN.m)	σ_b MPa	$\Delta\sigma_{fl}$ MPa
½	49.762	329.528	3.818	3.618	179.72	-958.20	0.462	6.099
V1	17.626	163.01	3.611	3.411	142.52	-851.17	1.067	14.085
V2	16.658	130.534	3.33	3.131	132.81	-728.24	0.852	11.247
V3	15.766	104.395	3.072	2.872	122.68	-616.76	0.663	8.752
V4	14.953	83.521	2.835	2.635	112.07	-516.76	1.370	18.085
V5	14.216	66.99	2.622	2.422	98.55	-415.8	0.79	10.429
V6	13.558	54.013	2.43	2.23	88.41	-342.11	0.538	7.102
V7	12.976	43.925	2.261	2.061	76.12	-270.86	0.845	11.155
V8	12.473	36.175	2.115	1.915	63.45	-208.52	0.733	9.676
V9	12.046	30.309	1.992	1.792	50.64	-154.72	0.877	11.577
V10	11.698	25.965	1.89	1.69	39.19	-112.26	0.759	10.019
V11	11.426	22.861	1.811	1.611	27.48	-74.63	0.665	8.779
V12	11.233	20.788	1.755	1.555	17.14	-44.73	0.284	3.749
V13	11.215	19.6	1.722	1.522	8.83	-22.40	0.705	9.307
V14	11.078	19.214	1.71	1.51	2.97	-7.52	0.639	8.435
Σ	-	-	-	-	-	-		148.4997

Tab. VII.9: Résultats des pertes de tension dues au fluage

Les pertes de tension dues au fluage sont: $\Sigma\Delta\sigma_n = 148.4497$ MPa

c) Perte de tension due à la relaxation des armatures :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour

Chapitre VII : étude de la précontrainte

les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures

à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers:

- à la relaxation normale : RN
- à très basse relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Ces aciers sont caractérisés par $\left\{ \begin{array}{l} \rho_{1000} = 2, 5\% \text{ (relaxation à 1000h).} \\ \mu_0 : \text{coefficient pris égal à } 0,43 \end{array} \right.$

La perte de tension finale à la relaxation est donnée par la formule suivante (BPEL 91):

$$\Delta G_{p(x)} = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{G_{pi(x)}}{f_{prg}} - U_0 \right)$$

- σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x : $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{inst}$
- $\Delta \sigma_{inst} = \Delta \sigma_f + \Delta \sigma_0 + \Delta \sigma_p$
- 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 de la perte de précontrainte par relaxation pour chaque câble sont données dans le tableau suivant :

Voussoirs	N° Câble	X (m)	ΔG_{inst} (MPa)	G_{pi} (MPa)	ΔG_{relax} (MPa)
V1	C1	9	85.689	1402.310	68.137
	C2		111.602	1376.398	64.002
	C3		160.740	1327.260	56.458
	C4		181.586	1306.414	53.375
V2	C5	14	161.623	1326.377	56.326
	C6		183.954	1304.046	53.029
	C7		204.796	1283.204	50.025
	C8		222.661	1265.339	47.505
V3	C9	19	202.783	1285.217	50.312
	C10		213.203	1274.797	48.833
V4	C11	24	213.565	1274.435	48.782
	C12		234.404	1253.596	45.877
V5	C13	29	219.463	1268.537	47.952

Chapitre VII : étude de la précontrainte

	C14		241.791	1246.209	44.864
V6	C15	34	244.09	1243.976	44.551
	C16		253.024	1234.976	43.341
V7	C17	39	270.191	1217.809	41.053
	C18		274.661	1213.339	40.465
V8	C19	44	265.427	1222.573	41.683
	C20		286.256	1201.744	38.954
V9	C21	49	279.204	1208.795	39.870
	C22		297.056	1190.943	37.567
V10	C23	54	292.275	1195.725	38.179
	C2		313.111	1174.889	35.539
V11	C25	59	305.417	1182.583	36.506
	C26		327.741	1160.259	33.728
V12	C27	64	319.289	1168.711	34.770
	C28		341.613	1146.387	32.042
V13	C29	69	336.767	1151.233	32.627
	C30		357.603	1130.397	30.137
V14	C31	74	352.961	1135.039	30.686
				somme	1667.18

Tab. VII. 10: Résultats des pertes de tension par relaxation des aciers.

Les pertes de tension par relaxation des aciers sont : $\Sigma \Delta \sigma_{\text{relax}} = 1667.18 \text{ MPa}$.

d) Variation des pertes différées dans le temps :

La perte finale différée est prise égale à : $\Delta \sigma_d = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \sigma_{rlx}$

Le coefficient $\left(\frac{5}{6}\right)$ tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

voussoirs	X	$\Delta \sigma_{fl}$ (MPa) Fluage	$\Delta \sigma_r(t)$ (MPa) (Retrait)	$\Delta \sigma_{relax}$ (MPa)	$\Delta \sigma_{diff}$ (x) (MPa)
½ vsp	0	6.099	38	/	44.099
V1	9	14.085	38	241.972	253.728
V2	14	11.247	38	206.885	221.651
V3	19	8.752	38	99.144	129.372
V4	24	18.085	38	94.659	134.967
V5	29	10.429	38	92.817	125.776
V6	34	7.102	38	87.892	118.345
V7	39	11.155	38	81.517	117.086
V8	44	9.676	38	80.637	114.873

Chapitre VII : étude de la précontrainte

V9	49	11.577	38	77.437	114.108
V10	54	10.019	38	73.718	109.451
V11	59	8.779	38	70.233	105.306
V12	64	3.749	38	67.397	97.913
V13	69	9.307	38	62.765	99.611
V14	74	8.435	38	30.686	72.007
				somme	1858.284

Tab. VII. 11: Résultats des pertes différées.

La somme des pertes différées : $\Sigma \Delta \sigma_{diff} = 1858.284$ MPa.

VII. 3.6. 3. La perte totale dûe aux pertes instantanées et différées :

La perte totale est donnée par la relation suivante :

$$\Delta \sigma_{totale} = \Delta \sigma_{inst} + \Delta \sigma_{diff} \quad \text{Tel que : } \Delta \sigma_{inst(x)} = \Delta \sigma_{f(x)} + \Delta \sigma_{r(x)} + \Delta \sigma_{n(x)}$$

Pertes totales sont données par le tableau ci-dessous :

voussoirs	X	Pertes instantanées (MPa)	Pertes différées (MPa)	Pertes totales (MPa)
½ vsp	0	/	44.099	44.099
V1	9	539.617	253.728	793.345
V2	14	773.034	221.651	994.685
V3	19	415.986	129.372	545.358
V4	24	447.969	134.967	582.936
V5	29	461.254	125.776	587.03
V6	34	497.114	118.345	615.459
V7	39	544.852	117.086	661.939
V8	44	551.683	114.873	666.556
V9	49	576.26	114.108	690.368
V10	54	605.386	109.451	714.837
V11	59	633.158	105.306	738.464
V12	64	660.902	97.913	758.814
V13	69	694.37	99.611	793.981
V14	74	352.961	72.007	424.968
			somme	9612.839

Tab. VII. 12: Résultats des pertes totales.

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$100 \times \frac{9612.839 \times 2}{1488 \times 62} = 20.83\% < 25\% \Rightarrow \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

Chapitre VII : étude de la précontrainte

Donc, on maintient le nombre de câbles précédemment à savoir **62** câbles de **19T15**.

VII. 3. 7. Vérification des contraintes en phase de construction

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte le poids propres et les surcharges de chantier. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section. En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e V}{I} + \frac{M}{I} \times V \geq \sigma_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e V}{I} - \frac{M}{I} \times V' \leq \sigma_{\text{bc}}$$

En phase de service, on distinguera deux cas de vérifications :

1er Cas : où l'ouvrage ne subit aucunes surcharges sauf les charges permanentes (poids propre et surcharges de la superstructure), c'est-à-dire la **vérification à vide**.

2ème Cas : où l'ouvrage est sollicité par les charges permanentes et par les surcharges d'exploitations, c'est-à-dire la **vérification en service**.

➤ **A vide (Sous M_{min}) :**

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e V}{I} - \frac{M_{\text{min}}}{I} \times V \leq \bar{\sigma}_{\text{cs}} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e V}{I} + \frac{M_{\text{min}}}{I} \times V' \geq \bar{\sigma}_{\text{ti}} = 0 \text{ MPa}$$

➤ **En charge (sous M_{max}) :**

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e V}{I} - \frac{M_{\text{max}}}{I} \times V \geq \bar{\sigma}_{\text{ts}} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e V}{I} - \frac{M_{\text{max}}}{I} \times V' \leq \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 21 \text{ MPa}$$

Avec:

- **P** : la valeur de la précontrainte.
- **S** : Section transversale du voussoir.
- **e** : excentricité.
- **V, V'** : distance du centre de gravité à la fibre supérieure et à la fibre inférieure respectivement.
- **I** : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section.
- **M_{cons}** : moment agissant sur la section.

Chapitre VII : étude de la précontrainte

- M_{max} : le moment maximum agissant sur la section, sous la combinaison $G + 1.2(A(L)+St)$
- M_{min} : moment minimum agissant sur la section, sous la combinaison $G + CCP$.

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

voussoirs	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	E (m)	P (MN)	M (MN.m)	σ_{sup}	σ_{inf}	Obs
½ vsp	49.762	329.528	3.818	5.182	3.618	179.72	-958.20	0.23	7.114	Vérifiée
V1	17.626	163.01	3.611	4.659	3.411	142.52	-851.17	0.64	16.08	Vérifiée
V2	16.658	130.534	3.33	4.272	3.131	132.81	-728.24	0.39	15.88	Vérifiée
V3	15.766	104.395	3.072	3.915	2.872	122.68	-616.76	0.16	15.53	Vérifiée
V4	14.953	83.521	2.835	3.59	2.635	112.07	-516.76	0.87	14.88	Vérifiée
V5	14.216	66.99	2.622	3.295	2.422	98.55	-415.8	0.27	13.82	Vérifiée
V6	13.558	54.013	2.43	3.032	2.23	88.41	-342.11	0.001	13.04	Vérifiée
V7	12.976	43.925	2.261	2.799	2.061	76.12	-270.86	0.093	11.72	Vérifiée
V8	12.473	36.175	2.115	2.598	1.915	63.45	-208.52	0.267	10.13	Vérifiée
V9	12.046	30.309	1.992	2.427	1.792	50.64	-154.72	0.483	8.32	Vérifiée
V10	11.698	25.965	1.89	2.288	1.69	39.19	-112.26	0.431	6.62	Vérifiée
V11	11.426	22.861	1.811	2.179	1.611	27.48	-74.63	0.43	4.73	Vérifiée
V12	11.233	20.788	1.755	2.102	1.555	17.14	-44.73	0.12	3.03	Vérifiée
V13	11.215	19.6	1.722	2.055	1.522	8.83	-22.40	0.66	1.44	Vérifiée
V14	11.078	19.214	1.71	2.04	1.51	2.97	-7.52	0.65	0.41	Vérifiée

Tab. VII.13: Vérification des contraintes en construction.

VII. 4. Etude de la précontrainte de continuité :

Une fois la phase de construction du fléau est achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité.

Les câbles de continuité dans chaque travée, (de rive ou centrales) seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison suivante :

$$G+1.2(A(l)+St)$$

Ces câbles de continuités appelées aussi « câbles d'éclisses », règnent sur la partie centrale des travées courantes et dans les extrémités des travées de rive comme indiqué sur les figures ci-dessous

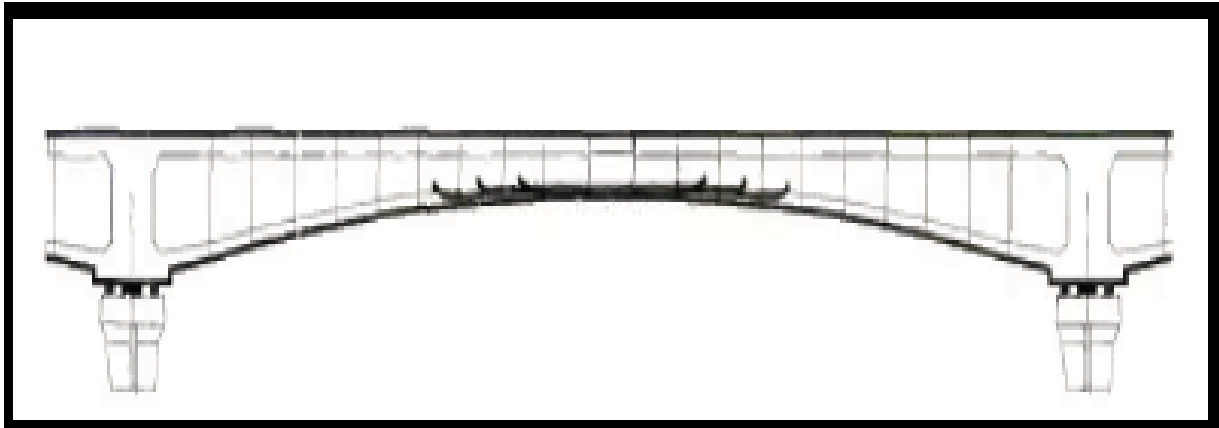


Fig. VII.8 : Câbles de continuité en travée intermédiaire.

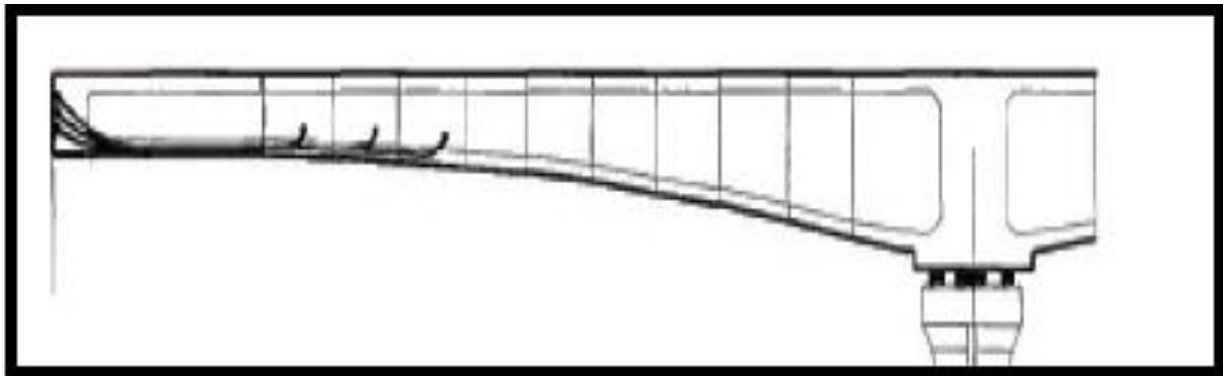


Fig. VII.9 : Câbles de continuité en travée de rive.

VII. 4. 1. Détermination de la précontrainte :

La détermination du nombre de câbles de continuité se fait au niveau de la section qui subit le moment positif maximal en phase d'exploitation, il est donné par la relation suivante :

$$N = \frac{P}{P_0} \quad (\text{Même principe que la précontrainte du fléau}).$$

$$P_0 = 0,75 \cdot \sigma_{p0} \cdot S = 2,9473 \text{ MN} \quad \sigma_{p0} = \text{Min}(0,8f_{prg} ; 0,9f_{peg}) = 1488 \text{ MPa}$$

$$S: \text{section d'un câble } 19T15 = 139 \times 19 = 2641 \text{ mm}^2$$

$$= 0,002641 \text{ m}^2$$

$$P = \frac{-\frac{MV'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV'}{I}}$$

- **P** : la valeur de la précontrainte.
- **e₀ = V' - d** : son excentricité, (avec d = 0,20 m l'enrobage).
- **V'** : la distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus tendue (inférieure).
- **I** : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section.

Chapitre VII : étude de la précontrainte

- S : la Section transversale du voussoir.
- M_{max} : le moment maximum agissant sur la section.

a) Câblage de la travée de rive :

V	X	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	E (m)	P (MN)	M (MN.m)	Nombre de câble (calculé)	Nombre de câble par voussoir	Nombre de câble arrêtés	P réelle (MN)
½ vsp	0	49.762	329.528	3.818	5.182	4.982	0	-251.50	0	0	0	0
V1	9	17.626	163.01	3.611	4.659	4.459	0	-194.50	0	0	0	0
V2	14	16.658	130.534	3.33	4.272	4.072	0	-162.33	0	0	0	0
V3	19	15.766	104.395	3.072	3.915	3.715	0	-203.04	0	0	0	0
V4	24	14.953	83.521	2.835	3.59	3.39	0	-260.21	0	0	0	0
V5	29	14.216	66.99	2.622	3.295	3.095	0	-124.19	0	0	0	0
V6	34	13.558	54.013	2.43	3.032	2.832	0	-102.92	0	0	0	0
V7	39	12.976	43.925	2.261	2.799	2.599	0	-26.80	0	0	0	0
V8	44	12.473	36.175	2.115	2.598	2.398	1.12	3.4	0.38	2	1	5.89
V9	49	12.046	30.309	1.992	2.427	2.227	3.50	9.91	1.19	2	1	5.89
V10	54	11.698	25.965	1.89	2.288	2.088	20.24	53.84	6.87	8	4	23.58
V11	59	11.426	22.861	1.811	2.179	1.978	25.99	65.74	8.81	10	5	29.47
V12	64	11.233	20.788	1.755	2.102	1.902	34.73	84.59	11.78	12	6	35.37
V13	69	11.215	19.6	1.722	2.055	1.855	52.91	125.53	17.95	18	9	53.05
V14	74	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	68.64	162.01	23.29	24	12	70.73
V _{clavage}	76	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	44.11	104.12	14.96	16	8	47.16
vsc	85	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	7.57	17.87	2.56	4	2	11.79

Tab.VII. 14: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive).

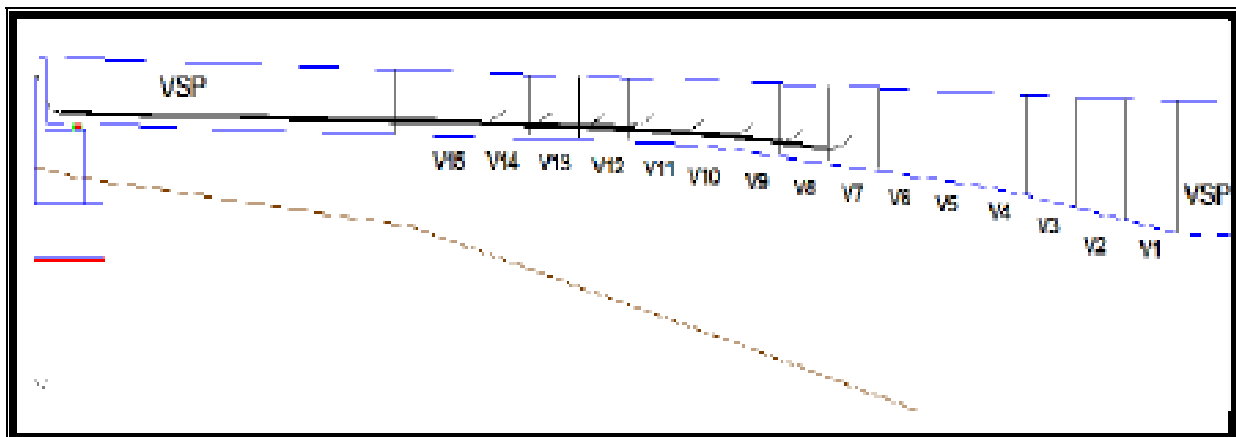


Fig. VII.10 : Tracé des câbles de continuité en travée de rive.

Chapitre VII : étude de la précontrainte

b) Câblage de la travée centrale :

V	X	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	E (m)	P (MN)	M (MN.m)	Nombre de câble (calculé)	Nombre de câble par vss	P réelle (MN)
1/2vsp	0	49.762	329.528	3.818	5.182	4.982	0	-90.52	0	0	0
V1	9	17.626	163.01	3.611	4.659	4.459	0	-69.86	0	0	0
V2	14	16.658	130.534	3.33	4.272	4.072	0	-59.03	0	0	0
V3	19	15.766	104.395	3.072	3.915	3.715	0	-38.42	0	0	0
V4	24	14.953	83.521	2.835	3.59	3.39	0	-29.99	0	0	0
V5	29	14.216	66.99	2.622	3.295	3.095	0	-24.09	0	0	0
V6	34	13.558	54.013	2.43	3.032	2.832	0	-9.03	0	0	0
V7	39	12.976	43.925	2.261	2.799	2.599	0	-4.91	0	0	0
V8	44	12.473	36.175	2.115	2.598	2.398	2.87	8.69	0.97	2	5.89
V9	49	12.046	30.309	1.992	2.427	2.227	4.99	14.12	1.69	2	5.89
V10	54	11.698	25.965	1.89	2.288	2.088	6.71	17.86	2.28	4	11.79
V11	59	11.426	22.861	1.811	2.179	1.978	34.65	87.65	11.76	12	35.37
V12	64	11.233	20.788	1.755	2.102	1.902	42.95	104.60	14.57	16	47.16
V13	69	11.215	19.6	1.722	2.055	1.855	57.02	135.28	19.35	20	58.95
V14	74	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	71.90	169.71	24.4	26	76.63
Vclvg	76	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	46.54	109.84	15.79	16	47.16
V14	81	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	37.18	87.75	12.61	14	41.26
V13	86	11.215	19.6	1.722	2.055	1.855	28.54	67.71	9.68	10	29.47
V12	91	11.233	20.788	1.755	2.102	1.902	23.54	57.27	7.98	8	23.58
V11	96	11.426	22.861	1.811	2.179	1.978	12.37	31.29	4.2	6	17.68
V10	101	11.698	25.965	1.89	2.288	2.088	9.43	25.1	3.2	4	11.79
V9	106	12.046	30.309	1.992	2.427	2.227	8.47	23.95	2.87	4	11.79
V8	111	12.473	36.175	2.115	2.598	2.398	6.91	20.94	2.34	4	11.79
V7	116	12.976	43.925	2.261	2.799	2.599	0	-9.02	0	0	0
V6	121	13.558	54.013	2.43	3.032	2.832	0	-14.00	0	0	0
V5	126	14.216	66.99	2.622	3.295	3.095	0	--25.33	0	0	0
V4	131	14.953	83.521	2.835	3.59	3.39	0	-86.79	0	0	0
V3	136	16.658	130.534	3.33	4.272	3.715	0	-103.60	0	0	0
V2	141	17.626	163.01	3.611	4.659	4.072	0	-124.78	0	0	0
V1	146	17.626	163.01	3.611	4.659	4.459	0	-131.28	0	0	0
1/2vs	150	49.762	329.528	3.818	5.182	4.982	0	-133.98	0	0	0
p											

Tab.VII.15 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée centrale).

Chapitre VII : étude de la précontrainte

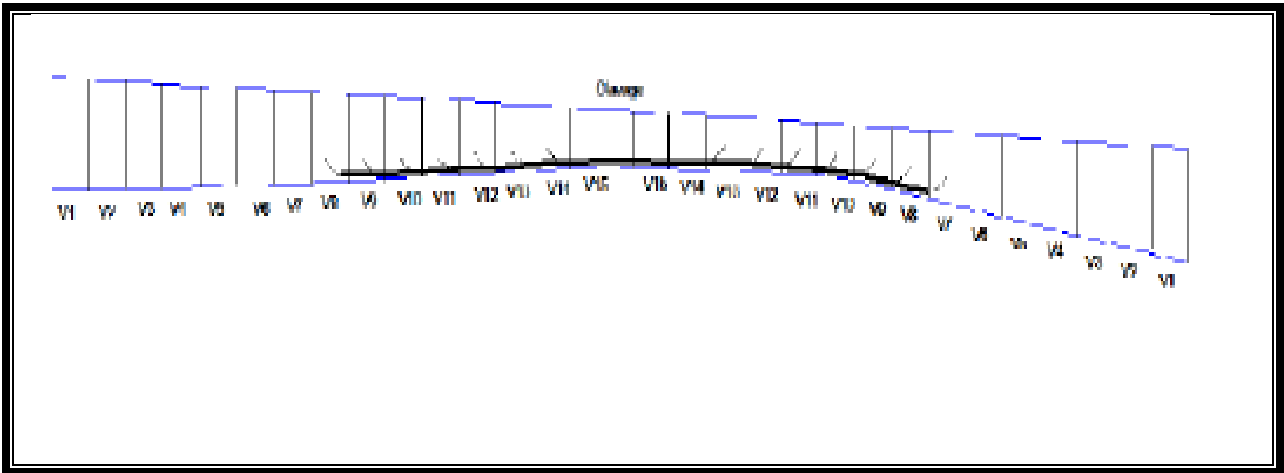


Fig. VII .11 : Tracé des câbles de continuité en travée centrale

VII. 4. 2. Les pertes de précontrainte :

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

a) **travée de rive**

Voussoir	X (m)	Pertes instantanées (MPa)	Pertes différées (MPa)	Pertes totales (MPa)
V8	46	331.16	112.33	443.49
V9	41	323.59	123.61	447.2
V10	36	315.32	141.86	457.18
V11	31	303.2	146.10	449.3
V12	26	296.18	130.71	426.89
V13	21	273.8	126.37	400.17
V14	16	255.45	113.5	368.95
V clavage	11	208.25	98.68	306.93
V clé	9	0	57.03	57.03
			somme	3357.14

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

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$(100 \times 3357.14 \times 2) / (1488 \times 24)$$

$$= 18.81 \% < 25 \% \quad \Rightarrow \quad \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment à savoir 24 câbles de 19T15

Chapitre VII : étude de la précontrainte

b) Travée centrale :

Voussoir	X (m)	Pertes instantanées (MPa)	Pertes différées (MPa)	Pertes totales (MPa)
V8	44	224.58	98.17	322.75
V9	49	217.66	120.24	337.75
V10	54	204.05	126.59	330.64
V11	59	191.34	139.89	331.23
V12	64	180.49	141.63	322.12
V13	69	140.79	46.04	186.83
V14	74	133.91	39.27	173.18
V clavage	76	0	34.13	34.13
V 14	81	0	100.46	100.46
V13	86	100.01	117.61	217.62
V12	91	116.47	129.76	246.23
V11	96	129.13	139.57	268.7
V10	101	141.58	119.44	261.02
V9	106	152.09	103.05	255.14
V8	111	209.03	87.22	296.25
			somme	3684.2

Tab. VII.17 : Pertes de précontrainte dans la travée centrale.

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$(100 \times 3684.2 \times 2) / (1488 \times 26)$$

$$= 19.045 \% < 25 \% \Rightarrow \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment à savoir 26 câbles de 19T15.

VII. 4. 3. Vérification des contraintes en phase de service

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

- Premier cas ou l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme

les surcharges de la superstructure (poids du trottoir, glisser 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.

La vérification des contraintes se traduit par les quatre inéquations suivantes :

Chapitre VII : étude de la précontrainte

➤ **A vide (sous M_{min})**

$$\text{Fibre supérieure: } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e V}{I} - \frac{M_{\text{min}}}{I} \times V \leq \bar{\sigma}_{cs} = 21 \text{ MPa}$$

$$\text{Fibre inférieure: } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e V'}{I} + \frac{M_{\text{min}}}{I} \times V' \geq \bar{\sigma}_{ti} = 0 \text{ MPa}$$

➤ **En charge (sous M_{max}) :**

$$\text{Fibre supérieure: } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e V}{I} - \frac{M_{\text{max}}}{I} \times V \geq \bar{\sigma}_{ts} = 0 \text{ MPa}$$

$$\text{Fibre inférieure: } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e V}{I} - \frac{M_{\text{max}}}{I} \times V' \leq \bar{\sigma}_{ci} = 21 \text{ MPa}$$

On désigne par :

- **P** : Valeur de la précontrainte de construction (fléau),
- **e0**: Son excentricité, comptée positivement vers le haut,
- **V, V'** : La distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus comprimée et la plus tendue.
- **I**: Moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section.
- **M_{max}** : Moment engendré par le poids propre et toutes les surcharges.
- **M_{min}** : Moment engendré par les charges permanentes.
- **σ_{sup}**: Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.
- **σ_{inf}**: Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.
- **σ_{bc}** : Contrainte admissible de compression.
- **σ_{bt}** : Contrainte admissible de traction.

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa} ; (\sigma_{bt} = 0, \text{ Car on est en classe I})$$

Donc on doit vérifier que : **0 ≤ σ_{inf} ≤ 21 MPa.**

$$\mathbf{0 \leq \sigma_{\text{sup}} \leq 21 \text{ MPa}}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

a) **Travée de rive :**

Voussoirs	X (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e0 (m)	Préelle (MN)	M _{min} (MN.m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Obs
V8	44	12.473	36.175	2.115	2.598	2.398	2.72	9.57	0.04	0.44	Vérifiée
V9	49	12.046	30.309	1.992	2.427	2.227	3.50	11.431	0.52	0.58	Vérifiée
V10	54	11.698	25.965	1.89	2.288	2.088	4.12	12.62	0.061	0.71	Vérifiée
V11	59	11.426	22.861	1.811	2.179	1.979	5.10	14.78	0.075	0.89	Vérifiée

Chapitre VII : étude de la précontrainte

V12	64	11.233	20.788	1.755	2.102	1.902	24.69	68.71	0.36	4.39	Vérifiée
V13	69	11.215	19.6	1.722	2.055	1.855	39.37	106.52	0.57	7.02	Vérifiée
V14	74	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	38.42	103.37	0.56	6.94	Vérifiée
V clavage	76	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	30.65	82.47	0.45	5.53	Vérifiée
V clé	85	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	29.40	79.1	0.43	5.31	Vérifiée

Tab. VII.18 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{min} : (G + CCP)

Voussoirs	X (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e ₀ (m)	P _{réelle} (MN)	M _{max} (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
V8	44	12.473	36.175	2.115	2.598	2.398	1.12	3.4	0.048	0.14	Vérifiée
V9	49	12.046	30.309	1.992	2.427	2.227	3.50	9.91	0.15	0.46	Vérifiée
V10	54	11.698	25.965	1.89	2.288	2.088	20.24	53.84	0.887	2.75	Vérifiée
V11	59	11.426	22.861	1.811	2.179	1.979	25.99	65.74	1.14	3.64	Vérifiée
V12	64	11.233	20.788	1.755	2.102	1.902	34.73	84.59	1.52	4.96	Vérifiée
V13	69	11.215	19.6	1.722	2.055	1.855	52.91	125.53	2.31	7.58	Vérifiée
V14	74	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	68.642	162.01	3.02	9.98	Vérifiée
V clavage	76	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	44.11	104.12	1.94	6.41	Vérifiée
V clé	85	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	7.57	17.87	0.33	1.10	Vérifiée

Tab. VII.19 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{max} : G +1.2(A(L)+St)

➤ **Travée centrale :**

Voussoirs	X (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e ₀ (m)	P _{réelle} (MN)	M _{min} (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
V8	44	12.473	36.175	2.115	2.598	2.398	19.08	67.07	0.28	3.06	Vérifiée
V9	49	12.046	30.309	1.992	2.427	2.227	26.61	87.01	0.39	4.42	Vérifiée
V10	54	11.698	25.965	1.89	2.288	2.088	29.42	89.97	0.43	5.03	Vérifiée
V11	59	11.426	22.861	1.811	2.179	1.978	36.19	104.82	0.53	6.33	Vérifiée
V12	64	11.233	20.788	1.755	2.102	1.902	40.19	113.36	0.59	7.25	Vérifiée
V13	69	11.215	19.6	1.722	2.055	1.855	48.9	132.3	0.70	8.72	Vérifiée
V14	74	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	47.19	126.95	0.69	8.52	Vérifiée
Vclavage	76	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	39.62	106.59	0.57	7.17	Vérifiée

Chapitre VII : étude de la précontrainte

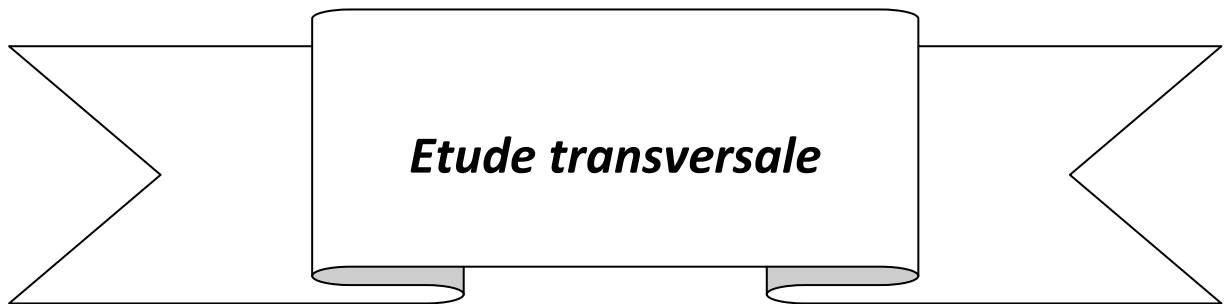
V14	81	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	45.76	123.12	0.66	8.26	Vérifiée
V13	86	11.215	19.6	1.722	2.055	1.855	41.69	112.81	0.60	7.43	Vérifiée
V12	91	11.233	20.788	1.755	2.102	1.902	40.68	113.21	0.59	7.24	Vérifiée
V11	96	11.426	22.861	1.811	2.179	1.978	37.51	108.65	0.55	6.56	Vérifiée
V10	101	11.698	25.965	1.89	2.288	2.088	35.07	107.25	0.52	5.99	Vérifiée
V9	106	12.046	30.309	1.992	2.427	2.227	28.92	94.41	0.43	4.80	Vérifiée
V8	111	12.473	36.175	2.115	2.598	2.398	24.35	85.58	0.36	3.9	Vérifiée

Tab. VII.20 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{\min} : (G + CCP)

Voussoirs	X (m)	S (m²)	I (m⁴)	v (m)	v' (m)	e₀ (m)	P_{réelle} (MN)	M_{max} (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
V8	44	12.473	36.175	2.115	2.598	2.398	2.87	8.69	0.12	0.36	Vérifiée
V9	49	12.046	30.309	1.992	2.427	2.227	4.99	14.12	0.21	0.65	Vérifiée
V10	54	11.698	25.965	1.89	2.288	2.088	6.71	17.86	0.29	0.91	Vérifiée
V11	59	11.426	22.861	1.811	2.179	1.978	34.65	87.65	1.51	4.85	Vérifiée
V12	64	11.233	20.788	1.755	2.102	1.902	42.95	104.60	1.88	6.14	Vérifiée
V13	69	11.215	19.6	1.722	2.055	1.855	57.02	135.28	2.45	8.18	Vérifiée
V14	74	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	71.90	169.71	3.16	10.46	Vérifiée
V clavage	76	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	46.54	109.84	2.04	6.77	Vérifiée
V14	81	11.078	19.214	1.71	2.04	1.84	37.18	87.75	1.63	5.41	Vérifiée
V13	86	11.215	19.6	1.722	2.055	1.855	28.54	67.71	1.25	4.093	Vérifiée
V12	91	11.233	20.788	1.755	2.102	1.902	23.54	57.27	1.04	3.36	Vérifiée
V11	96	11.426	22.861	1.811	2.179	1.978	12.37	31.29	0.54	1.73	Vérifiée
V10	101	11.698	25.965	1.89	2.288	2.088	9.43	25.1	0.41	1.28	Vérifiée
V9	106	12.046	30.309	1.992	2.427	2.227	8.47	23.95	0.37	1.11	Vérifiée
V8	111	12.473	36.175	2.115	2.598	2.398	6.91	20.94	0.3	0.87	Vérifiée

Tab. VII.21 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{\max} : G +1.2 (A(L)+St)

chapitre VIII



Etude transversale

Chapitre VIII : étude transversale

VIII. Introduction :

Jusqu'à présent, on s'est intéressé uniquement à l'étude longitudinale du tablier. Du coup, on a pu déterminer les câbles longitudinaux de précontrainte en phase de construction ainsi qu'à la phase d'exploitation, il s'agit des armatures actives.

Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis...). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferrailer uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

VIII. 1. Modélisation :

La modélisation est effectuée par le logiciel **Robot Structural**. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simple à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à **1 m**, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie

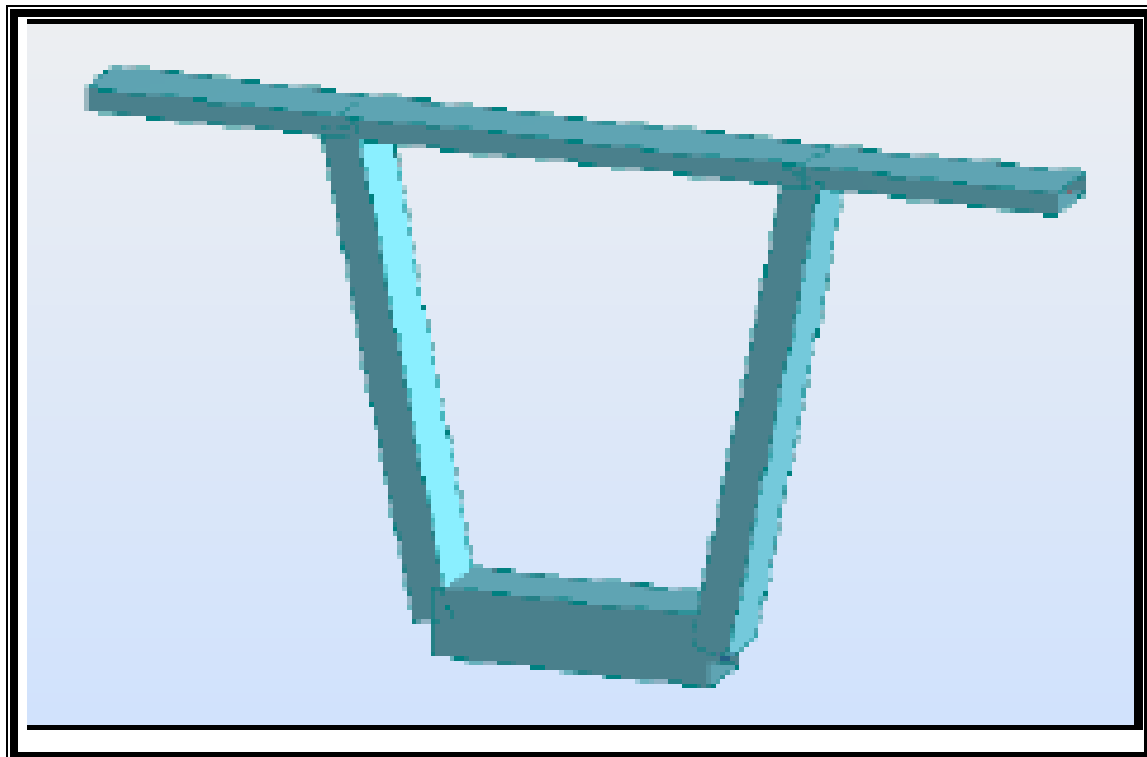


Fig. VIII.1: Vue en 3D du caisson prêt de la pile modélisé sur le logiciel Robot Structural

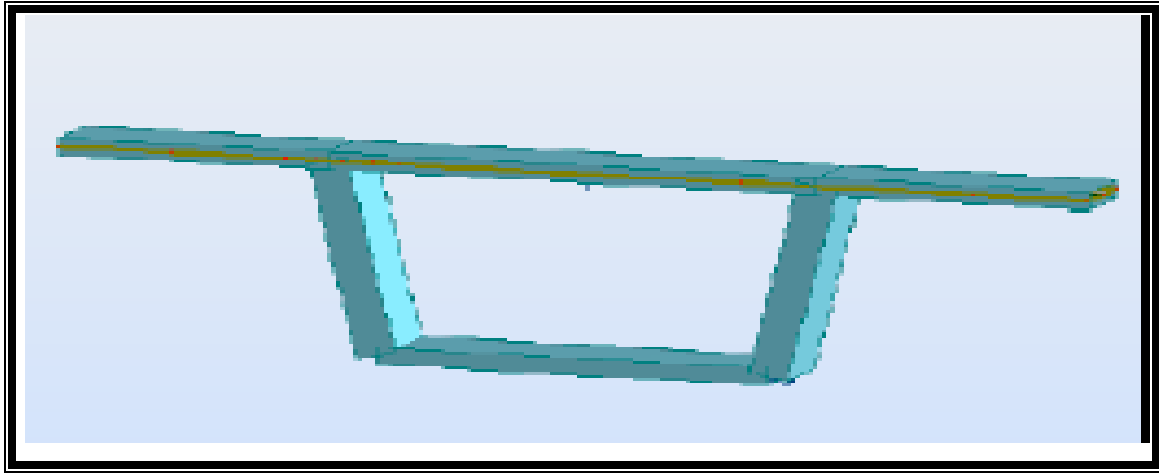


Fig. VIII.2 : Vue en 3D du caisson prêt de la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural

VIII. 2. Définition des charges

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

D'après le « Fascicule N°61 Titre II », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

VIII. 2. 1. Charges permanentes

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

Il est pris automatiquement par le logiciel.

VIII. 2. 2. Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

VIII. 2. 2. 1. Poids du revêtement :

$$P_{rev} = L \times e \times \gamma_{BB} = 1 \times 0,01 \times 20 + 1 \times 0,08 \times 24 = 2,12 \text{ kN/ml}$$

(Reparti sur une largeur de 11m, la largeur roulable).

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

- Poids des glissières de sécurité : $P_{gli} = 0,6 \text{ kN}$ (disposés aux deux extrémités du tablier)

Pour deux glissières $\Rightarrow P_{gl} = 1,2 \text{ kN}$

- Poids de garde-corps : $P_{gc} = 1 \text{ kN}$ (placé à l'extrémité gauche du tablier).

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

Pour le trottoir de gauche : $P(\text{trot}+\text{corniche}) = 25 \times 0,4945 = 12,362 \text{ kN}$.

Pour le trottoir de droite : $P(\text{trot}+\text{corniche}) = 25 \times 0,2385 = 5,962 \text{ kN}$.

VIII. 2. 3. Surcharges d'exploitation :

On considérera les charges suivantes : $A(L)$, B_c , B_t , M_{C120} et D_{240} . Ces dernières seront

Chapitre. VIII: étude transversale

disposées de manière à obtenir les situations les plus défavorables.

(On travaillera par mètre linéaire).

VIII. 2.3.1. Chargement $A(L)$:

$$A(L) = 230 + 36000/(L+12)$$

$$= 1866,36 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{18,66 \text{ kN/m}^2} \text{ avec } L = 10 \text{ m (longueur chargeable).}$$

(Pour 1 m $A(L) = \mathbf{18,66 \text{ KN/ml}}$).

VIII. 2.3.2. Sous système B_c :

On considérera trois camions, mais avec un seul essieu, disposés sur le voussoir,

soit $B_c = \mathbf{60 \text{ kN}}$ (charge ponctuelle).

VIII. 2.3.3. Sous système B_t :

De même que pour le système B_c , deux tandems, mais avec un seul essieu, sont disposés sur

le voussoir, soit $B_t = \mathbf{160 \text{ KN}}$ (charge ponctuelle).

VIII. 2.3.4. Système M_{C120} :

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

$$\text{Soit } M_{C120} = (550/(6,1 \times 1)) = \mathbf{90,16 \text{ kN/m}^2} \quad (\text{pour 1 m } M_{C120} = \mathbf{90,16 \text{ KN/ml}})$$

Système de charge	B_c (KN)	B_t (KN)	M_{C120} (KN/ml)
δ	1.153	1.183	1.163
Valeur finale	69.18	198.28	104.85

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

VIII. 2.3.5. Convoi exceptionnel D_{240} :

Convoi de 2400 kN avec 3,20 m de large et 18,60 m de long, donc $D_{240} = \mathbf{40,32 \text{ kN/m}^2}$.

(Pour 1 m $D_{240} = \mathbf{40,32 \text{ kN/ml}}$).

VIII. 2.3.6. Charges sur les trottoirs :

Pour l'étude de la flexion locale, on considère une charge $S_t = \mathbf{4,50 \text{ kN/m}^2}$ appliquée sur les trottoirs (selon le fascicule 61 titre II, [Réf.11]).

(Pour 1 m $S_t = \mathbf{4,50 \text{ kN/ml}}$).

VIII. 3. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons de charges à adopter pour l'étude transversale sont indiquées dans le

BPEL, et sont résumées dans le tableau suivant :

Chapitre. VIII: étude transversale

Action prépondérante	Numéro de la combinaison	Combinaison
ELU	1	1,35G+1,6(A(l)+St)
	2	1,35G+1,65Bc+St)
	3	1,35G + 1,6 (Bt + St)
	4	1,35G + 1,6 M _{c120}
	5	1,35G + 1,5D ₂₄₀
	6	G + 1,2 (A(L) + St)
	7	G + 1,2 (B _c + St)
	8	G + 1,2 (B _t + St)
	9	G + 1,2M _{c120}
	10	G + D ₂₄₀

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

VIII. 4. Les résultats après calculs :

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

A l'ELU : $1,35G + 1,6 (B_t + S_t)$

A l'ELS : $G + 1,2 (B_t + S_t)$

VIII. 4. 1. Section près de la pile :

Les résultats obtenus sous la combinaison la plus défavorable sont présentés sous forme de diagrammes.

➤ A l'ELU :

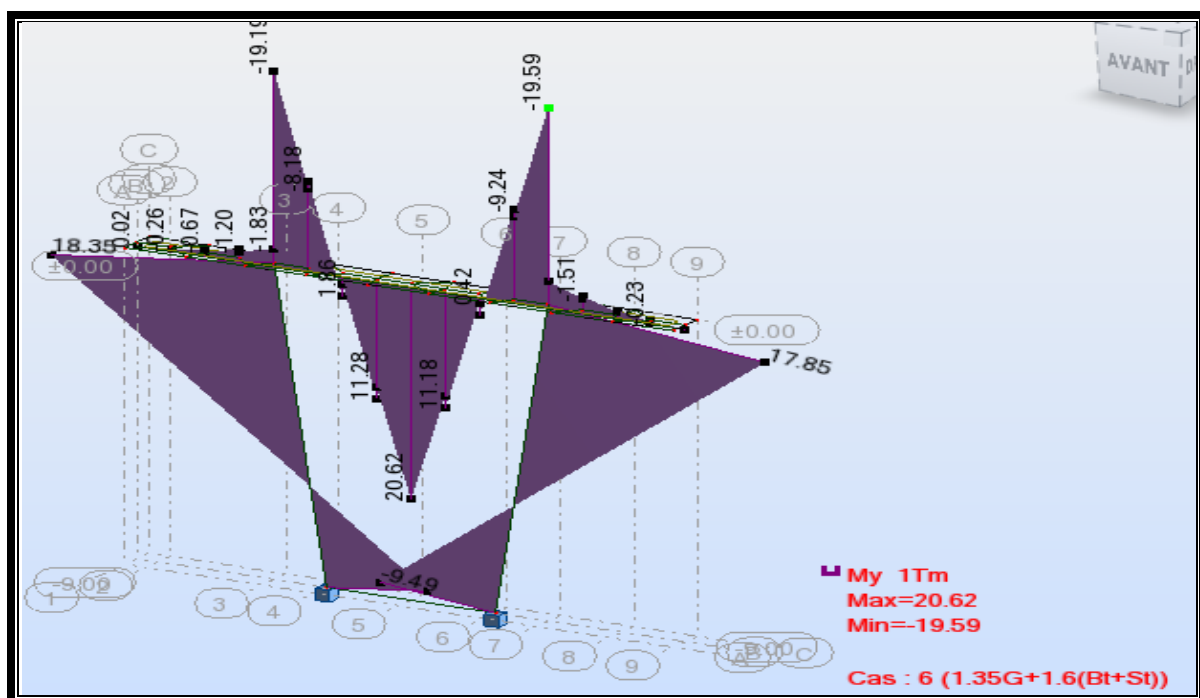


Fig. VIII.3. Diagramme des moments fléchissants [t.m].

Chapitre. VIII: étude transversale

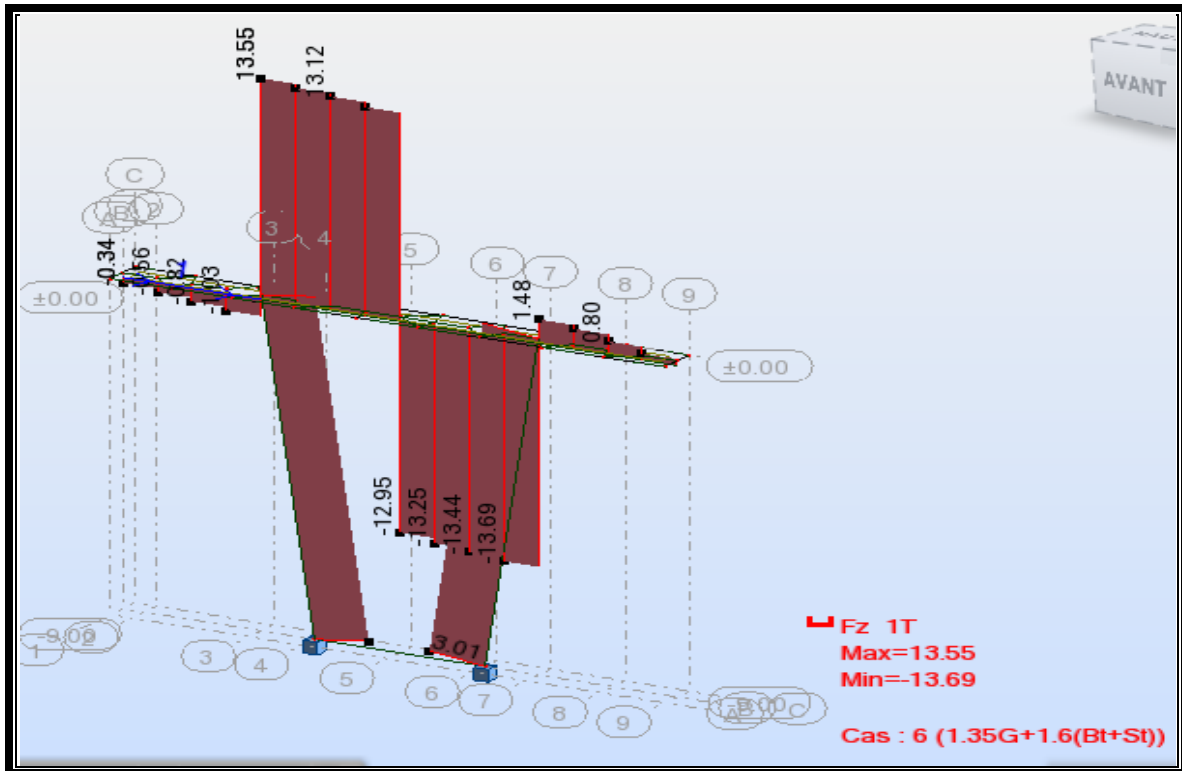


Fig. VIII.4. Diagramme des efforts tranchants [t].

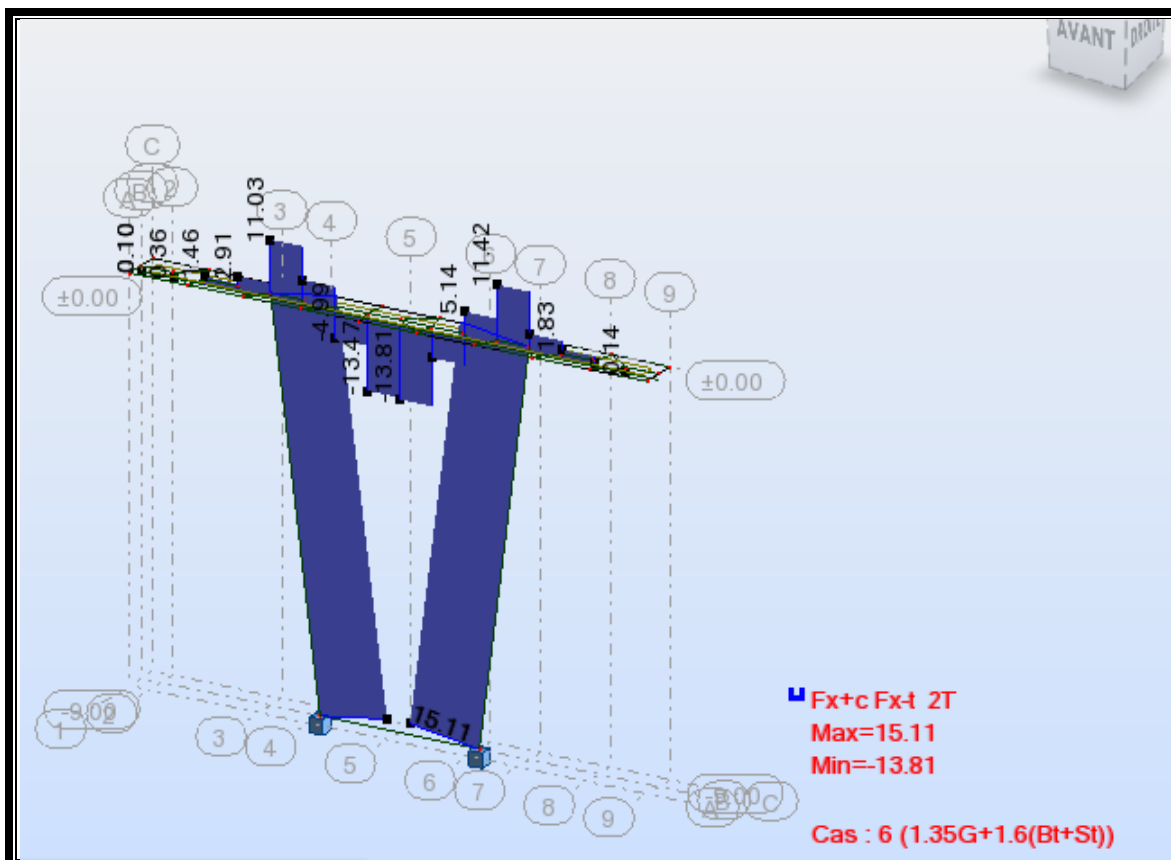


Fig. VIII. 5. Diagramme des efforts normaux [t].

Chapitre. VIII: étude transversale

➤ A PELS :

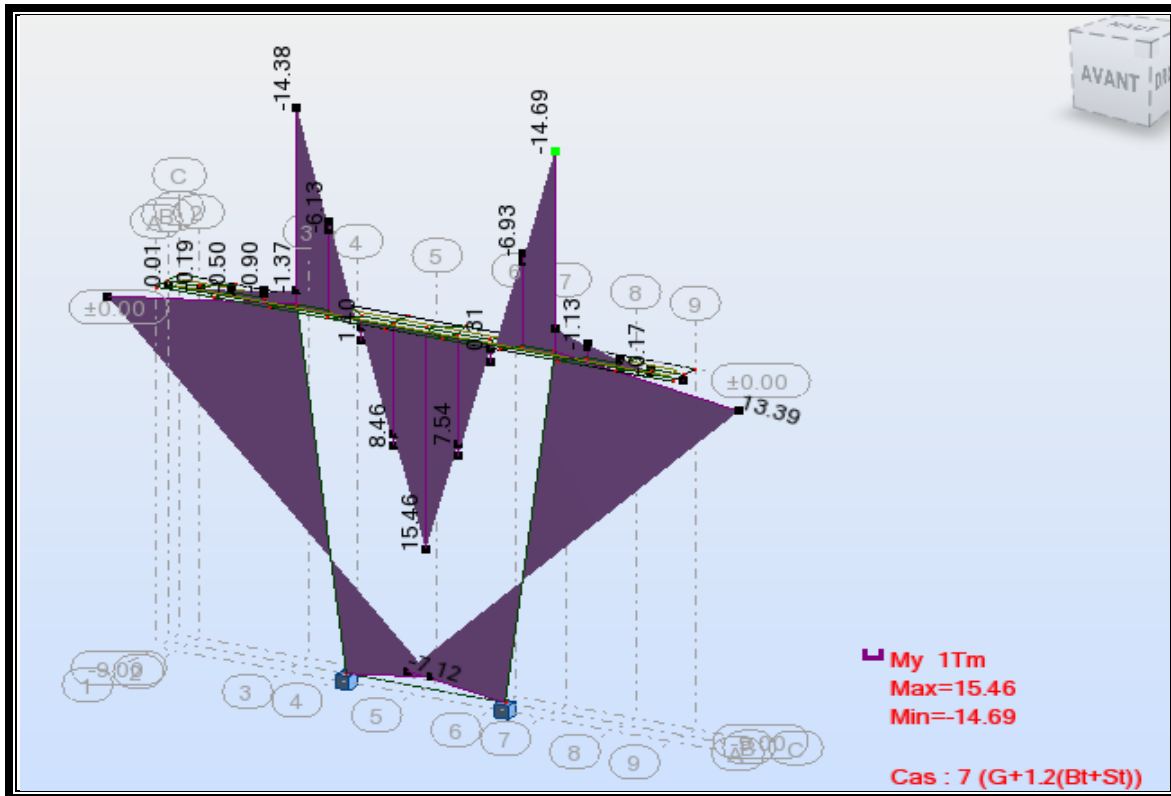


Fig. VIII .6. Diagramme des moments fléchissant [t.m].

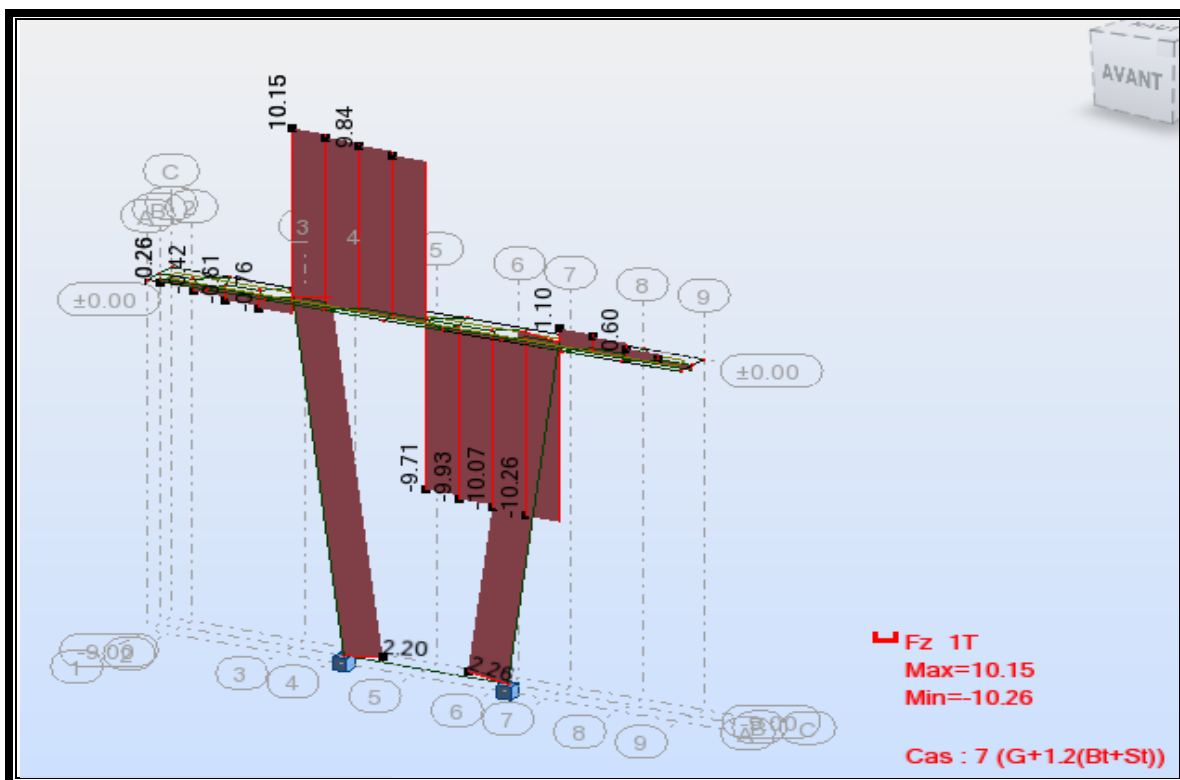


Fig. VIII .7. Diagramme des efforts tranchants [t].

Chapitre. VIII: étude transversale

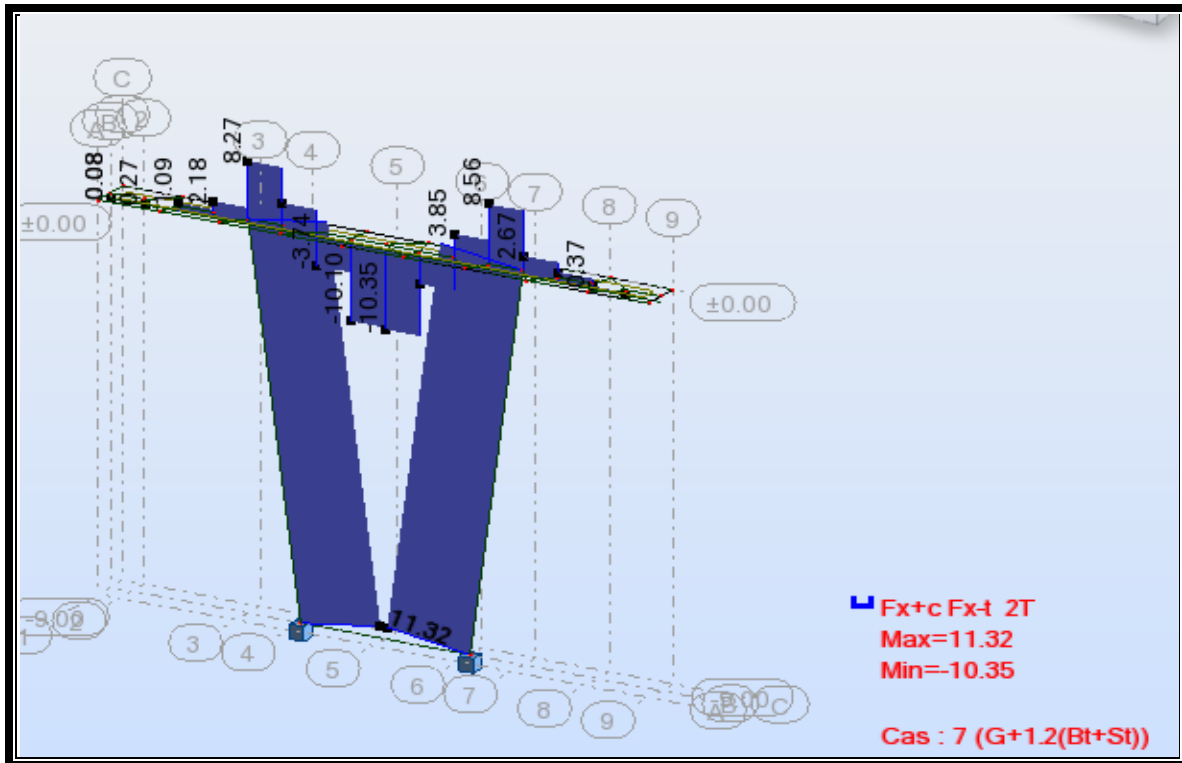


Fig. VIII .8. Diagramme des efforts normaux [t].

VIII. 4. 2. Section à la clé :

➤ A PELU :

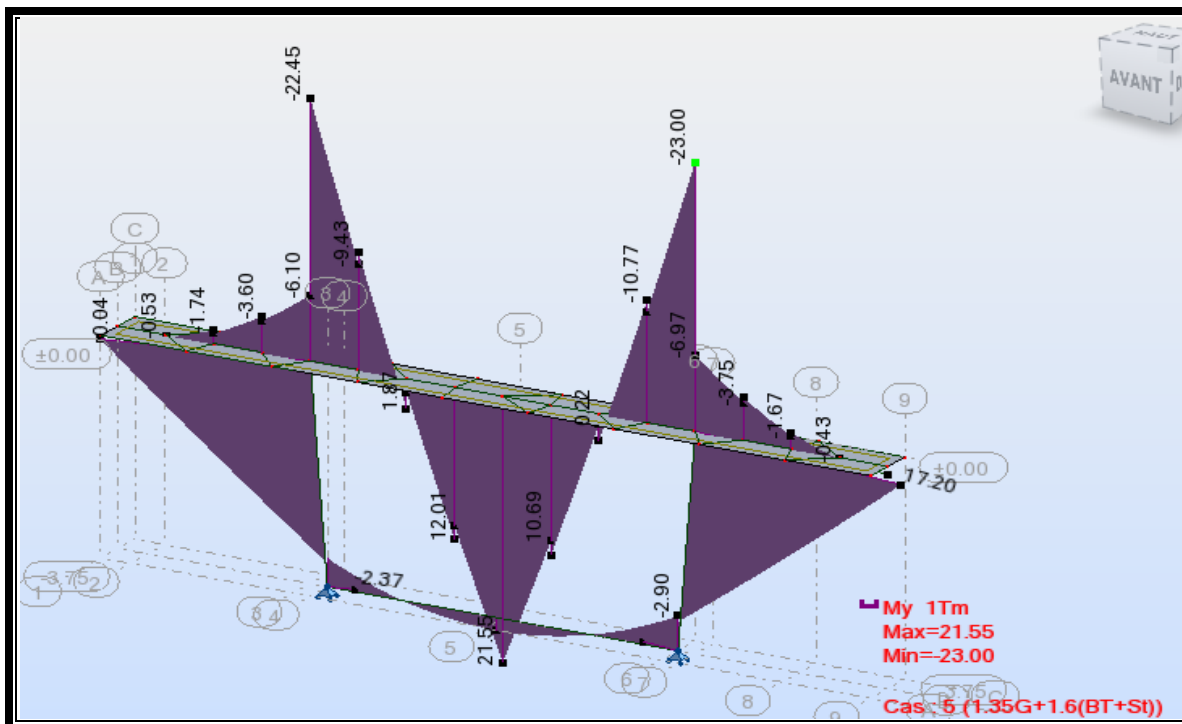


Fig. VIII .9. Diagramme des moments fléchissant [t].

Chapitre. VIII: étude transversale

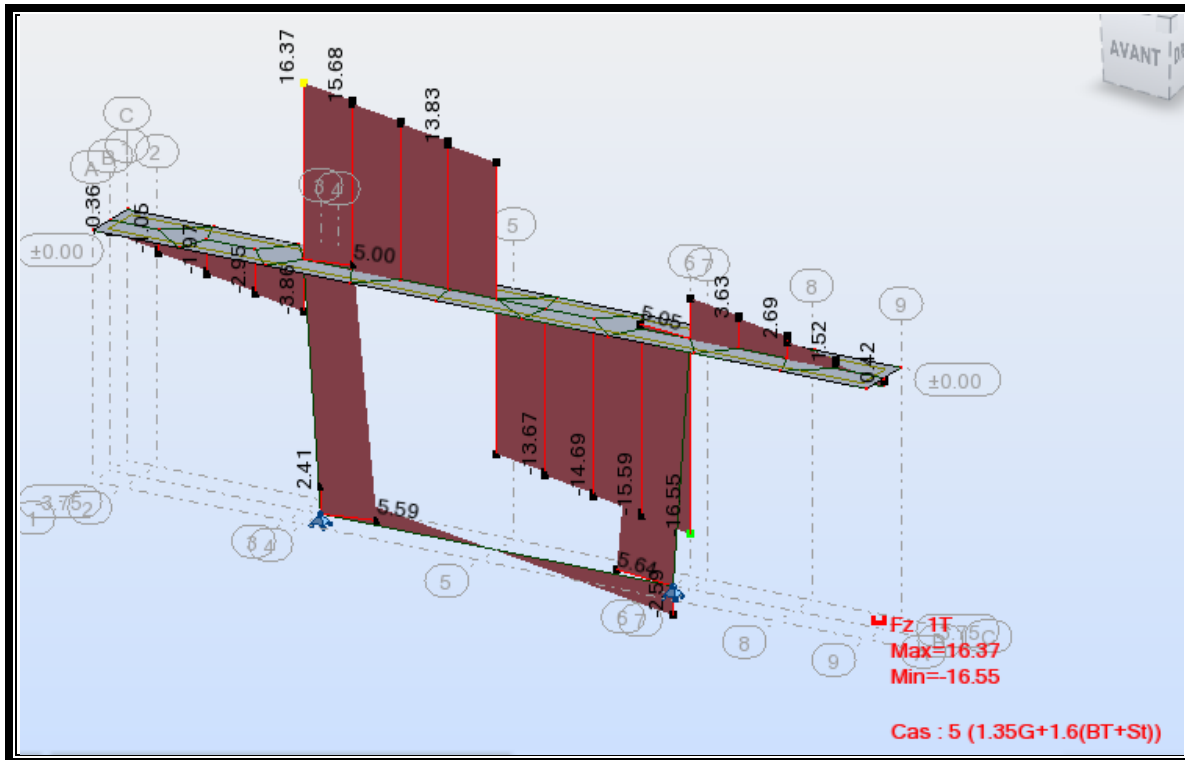


Fig. VIII.10. Diagramme des efforts tranchants [t].

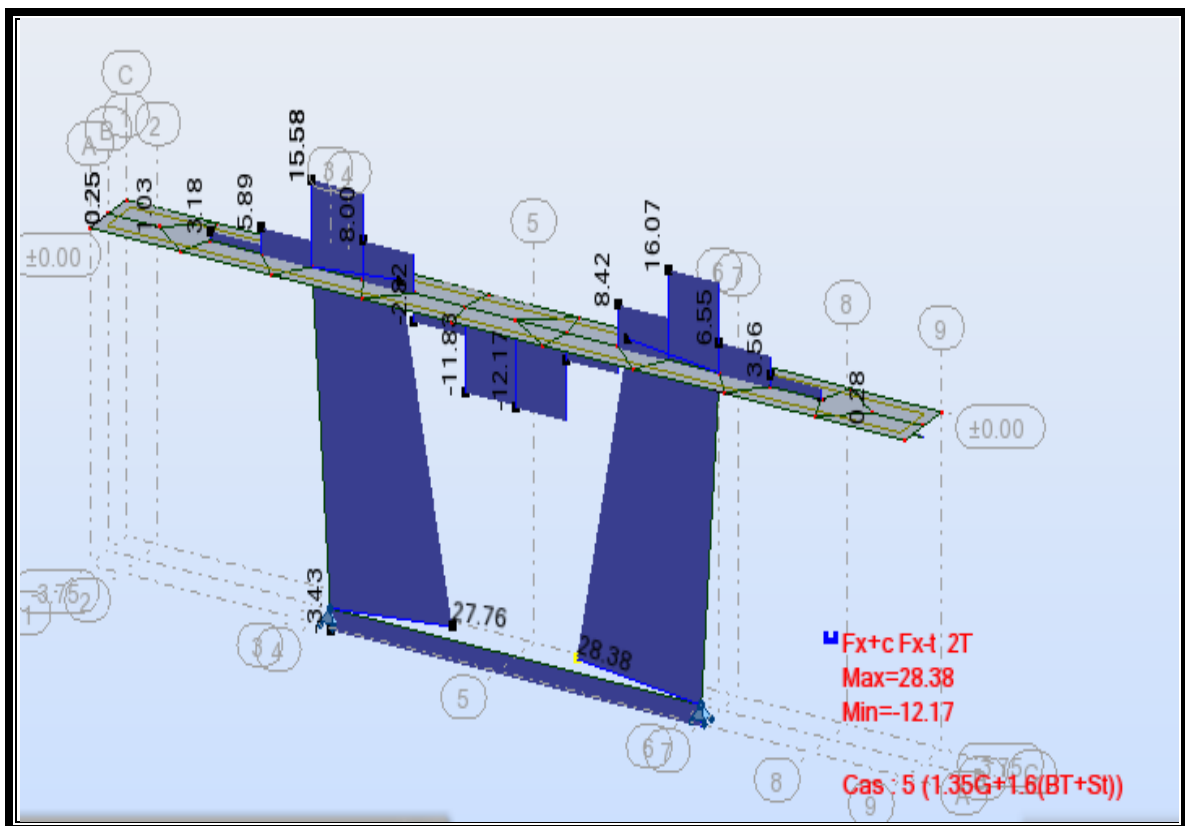


Fig. VIII .11. Diagramme des efforts normaux [t].

Chapitre. VIII: étude transversale

Les efforts max :

Section sur pile		$M_u(t.m)$	$M_s(t.m)$
Dalle supérieure	Moment positif	20.62	15.46
	Moment négatif	-19.59	-14.69
Dalle inférieure	Moment positif	0	0
	Moment négatif	0	0
Ame droite	Moment positif	18.35	13.76
	Moment négatif	-8.28	-6.20
Ame gauche	Moment positif	17.85	13.39
	Moment négatif	-9.49	-7.54
Porte-à faux droite	Moment positif	0	0
	Moment négatif	-1.83	-1.37
Porte-à-faux gauche	Moment positif	0	0
	Moment négatif	-2.71	-2.03

Tab. VIII. 3: les moment max(voussoir sur pile)

Section sur culée		$M_u(t.m)$	$M_{ser}(t.m)$
Dalle supérieure	Moment positif	21.55	16.14
	Moment négatif	-23.00	-17.21
Dalle inférieure	Moment positif	1.07	0.79
	Moment négatif	-2.90	-2.15
Ame droite	Moment positif	17.54	13.17
	Moment négatif	-2.37	-1.76
Ame gauche	Moment positif	17.20	12.91
	Moment négatif	-2.90	-2.15
Porte-à faux droite	Moment positif	0	0
	Moment négatif	-10.77	-8.06
Porte-à-faux gauche	Moment positif	0	0
	Moment négatif	-9.43	-7.06

Tab. VIII. 4: les moment max(voussoir sur culée)

VIII. 4. 3. Ferrailage des voussoirs :

a) Voussoir sur culée :

On prend comme exemple de calcul le ferrailage de dalle supérieure de la section sur culée :

Chapitre. VIII: étude transversale

➤ A ;'ELU :

$$f_{bu} \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 35}{1 * 1.5} = 19.33 \text{MPa}$$

$\theta=1$ car $t > 24$ heure (le temps de chargement)

$\gamma_b = 1.5$ dans le cas durable

$$\mu = \frac{M_U}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{230}{1 * (0.9 * 0.25)^2 * 19.33} = 0.0528$$

$U_c = 0.3$

Alors $u \leq u_c$ SSAC (section sans armature comprimé)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0528}}{0.8} = 0.055$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 * 0.055) = 0.22$$

$u \leq 0.186$ $\xi = 10 * 10^{-3}$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s} = \frac{230 * 10^{-3}}{0.22 * 348} = 3 * 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_s = 30 \text{cm}^2$$

➤ A 'ELS :

On a $b=1\text{ml}$

$h=0.25\text{ml}$

$M_{ser}=0.1721\text{MN.m}$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{n f t j}) \right) = 228.63 \text{MPa}$$

$n=1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

Chapitre. VIII: étude transversale

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha'}{3}\right)$$

$$d = 0.9 * 0.25 = 0.225 \text{ m}$$

$$\alpha' = \frac{15 * \sigma_{bc}}{(15 * \sigma_{bc}) + \sigma_s} = \frac{15 * 0.6 * 35}{(15 * 0.6 * 35) + 228.63} = \frac{315}{543.63} = 0.579$$

$$Z = 0.225 \left(1 - \left(\frac{0.579}{3}\right)\right) = 0.181 \text{ m}$$

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 35 = 2.7 \text{ MPa}$

Alors :

$$A_{s1} = \frac{0.1721}{0.181 * 228.63} = 41.45 \text{ cm}^2$$

✚ On remarque que la section d'acier donnée à l'ELS est supérieure que celle donnée par le calcul à l'ELU. Alors on prend la section maximale.

Donc on aura dans le sens longitudinal :

$$A_l = \frac{A_{s1}}{3} = \frac{41.45}{3} = 13.82 \text{ cm}^2$$

➤ Selon le BPEL, la condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b * d = 0.23 * \frac{2.7 * 1 * 0.225}{400} = 3.49 \text{ cm}^2$$

La condition de fragilité est vérifiée : $A_l > A_{min}$

Si cette condition n'est pas vérifiée donc on prend $A_l = A_{min}$ (ferraillage minimale).

Donc :

$$A_s = 40.83 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8\text{HA}25 + 6\text{HA}20$$

$$A_l = 13.61 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}16 + 6\text{HA}12$$

Le reste de calculs sont présentés dans les tableaux suivants :

Dalle supérieure									
Moment	Mser (t.m)	H (m)	D (m)	Z (m)	As (cm ²)	Al (cm ²)	Asmin (cm ²)	Armatures longitudinale	Armature transversale
Moment positif	16.14	0.25	0.225	0.173	40.83	13.61	3.49	6HA16+6HA12	8HA25+6HA20
Moment négatif	- 17.21	0.25	0.225	0.173	43.54	14.51	3.49	10HA14	8HA20+4HA25

Tab. VIII. 5: Ferraillage du hourdis supérieur

Chapitre. VIII: étude transversale

Dalle inférieure									
Moment	Mser (t.m)	H (m)	D (m)	Z (m)	As (cm ²)	At (cm ²)	Asmin (cm ²)	Armatures longitudinale	Armature transversale
Moment positif	0.79	0.25	0.225	0.173	2	0.67	3.49	8HA8	8HA6
Moment négatif	-2.15	0.25	0.225	0.173	5.44	1.81	3.49	8HA8	8HA10

Tab. VIII. 6: Ferrailage du hourdis inférieure

Ame de gauche									
Moment	Mser (t.m)	H (m)	D (m)	Z (m)	As (cm ²)	Al (cm ²)	Asmin (cm ²)	Armatures longitudinale	Armature transversale
Moment positif	12.91	0.6	0.54	0.415	13.61	4.54	8.38	6HA10	7HA16
Moment négatif	-2.15	0.6	0.54	0.415	2.26	0.75	8.38	6HA14	6HA7

Tab. VIII. 7: Ferrailage du l'âme gauche

Ame de droite									
Moment	Mser (t.m)	H (m)	D (m)	Z (m)	As (cm ²)	AL (cm ²)	Asmin (cm ²)	Armatures longitudinale	Armature transversale
Moment positif	13.17	0.6	0.54	0.415	13.89	4.54	8.38	6HA14	9HA14
Moment négatif	-1.76	0.6	0.54	0.415	1.85	0.75	8.38	6HA14	4HA8

Tab. VIII. 8: Ferrailage du l'âme droit

Porte-à-faux gauche									
Moment	Mser (t.m)	H (m)	D (m)	Z (m)	As (cm ²)	Al (cm ²)	Asmin (cm ²)	Armatures longitudinale	Armature transversale
Moment positif	0	0.25	0.225	0.173	0	0	3.49	8HA8	8HA8
Moment négatif	-7.06	0.25	0.225	0.173	17.86	5.95	3.49	3HA16	6HA20

Tab. VIII. 9: Ferrailage du Porte-à-faux gauche

Chapitre. VIII: étude transversale

Pote-à-faux droite									
Moment	Mser (t.m)	H (m)	D (m)	Z (m)	As (cm ²)	AL (cm ²)	Asmin (cm ²)	Armatures longitudinale	Armature transversale
Moment positif	0	0.25	0.225	0.2	0	0	3.49	8HA8	8HA8
Moment négatif	-8.06	0.25	0.225	0.2	20.39	6.8	3.49	7HA20	4HA16

Tab. VIII. 10: Ferrailage du Porte-à-faux droite

b) Voussoir sur pile :

On prend comme exemple de calcul le ferrailage de dalle supérieure de la section sur pile:

➤ A ;'ELU :

$$f_{bu} \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 35}{1 * 1.5} = 19.33 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{200 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.25)^2 * 19.33} = 0.0021$$

$U_c = 0.3$

Alors $u \leq u_c$ SSAC(section sans armature comprimé)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0021}}{0.8} = 0.003$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 * 0.003) = 0.225$$

$$u \leq 0.186 \quad \xi = 10 * \frac{-3}{10}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s} = \frac{200 * 10^{-3}}{0.225 * 348} = 25.57 * 10^{-3} \text{ cm}^2$$

$$A_s = 25.574 \text{ cm}^2$$

➤ A l'ELS :

Chapitre. VIII: étude transversale

On a $b=1\text{ml}$

$h=0.25\text{ml}$

$M_{ser}=14.69\text{MN.m}$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{nf_{tj}})\right) = 228.63\text{MPa}$$

$N=1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

$$Z = d\left(1 - \frac{\alpha'}{3}\right)$$

$d = h - c = 0.25 * 0.9 = 0.225\text{m}$

$$\alpha' = \frac{15 * \sigma_{bc}}{(15 * \sigma_{bc}) + \sigma_s} = \frac{15 * 0.6 * 35}{(15 * 0.6 * 35) + 228.63} = \frac{315}{543.63} = 0.579$$

$$Z = 0.225\left(1 - \left(\frac{0.579}{3}\right)\right) = 0.173\text{m}$$

Alors :

$$A_{s1} = \frac{0.1469}{0.173 * 228.63} = 37.16\text{cm}^2$$

✚ On remarque que la section d'acier donnée à l'ELS est supérieure que celle donnée par le calcul à l'ELU. Alors on prend la section maximale.

Donc on aura dans le sens longitudinal :

$$A_t = \frac{A_{s1}}{3} = \frac{37.16}{3} = 12.38\text{cm}^2$$

➤ Selon le BPEL, la condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b * d = 0.23 * \frac{2.7 * 1 * 0.225}{400} = 3.49\text{cm}^2$$

Donc :

$A_s = 37.16\text{cm}^2$ soit 7HA20+10HA16

$A_t = 12.38\text{cm}^2$ soit 4HA16+4HA14

Le restes de calculs sont présentés dans les tableaux suivants :

Chapitre. VIII: étude transversale

Dalle supérieure									
Moment	Mser (t.m)	H (m)	D (m)	Z (m)	As (cm ²)	At (cm ²)	Asmin (cm ²)	Armatures longitudinale	Armature transversale
Moment positif	15.46	0.25	0.225	0.173	39.11	13.04	3.49	7HA16	8HA25
Moment négatif	-14.69	0.25	0.225	0.173	37.16	12.38	3.49	7HA25	4HA16+4HA14

Tab. VIII. 11: Ferrailage du hourdis supérieur

Dalle inférieure									
Moment	Mser (t.m)	H (m)	D (m)	Z (m)	As (cm ²)	AL (cm ²)	Asmin (cm ²)	Armatures longitudinale	Armature transversale
Moment positif	0	0.9	0.87	0.692	0	0	12.57	4HA20	4HA20
Moment négatif	0	0.9	0.87	0.692	0	0	12.57	4HA20	4HA20

Tab. VIII. 12: Ferrailage du hourdis inférieur

Ame de gauche									
Moment	Mser (t.m)	H (m)	D (m)	Z (m)	As (cm ²)	AL (cm ²)	Asmin (cm ²)	Armatures longitudinale	Armature transversale
Moment positif	13.39	0.6	0.57	0.454	14.11	4.70	8.38	6HA14	7HA16
Moment négatif	-7.54	0.6	0.57	0.454	7.94	2.65	8.38	6HA14	4HA16

Tab. VIII. 13: Ferrailage du l'âme gauche

Ame de droite									
Moment	Mser (t.m)	H (m)	D (m)	Z (m)	As (cm ²)	AL (cm ²)	Asmin (cm ²)	Armatures longitudinale	Armature transversale
Moment positif	13.76	0.6	0.57	0.454	14.5	4.83	8.38	6HA14	10HA14
Moment négatif	-6.20	0.6	0.57	0.454	6.53	2.18	8.38	6HA14	6HA12

Tab. VIII. 14: Ferrailage âme droite

Chapitre. VIII: étude transversale

Pote-à-faux gauche									
Moment	Mser (t.m)	H (m)	D (m)	Z (m)	As (cm ²)	At (cm ²)	Asmin (cm ²)	Armatures longitudinale	Armature transversale
Moment positif	0	0.25	0.225	0.173	0	0	3.49	8HA8	8HA8
Moment négatif	-2.03	0.25	0.225	0.173	5.13	1.71	3.49	8HA8	5HA12

Tab. VIII. 15: Ferrailage du Porte-à-faux gauche

Pote-à-faux droite									
Moment	Mser (t.m)	H (m)	D (m)	Z (m)	As (cm ²)	At (cm ²)	Asmin (cm ²)	Armatures longitudinale	Armature transversale
Moment positif	0	0.25	0.22	0.2	0	0	3.49	8HA8	8HA8
Moment négatif	-1.37	0.25	0.22	0.2	3.46	1.15	3.49	8HA8	8HA8

Tab. VIII. 16: Ferrailage du Porte-à-faux droite

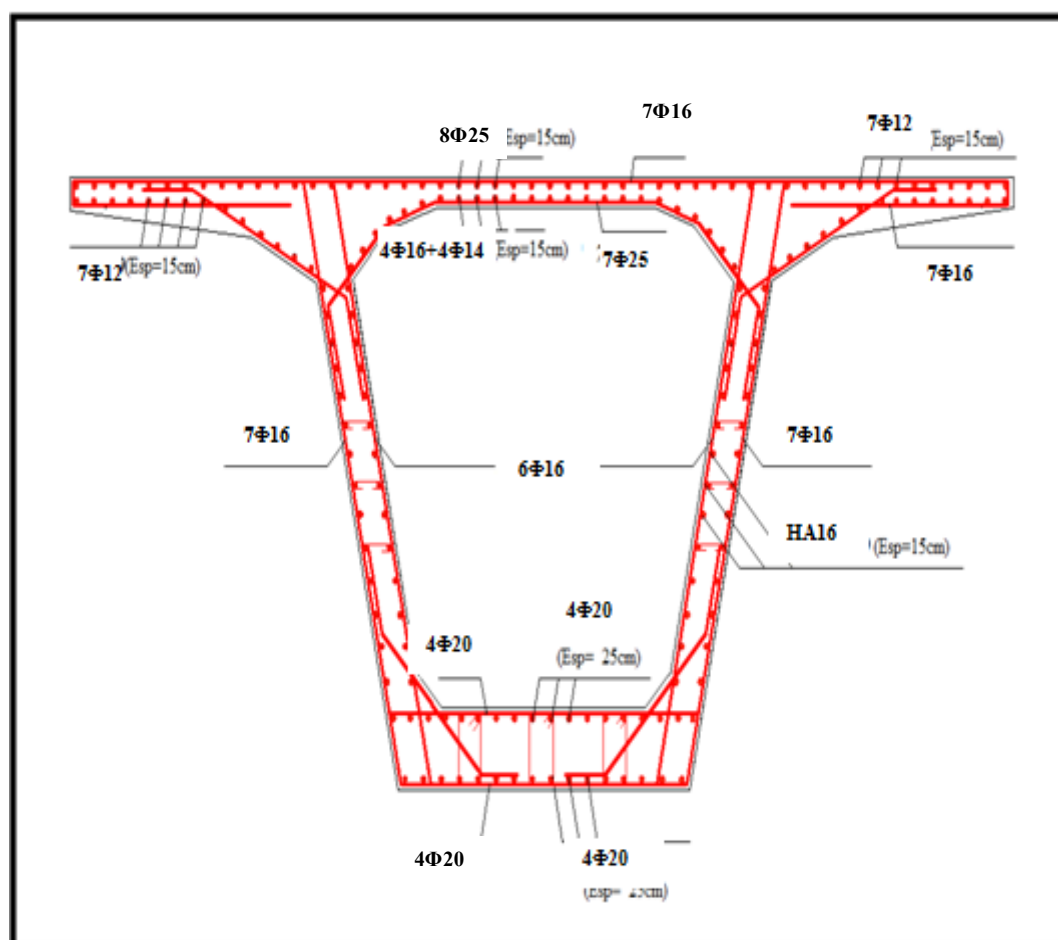


Figure VIII-12 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile.

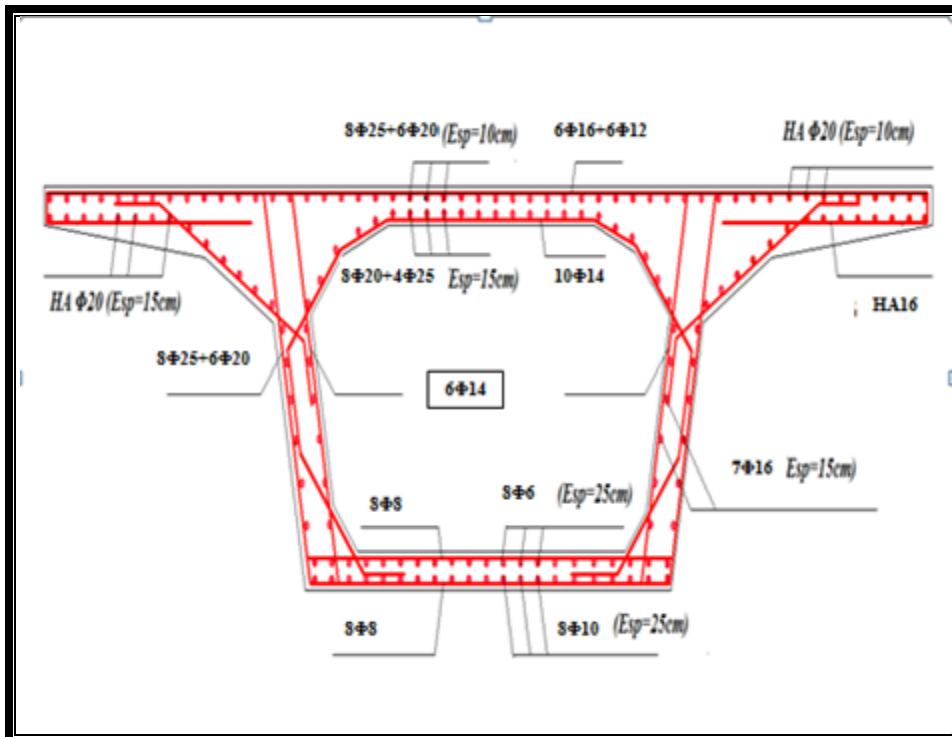


Figure VIII-13 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la clé.

chapitre IX



Chapitre IX : effort tranchant

Introduction

La partie résistante d'un caisson à l'effort tranchant est celle de l'âme, la table supérieure et inférieure sont des éléments résistants à la flexion.

L'âme d'une poutre sera donc dimensionnée pour :

- Résister à l'effort tranchant.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontrainte avec, en cas de vibrations, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

IX. 1. Détermination de l'effort tranchant :

IX. 1.1. Effort tranchant du aux charges extérieures :

L'effort tranchant du aux charges extérieures sera celui trouvé pour la combinaison la plus défavorable à l'ELS, soit la combinaison $G + 1.2 (A1+St)$

IX. 1.2. Effort tranchant du 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 du aux charges extérieures

L'effort tranchant provoqué par la précontrainte (H.THONIER 92, [Réf.8]) est :

$V_f = P \sin \alpha$, avec $P = n P_0$, tel que :

n : nombre de câbles arrêtés dans le voussoir considéré.

P_0 : contrainte dans le câble comptée avec 25% de pertes

α : angle d'inclinaison du câble par rapport à l'horizontale.

On suppose que sur les 62 câbles du fléau, les huit premiers ancrés à l'extrémité du premier voussoir ont subit une inclinaison moyenne de 20° .

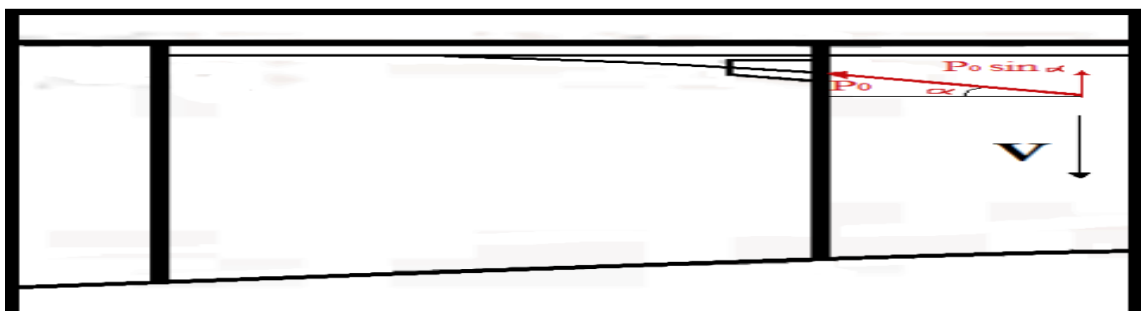


Fig. IX.1. Effort tranchant dans une poutre de hauteur variable en béton précontraint.

La réduction de l'effort tranchant dans cette section vaut :

$$V_f = 8 \times P_0 \times \sin 20^\circ$$

Avec $P_0 = 294.73$ t. pour les câbles **19 T15**

$$V_f = 8 \times 294.73 \times \sin 20 = 806.43 \text{ t}$$

Le moment dû au précontraint est :

$$M_p = n_f \cdot P_0 \cdot (V - 0, 20)$$

$$\Rightarrow M_p = 62 \times 294.73 \times (3.818 - 0, 20) = 66112.65 \text{ t. m}$$

Les effets totaux :

$$V_T = V_{ser} - V_f \Rightarrow V_T = 3039.8 - 806.43 = 2233.37 \text{ t}$$

$$M_T = M_{ser} - M_p \Rightarrow M_T = -25150.75 - 66112.65 = 91263.4 \text{ t. m}$$

$V_{ser} = 3039.8$ t et $M_{ser} = -25150.75$ t. , obtenus sous la combinaison à l'ELS :

$G + 1.2 (Al+St)$.

IX. 1.3. Effort tranchant du 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]).

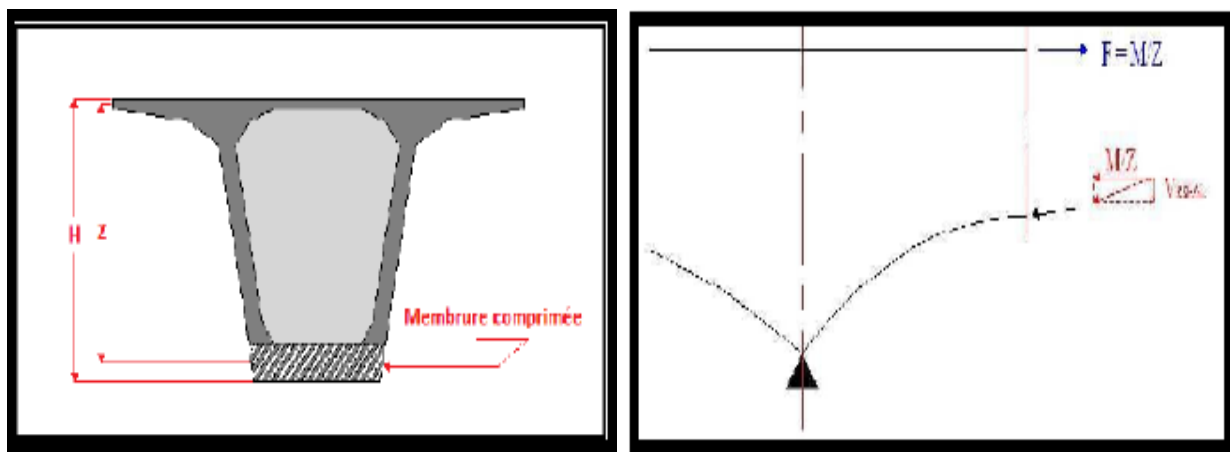


Fig. IX. 2. Prise en compte de l'effet RESAL dans une poutre caisson de hauteur variable.

Nous devons donc calculer la contrainte normale moyenne sur le hourdis inférieur, soit la contrainte à mi-hauteur de ce hourdis.

La contrainte de compression moyenne du hourdis inférieur est :

$$\sigma_{inf} = \frac{n_f P}{S} + \frac{M}{I} \cdot \left(v' - \frac{e_{hinf}}{2} \right)$$

Avec :

- **nr** : Nombre total de câble du fléau.
- **P₀** : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12 T15s peut créer, P₀ est estimé à 25% de perte.
- **S** : Section du voussoir considérée.
- **I** : Moment d'inertie du voussoir considérée.
- **V'** : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.
- **M** : Moment total des voussoirs.
- **e_{inf}** : Epaisseur de hourdis inférieur.

$$\sigma_{inf} = \frac{62 \times 2.9473}{49.76} + \frac{912.63}{329.53} \cdot \left(5.182 - \frac{0.9}{2} \right) = 16.77$$

Caractéristiques de la section: **(2, 25 m de l'encastrement)**

h = 8.425 m ; **S** = 49.76m² ; **I** = 329.53m⁴

e_{inf} = 0,734 m ; **V'** = 5.182 m ; **V** = 3.818 m

Pour x = 2,25 m :

$$tg\phi = \frac{9 - 8.425}{0 - 2.25} = 0.255$$
$$\phi = 0.250 \text{ rad}$$

La correction du **Résal** nous donne :

$$\Delta V_r = \sigma_{inf} \times B \times e_{inf} \times \sin \phi$$

$$= 16.77 \times 4 \times 0,9 \times \sin 0,250 \Rightarrow \Delta V_r = 14.93 \text{ MN}$$

Avec :

B : Largeur du hourdis inférieur.

IX. 2. Justification des âmes :

La partie résistante due à l'effort tranchant est représentée par les âmes. L'effort tranchant réduit à prendre en compte est :

$$V_{réduit} = V_T - \Delta V_r$$

$$V_{réduit} = 2233.37 - 1493.63 = 739.74 \text{ t}$$

IX. 2. 1. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement : (BPEL 91, [Réf.13])

$$\tau = \frac{V_R}{b_n \cdot Z} \quad \text{Tel que :} \quad Z = \frac{I}{S(y)}$$

Chapitre IX : effort tranchant

Avec :

- Z : bras de levier
- 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.
- VR : effort tranchant réduit (selon les combinaisons de l'ELS).
- bn : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et

le diamètre des câbles qui traversent cette âme $bn = (0,6 - 0,1) = 0,5 \text{ m}$

➤ Justification à l'ELS

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par l'expression de **CHALOS** et **BETEILLE**

$$\tau_b^2 = \frac{\bar{G}_b}{G'_b} (\bar{G}'_b - G'_b) (\bar{G}_b + G'_b)$$

$$\bar{G}'_b = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{G}_b = 0.6 \left(0.7 + \frac{6}{100} f_{c28} \right) = 1.68$$

$$G'_b = \frac{n_f \times P_0}{S} = \frac{62 \times 2.9473}{17.626} = 10.36 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_b' = 10.36 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3.20 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_b \leq \sigma_b' \rightarrow$ La contrainte de cisaillement est donc vérifiée.

Les résultats obtenus pour la travée de rive sont donnés dans le tableau ci-dessous

Voussoir	$\sin \alpha$	Nbre de câbles arrêtés	vf (MN)	Z (m)	V_{ext} (MN)	M_{ext} (MN.m)	V_{resal} (MN)	V_r	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\bar{\tau}^2$ (MPa)	Obs
½ vsp	0	0	0	8,425	30.39	-251.50	14.92	15.47	2.71	2.72	ok
V1	0.342	8	8.06	7,641	24.91	-194.50	25.32	8.47	2.164	3.20	Ok
V2	0.461	8	10.87	7,216	22.06	-162.33	23.61	12.42	2.242	3.18	Ok
V3	0.446	4	5.26	6,738	19.15	-203.04	23.48	9.59	2.182	3.16	Ok
V4	0.429	4	5.06	6,195	18.51	-260.21	23.79	10.34	2.296	3.12	Ok

Chapitre IX : effort tranchant

V5	0.390	4	4.60	5,687	17.04	-124.19	19.69	7.24	2.306	3.08	Ok
V6	0.4	4	4.71	5,220	16.46	-102.92	18.19	6.45	2.358	3.02	Ok
V7	0.372	4	4.38	4,823	14.80	-26.80	15.43	5.01	2.347	2.95	Ok
V8	0.348	4	4.10	4,530	13.55	3.4	13.77	4.32	2.419	2.88	Ok
V9	0.324	4	3.82	4,242	11.83	9.91	12.74	4.74	2.501	2.88	Ok
V10	0.31	4	3.65	3,985	9.88	53.84	10.96	4.73	2.518	2.8	Ok
V11	0.297	4	3.50	3,731	6.93	65.74	10.06	6.63	2.566	2.73	Ok
V12	0.287	4	3.38	3,674	4.23	84.59	9.14	8.29	2.585	2.66	Ok
V13	0.284	4	3.35	3,529	2.04	125.53	7.82	9.13	2.6	2.61	Ok
V14	0.27	2	1.59	3.75	1.81	162.01	6.88	6.66	1.557	2.60	Ok

Tab. IX.2 : Vérification des contraintes pour la travée de rive.

Les résultats obtenus pour la travée intermédiaire sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Vousoir	$\sin \alpha$	Nbre de câbles arrêtés	vf (MN)	Z (m)	V_{ext} (MN)	M_{ext} (MN.m)	V_{resal} (MN)	V_r	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)	Obs
½ vsp	0	0	0	8,425	28.48	-90.52	12.86	15.61	2.78	2.72	ok
V1	0.342	8	8.06	7,641	27.22	-69.86	22.72	3.56	1.334	3.20	Ok
V2	0.461	8	10.87	7,216	25.30	-59.03	21.39	6.96	2.526	3.18	Ok
V3	0.446	4	5.26	6,738	21.92	-38.42	19.85	3.19	1.268	3.16	Ok
V4	0.429	4	5.06	6,195	19.08	-29.99	18.58	4.56	1.387	3.12	Ok
V5	0.390	4	4.60	5,687	16.11	-24.09	17.37	5.86	1.44	3.08	Ok
V6	0.4	4	4.71	5,220	14.89	-9.03	15.98	5.79	2.375	3.02	Ok
V7	0.372	4	4.38	4,823	11.5	-4.91	14.9	7.78	2.398	2.95	Ok
V8	0.348	4	4.10	4,530	8.19	8.69	13.64	9.55	2.58	2.88	Ok
V9	0.324	4	3.82	4,242	6.46	14.12	12.64	10.00	2.657	2.88	Ok
V10	0.31	4	3.65	3,985	4.27	17.86	11.84	11.22	2.671	2.8	Ok
V11	0.297	4	3.50	3,731	3.61	87.65	9.52	9.41	2.519	2.73	Ok
V12	0.287	4	3.38	3,674	2.37	104.60	8.65	9.66	2.583	2.66	Ok
V13	0.284	4	3.35	3,529	1.54	135.28	7.65	9.39	2.502	2.61	Ok
V14	0.27	2	1.59	3.75	1.03	169.71	6.69	7.25	2.164	2.60	Ok

Tab. IX. 2: Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.

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.

A 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 X



Les équipements de pont

Chapitre X : les équipements de pont

X. 1. JOINTS DE CHAUSSEE

X. 1. 1. Définition

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties de l'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans la plus part des cas, il est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'exigences:

Confort et esthétique

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.
- Absence de bruits de vibrations.

Résistance

- Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garantir le bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

Étanche

- En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé, et aussi une bonne évacuation des eaux.

Fiable

- La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

X. 1. 2. Calcul du souffle des joints

Le joint est dimensionné classiquement pour les effets usuels (température, retrait, fluage, vent, freinage) comme si le pont était en zone asismique.

Sa réalisation, en revanche, tient compte du déplacement sismique pour minimiser les désordres dans ses lèvres supports (entrechoquement), en particulier pour les ponts du groupe 01.

Selon le **RPOA** on dimensionne le joint de chaussée avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4W_T + (1/3)W_S$$

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait+fluage), et la rotation de l'extrémité sous chargement.

W_T : souffle thermique.

W_S : souffle sismique.

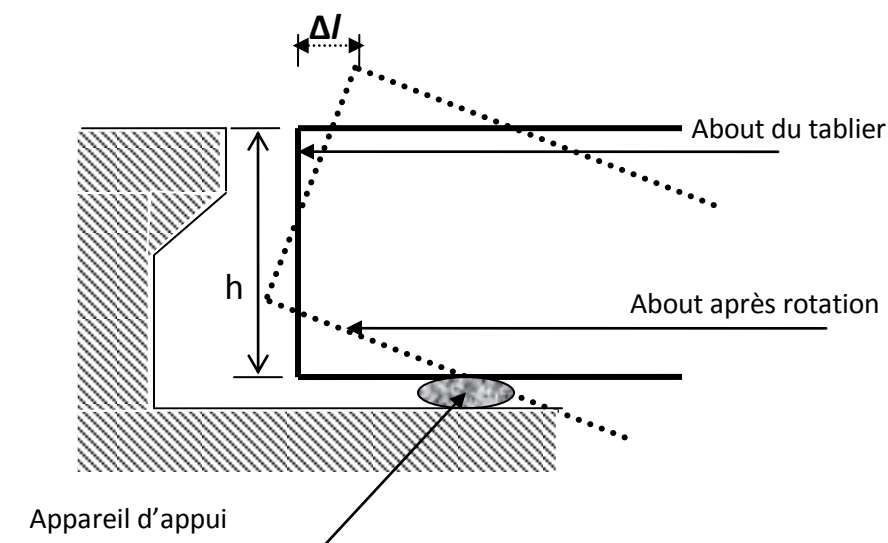
Notre pont est du groupe 02 donc on néglige le souffle sismique.

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.

X. 1. 2. 1. Souffle des déformations (W_D)

➤ Rotation d'extrémité sous chargement

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, est un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times \text{tg } \alpha$ on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rad ce qui crée un déplacement de **5,0 cm**.



➤ Retrait

$$\Delta L = \varepsilon_r \times \frac{L}{2}$$

ε_r : déformation relative dûe au retrait égale à $2 \cdot 10^{-4}$ en climat humide selon BPEL91.

$L=620$

$$\Delta L = 2 \times 10^{-4} \times 310 = 6.20 \text{ cm}$$

➤ Fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra

prendre en première approximation $\frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4}$

k_{fl} : Coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$l/2 = 310 \text{ m} : \quad \frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4} = 310 \times 3 \times 10^{-4} = 9.3 \text{ cm}$$

➤ Dilatation thermique

Effet de la température $T > 0$: raccourcissement relatif est calculé comme suit :

$$\Delta L = \left(\frac{L}{2}\right) \times \lambda \times \Delta T$$

Avec :

L : la longueur du tablier égale à 412 m.

λ : coefficient de dilatation = 10^{-5} (cas des ouvrages en béton).

ΔT : la variation de température = $+30^\circ\text{C}$.

$$\text{Donc : } \Delta L = \frac{620}{2} \times 10^{-5} \times 30 = 9.3 \text{ cm}$$

Effet de la température $T < 0$ dans ce cas $\Delta T = -10^\circ\text{C}$.

$$\Delta L = \frac{620}{2} \times 10^{-5} \times (-10) = 3.1$$

➤ Souffle sismique

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$F = K \times x \rightarrow x = \frac{F}{K}$$

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 :

$$F = S_{aeh} \times M$$

Avec :

- **S_{aeh}**: 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** :

$$\text{Talque : } T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

K = Σ K_i : Est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

b) **Calcul de la masse (M)**

On a la masse du tablier est déjà calculée dans le (**Chapitre V**) qui est égale :

$$M_t = 26601.5221t$$

La masse des quatre piles :

$$M_P = \frac{1}{2}(M_{P1} + M_{P2} + M_{P3} + M_{P4})$$

$$M_{P1} = [(18 \times 4 \times 1.5) \times 2 + [2 \times (4 * 1.5) + 2 \times (5 \times 0.8)]34.64] \times 2.5 \\ = 1232.78t$$

$$M_{P2} = [(18 \times 4 \times 1.5) \times 2 + [2 \times (4 * 1.5) + 2 \times (2 \times 0.8)]50.21] \times 2.5 \\ = 2448.056t$$

$$M_{P3} = [(18 \times 4 \times 1.5) \times 2 + [2 \times (4 * 1.5) + 2 \times (5 \times 0.8)]38.17] \times 2.5 \\ = 1303.52t$$

$$M_{P4} = [(18 \times 4 \times 1.5) \times 2 + [2 \times (4 * 1.5) + 2 \times (5 \times 0.8)]28.59] \times 2. \\ = 1111.85t$$

$$M_P = \frac{1}{2}(1232.78 + 2448.056 + 1303.525 + 1111.85)$$

$$M_P = 2596.137t$$

Chapitre .X: les équipements de pont

Donc :

$$M = M_t + M_p = 26601.5221t + 2596.137$$

$$\Rightarrow M = 29197.71 t$$

c) Calcul des rigidités (K)

La culée est considérée comme un élément infiniment rigide, pour cela on devra calculer seulement la rigidité des appareils d'appuis.

$$K = G \times \frac{A}{T}$$

Avec :

- **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.

$$\text{Alors : } K = 80 \times \frac{1.3 \times 1.3}{180 \times 10^{-3}} = 15022200 \text{ N/m}$$

Donc la rigidité de l'appui est :

$$K_c = 2 \times K = 1502.22 \times 2 = 30044400 \text{ N/m}$$

$$\text{On a deux culées} \Rightarrow K_c = 60088800 \text{ N/m}$$

Pour les piles

On a quatre piles de hauteurs différentes :

piles	Hauteurs(m)
P1	52.639
P2	68.212
P3	56.176
P4	46.593

Ses dernières sont encastrées au niveau du tablier et fondations.

On à :

$$K = \frac{12EI}{h^3}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\ 000 \text{ MPa} = 33000 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$K_P = \sum_1^4 K_{Pi} = (K_{P1} + K_{P2} + K_{P3} + K_{P4})$$

$$K_{P1} = 113125641N/m$$

$$K_{P1} = 51987818.5N/m$$

$$K_{P1} = 93074670.6N/m$$

$$K_{P1} = 163125524N/m$$

$$K_P = \sum_1^4 K_{Pi} = (113125641 + 51987818.5 + 93074670.6 + 163125524)$$

$$K_P = 421313655N/m$$

➤ **La rigidité totale de structure**

$$K = K_{p_{cu}} + K_{p_{pil}}$$

$$\Rightarrow K = 6008.88 + 42131.365 = 481402455 \text{ tN/m}$$

➤ **La période**

$$T = 5.67s$$

On tire du **RPOA** le **T₁** et **T₂** et le coefficient **S** en fonction de la zone sismique et le site

$$T_1 = 0,2 \text{ s} ; T_2 = 0,5 \text{ s} ; S = 1,2$$

Spectre de réponse (**RPOA**) : $0 \leq T \leq T_1$

Composante horizontale:

$$S_{ae}^h = 2.5AS \text{ gS} \frac{3T_2}{T^2} \quad T \geq 3.0S$$

- A : coefficient d'accélération de zone soit **A=0.20**
- S : coefficient de site **S=1.2**
- T₁ et T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site soit
- η : Facteur de correction d'amortissement soit $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$

On a béton précontraint $\Rightarrow \xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1$

$$S_{ae}^h = 0.27 \text{ m/s}^2$$

$$S_{ae}^h(T, \xi) = 0.27 \text{ m/s}^2$$

$$F = 32192.02 \times 10^4 \times 0.27 = 80185195 \text{ N}$$

$$\text{Alors: } X = \frac{F}{K} = \frac{80185195.01}{481402455} = 16.65 \text{ cm}$$

Ce qui donne un souffle totale de :

$$W = W_D + 0.4W_T + (1/3)W_S$$

$$W = (5 + 9.3 - 6.2) + 0.4 \times (9.3 - 3.5) + 1/3 \times (16.65) = 15.97 \text{ cm}$$

Chapitre .X: les équipements de pont

X.1.3.Type de joint choisi

On choisi le type de joint de chaussée selon le souffle calculé et. En regardant le catalogue de joints de chaussée **CIPEC**, on constate que pour un souffle de **15.97 cm** il faut considérer la famille de joints appelée **Wd** (souffles moyens).

Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde t intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci dessous montre la forme de ce joint

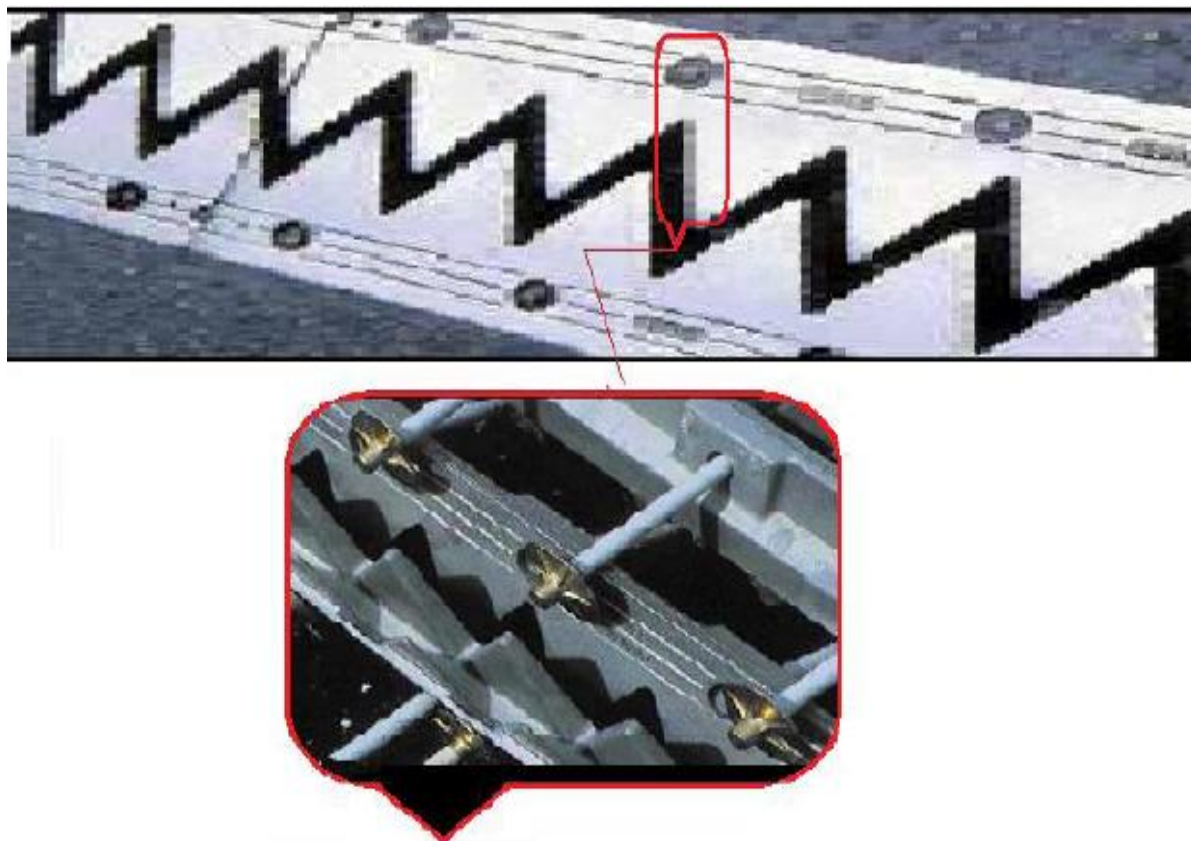


Fig. X.1 : Joint du type Wd (souffle moyen).

Le modèle pris est fonction du souffle et du biais de l'ouvrage, qui vaut zéro degré

Type	Droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	94	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Tab. X.2: Différents modèles des jointsWd.

Chapitre .X: les équipements de pont

Type	<i>A</i> _{mi} <i>n</i>	<i>A</i> _{ma} <i>x</i>	<i>B</i> _{mi} <i>n</i>	<i>A</i> _{ma} <i>x</i>	<i>C</i> _{mi} <i>n</i>	<i>C</i> _{ma} <i>x</i>	<i>D</i> _{mi} <i>n</i>	<i>D</i> _m <i>ax</i>	<i>H</i>	<i>E</i>	<i>L</i>	<i>F</i>	<i>P(KN)</i> *	<i>(Nb)</i> * *
<i>Wd</i> ₆₀	65	125	185	245	125	188	20	80	55	200	200	52.5	65	5
<i>Wd</i> ₈₀	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62.5	65	6
<i>Wd</i> ₁₁₀	120	230	300	400	210	320	40	150	82	250	210	85	100	5
<i>Wd</i> ₁₆₀	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	300	120	190	4
<i>Wd</i> ₂₃₀	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	350	170	190	5

Tab. X.3 : Caractéristiques physiques des joints *Wd*

Dimensions en mm ;

- $P(KN)_*$: Efforts de mise en tension par fixation ;
- $(NB)_{**}$: Nombre de fixations par élément

Suivant le souffle total, on choisit le joint *Wd*₁₆₀.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

Le rôle d'un appareil d'appui, placé à la liaison d'une structure et son support, est de permettre dans certaines limites et sous certaines conditions :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appui métallique.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

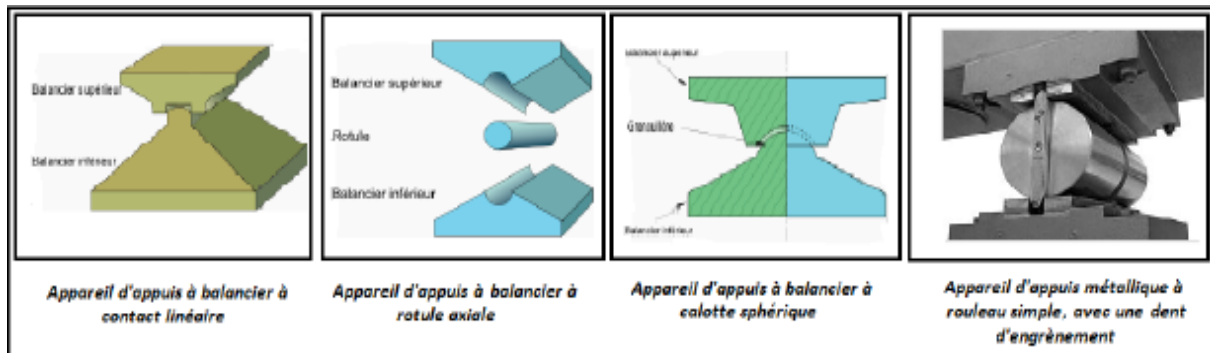


Fig. X.2. Appareils d'appuis métalliques



Fig. X.3. Appareils d'appuis en béton

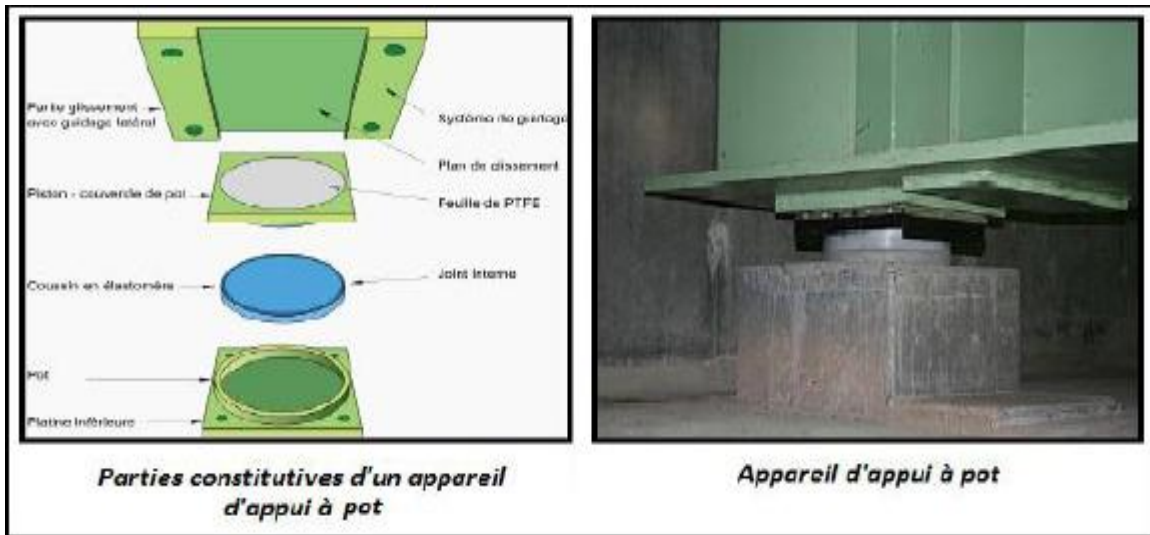


Fig. X.4 : Appareils d'appuis à pot

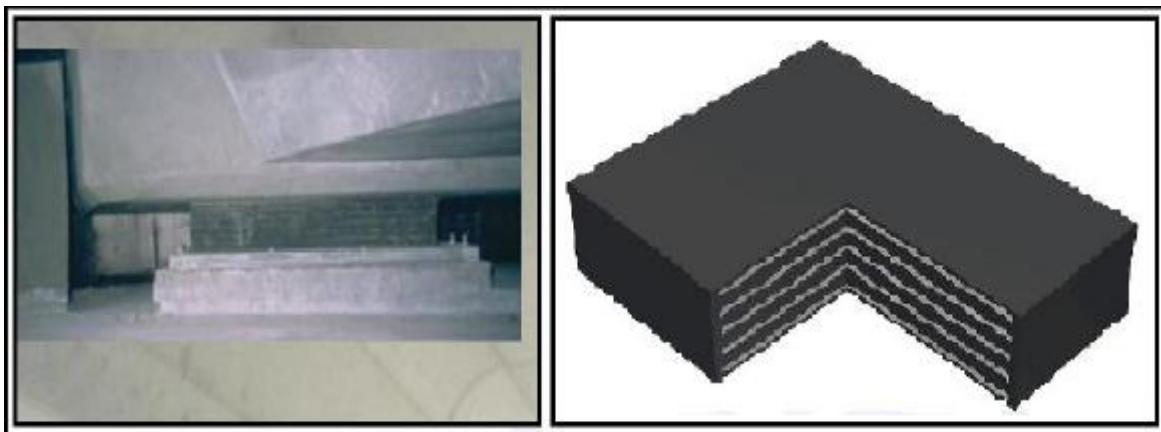


Fig. X.5 : Appareils d'appuis en élastomère fretté

Chapitre .X: les équipements de pont

VIII.2.1. Le choix de l'appareil d'appui pour notre ouvrage :

Dans notre cas on a opté pour les appareils d'appui en élastomère fretté car ce type d'appareil 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 contrôle
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis
- Ils n'exigent aucun entretien
- Leur coût est relativement modéré.

VIII.2.2. 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 :

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.

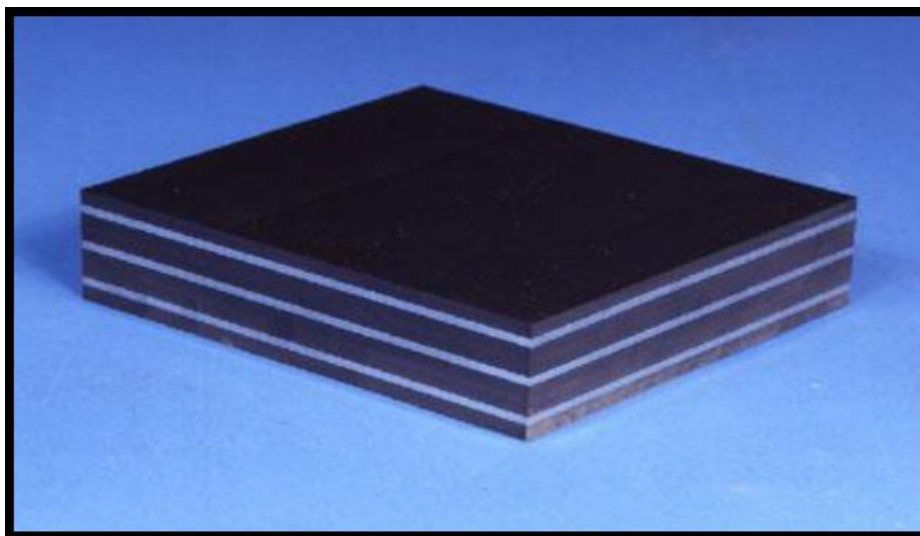


Fig. X.6 : Appareil d'appui en élastomère fretté.

Chapitre .X: les équipements de pont

Selon le guide SETRA, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils quel que soit leur type :

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée.
- L'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent.
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement.
- Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et l'effet indirect dû aux déformations de l'appui).

Le matériau de base est obtenu en faisant subir une série de transformations au matériau brut malaxé avec différentes charges, inertes ou renforçant. Après traitement, le produit représente sous forme de feuilles de quelques millimètres d'épaisseur. Celles-ci sont empilées avec des frettes métalliques dans des moules dont les dimensions correspondent à celles du produit que l'on veut obtenir. L'ensemble est alors comprimé et vulcanisé (par chauffage).

II.2.3 Le matériau 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.

II.2.4 Caractéristiques de l'élastomère

Le principal paramètre physique de l'élastomère qui intervient dans le dimensionnement de l'appareil d'appui est son module de cisaillement conventionnel G . Sauf spécification contraire, la valeur nominale G du module de cisaillement conventionnel est de 0,8 MPa. C'est cette valeur qui doit être introduite dans les calculs.

II.2.5. Dimensionnement de l'appareil d'appui

Le dimensionnement des appareils d'appuis est basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage, qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

II.2.5.1 Réactions dues aux combinaisons du poids propre et surcharges

Les réactions sont calculées à l'ELS à l'aide des combinaisons suivantes :

- $G + 1,2 (A(L) + ST)$
- $G + 1,2 (BC + ST)$
- $G + Mc120$
- $G + D240$

Chapitre .X: les équipements de pont

La réaction sera calculée à l'ELS sous la combinaison la plus défavorable suivante :

$$G + 1,2 (A(L) + St).$$

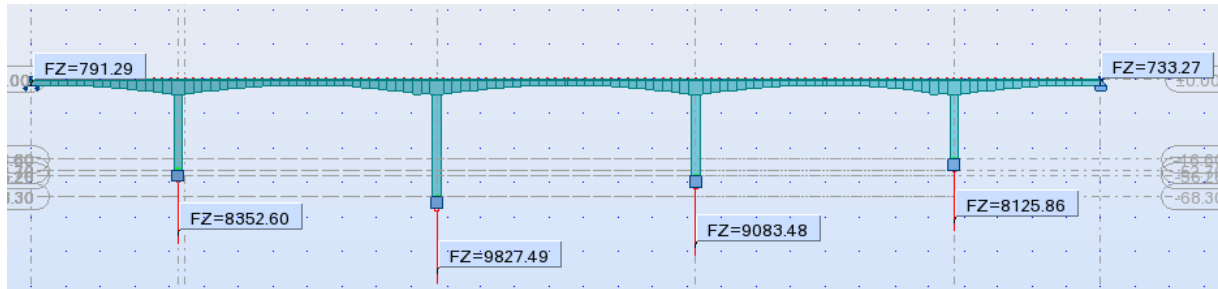


Figure X.7 : Réactions d'appuis.

Pour notre dimensionnement on prend la réaction la plus prépondérante :

$$R_{\max} = 9827.49t$$

Au niveau des piles le nombre d'appareils d'appuis est fixé à quatre d'où la réaction de chaque appui sera égale à :

$$R_{app} = \frac{R_{\max}}{4} = \frac{9827.49}{4} = 2456.87 T$$

II.2.6 L'aire de l'appareil d'appuis

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante (il doit vérifier les contraintes de compression)

$$2MPa \leq \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15MPa$$

- N_{\max} : est la réaction maximale
- σ_m : contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{ma}
- 2MPa condition de non cheminement
- 15 MPa condition de non écrasement

Donc :

$$2 \leq \frac{24.5687}{a \times b} \leq 15 \rightarrow 0.081m \leq \frac{1}{a \times b} \leq 0.61 \rightarrow 1.64 \leq a \times b \leq 12.34m^2$$

On prend $a*b=1.7m^2$ d'où les dimensions de l'appareil d'appui suivantes :

$a= 1.3 m$, et $b= 1.3 m$

II.2.6. Hauteur nette de l'élastomère T

Pour cela on doit respecter la condition suivante de non flambement de l'appareil d'appui :

$$(a/10) \leq T \leq (a/5) \text{ ce qui implique } 130 \leq T \leq 260$$

Chapitre .X: les équipements de pont

On prend $T = 15\text{cm}$

- 10 feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur $t=14\text{mm}$
- 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur $t/2 = 7\text{mm}$
- 10 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s=4\text{mm}$

Dons notre appariel d'appui a pour dimensions $(a*b)= (1.3*1.3)\text{ m}^2$ et une hauteur totale T de 20cm

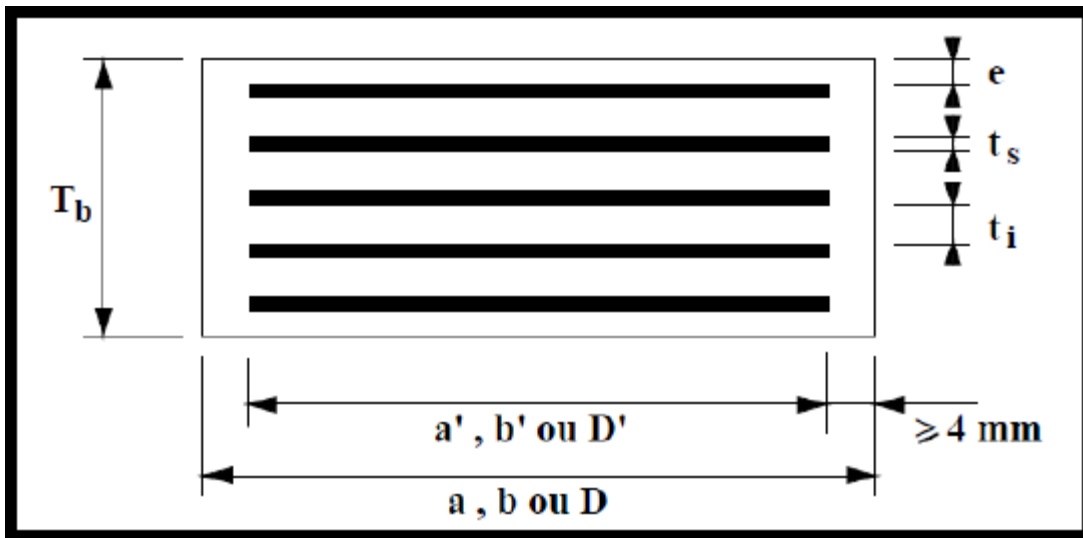


Figure X.8 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

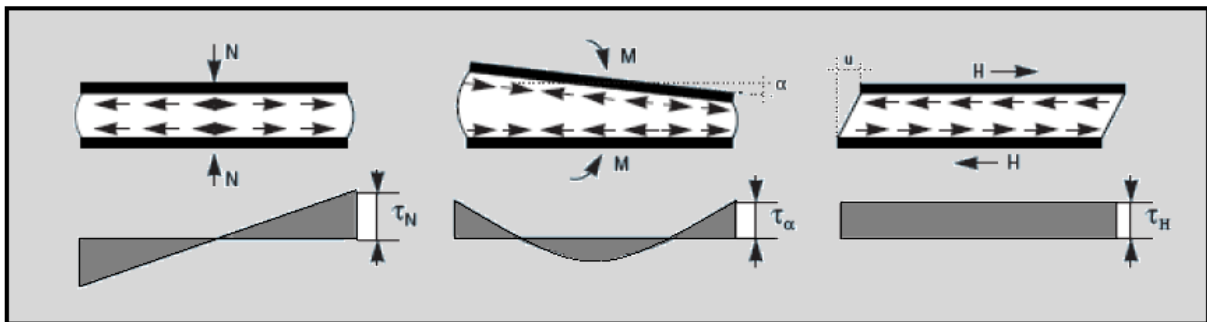


Fig. X.9: Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations.

La contrainte maximale de cisaillement est :

$$\tau_N = \frac{3t(a+b)R}{a^2 \cdot b^2} = \frac{3 \cdot 14 \cdot (1300 + 1300) \cdot 2456.87 \cdot 10^4}{2.8561 \cdot 10^{12}} = 0.557\text{MPa}$$

La distorsion maximale est :

$$\varepsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{0.557}{0.8} = 0.696$$

- **Compression : sous réaction verticale :**

$$\sigma'_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15\text{MPa}$$

Chapitre .X: les équipements de pont

Les contraintes maximales de cisaillement qui se développent sur les bords de chaque feuillet sont :

$$\tau_R = \frac{3 \times t(a + b)R}{a \times b}$$
$$\sigma'_m = \frac{24.56787}{1.3 \times 1.3} = 14.53 < 15MPa$$
$$\tau_R = \frac{3 \times 0.014(1.3 + 1.3)98.2749}{1.3 \times 1.3} = 4.025MPa$$

➤ **Distorsion : déformation angulaire**

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

1^{er} cas : La déformation u_1 de l'appareil est lente (effort horizontal H_1 de dilatation, retrait, fluage).

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times \mu_1}{T}$$

G = 0,8 MPa module de déformation transversale d'élastomère.

$u_1 = 93 \text{ mm}$

T = 200 mm

$$\tau_{H1} = \frac{0.8 \times 93}{200} = 0.372MPa$$

2^{ème} cas: L'appareil est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge) provoque u_2 :

G est doublé sous l'effort dynamique. Fascicule 61 titre II

➤ **Force de freinage développé par Système A (L)**

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante :

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.0035S} \times A(l) = 0.02246t$$

➤ **Force de freinage développé par système BC**

Un camion peut développer un effort de freinage. Un seul camion est supposé freiner

Donc :

$$H_2 = \frac{30}{2} = 15t$$
$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{G \times \mu_1}{T} = \frac{150000}{1300 \times 1300} = 0.0887$$

$$\tau_{H2} = 0.0887 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 0.372 + 0.0887$$

$$\tau_H = 0.4601 \text{ MPa}$$

➤ Contrainte de cisaillement due à la rotation

La contrainte de cisaillement sous la rotation τ_{α}

$$\tau_{\alpha_t} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T$$

Avec :

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de **0,02 rad**

α : égale à **0,003 rad**.

$$\tau_{\alpha_t} = \frac{0.8}{2} \left(\frac{1300}{200} \right)^2 0.023$$

$$\tau_{\alpha_t} = 0.389 \text{ MPa}$$

Limitation des contraintes de cisaillement

On doit vérifier les conditions suivantes :

1) $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha_t} \leq 5 G$.

2) $\tau_{H1} \leq 0,5 G$.

3) $\tau_H \leq 0,7 G$.

4) $\tau_{\alpha_t} \leq \tau_N$.

1^{ère} condition : $4.025 + 0,4601 + 0,389 = 4.874 \text{ MPa} \leq 5 \times 0,8 = 4 \text{ MPa}$ Condition non vérifiée.

2^{ème} condition : $0,372 \text{ MPa} \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

3^{ème} condition : $0,4601 \text{ MPa} \leq 0,7 \times 0,8 = 0,56 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

4^{ème} condition : $0,389 \text{ MPa} \leq 4.874 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

X. 2.7 Vérification de l'appareil d'appuis

X.2.7.1. Vérification de Condition de non-cheminement et de non-glissement

Les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition de non - cheminement}$$

$$H \leq f \cdot N_{min} \quad \rightarrow \text{Condition de non - glissement}$$

Avec :

Chapitre .X: les équipements de pont

- N_{min} : est la réaction engendrée par la combinaison moins défavorable, $N_{min} = 758.63t$
- H : effort de freinage qui vaut $30 t$.
- f : est le coefficient de frottement.

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{14.51} = 0.14$$

$$H = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) \times a \times b = (0.372 + 0.0887) \times 1300 \times 1300 = 778583N$$

$$\sigma_{min} = \frac{758.63}{1300 \times 1300} = 4.48MPa > 2MPa \text{ Condition est vérifiée}$$

$$H = 778583 \leq f \cdot N_{min} = 1052082 \text{ condition est vérifiée}$$

X.2.7.2. Vérification de condition de non flambement

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$
$$\frac{1300}{10} \leq 200 \leq \frac{1300}{5}$$

$$130 \leq 200 \leq 26 \rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

X.2.7.3. Vérification de condition de non-soulèvement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a \times b} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\text{On a : } \alpha_t = 2.3 \times 10^{-2}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = \frac{1300 \times 1300}{2 \times 14 \times (1300 + 1300)} = 23.21$$

$$\frac{3}{23.21} \times \frac{200^2}{1300 \times 1300} \times \frac{14.54}{0.8} = 0.059 = 5.56 \times 10^{-2}$$

$$\alpha_t = 2.3 \times 10^{-2} \leq 5.56 \times 10^{-2} \rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

:

$$\tau_{h1} = \frac{0,8 \times 37,76}{75} = 0,40MPa$$

$$\tau_h = \tau_{h1} + \frac{\tau_{h2}}{2} = 0,40 + \frac{0,24}{2} = 0,52MPa$$

➤ Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma'_m}{\sigma_e} \quad \text{Tel que, } t_s \geq 2 \text{ mm, } \sigma_e = 400 \text{ MPa pour l'acier}$$

élémentaire

On prend $t_s = 4 \text{ mm}$

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de : $T_b = n (t_i + t_s) + t_s$

$$10 \times (14 + 4) + 4 = 194 \text{ mm.}$$

Donc on prend $H = 20$

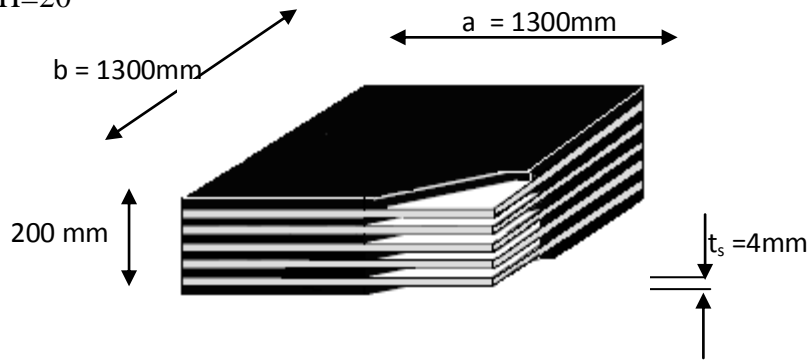


Fig.X.10: Les Dimensions de l'appareil d'appui

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc notre choix de l'appareil d'appui est correct. Et peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

Pour un déplacement composé $(\delta\alpha ; \delta\beta)$

$$A = a + |\delta\alpha^-| + |\delta\alpha^+| + 50 \text{ mm}$$

$$A = b + |\delta\beta^-| + |\delta\beta^+| + 50 \text{ mm}$$

Avec :

$(\delta\alpha^- \delta\beta^-)$: Déplacement dans un sens.

$(\delta\alpha^+ \delta\beta^+)$: Déplacement dans le sens opposé.

Le schéma suivant représente les dimensions en plan du dé d'appui :

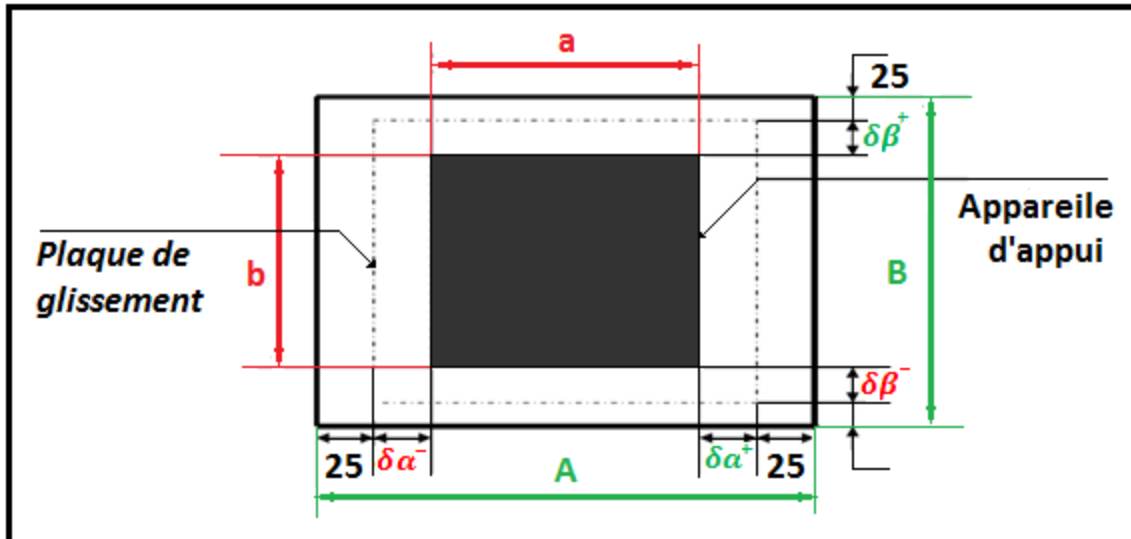


Fig. X.11. Dimensions en plan du dé d'appui

VIII.3. LES DES D'APPUIS

Les dés d'appui ont pour but de diffuser, localiser et prévoir d'éventuelles fissures.

VIII.3.1. Les dimensions de dés d'appuis

Dimensionnement du dé au glissement de l'appareil d'appui :

Pour un déplacement dans les deux cotés égal à 10 cm :

$$A = 1300 + 100 + 50 = 1450 \text{ mm}$$

$$B = 1300 + 100 + 50 = 1450 \text{ mm}$$

La hauteur du dé d'appui :

$$H \geq \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a+b)} = 650 \text{ mm} = 65 \text{ cm} \quad \text{Soit } H=70 \text{ cm}$$

VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis :

Les dés d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante

$$R = 0.25 R_{max} = 0.25 \times 2456.87 = 614.22 \text{ t}$$

$$A_{sc} = \frac{0.25 R_{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

Chapitre .X: les équipements de pont

$$\bar{\sigma}_s = (2/3) f_e = 266,66 \text{ MPa.}$$

$$A_{sc} = \frac{614.2175}{266.66} = 230.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 230.33 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures de profondeur

On met des armatures de profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de

$$R = 0, 125 N_{max}$$

$$A_{sp} = \frac{0.125 R_{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = (2/3) f_e = 266,66 \text{ MPa.}$$

$$A_{sp} = \frac{0.125 \times 2456.87}{266.67} = 115.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp} = 115.16 \text{ cm}^2$$

➤ Armature de diffusion

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

- Ferrailage de surface (frette sup)

Ces armatures sont capables de reprendre

$$R = 4\% N_{max} \implies A_{fs} = \frac{0.04 \times N_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.04 \times 2456.87}{266.67} = 36.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{fs} = 36.85 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage inférieur ou d'éclatement (frette inf.)

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z tel que :

$$\frac{H}{3} \leq z \leq H$$

$$R = 10\% N_{max} \implies A_{fi} = \frac{0.1 N_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.1 \times 2456.87}{266.67} = 92.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{fi} = 92.13 \text{ cm}^2 \text{ soit}$$

X.4.L'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 », soit unique (cas des chaussées séparées) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à 2%. Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles.

La forme de la pente est obtenue soit par un profilage approprié de la couche de roulement, ou au niveau de la dalle supérieure. Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes. Pour le cas de notre projet, 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, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC, elles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

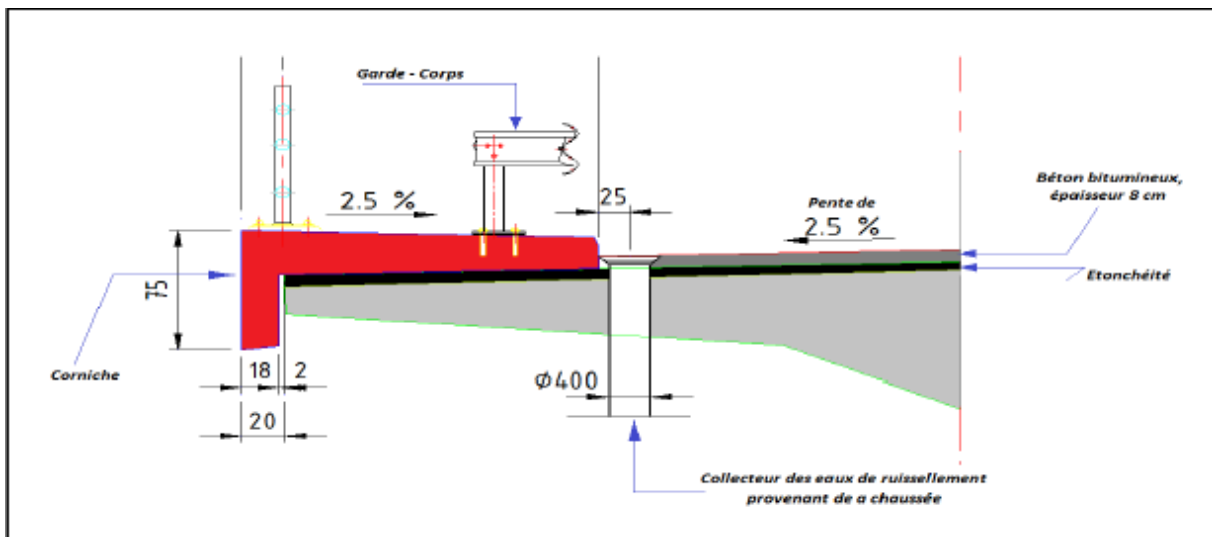


Figure X.12 : Système d'évacuation des eaux.

Chapitre .X: les équipements de pont

X.5. Revêtement des tabliers

Le revêtement des tabliers comprend essentiellement une couche d'étanchéité et une couche de roulement. C'est l'un des équipements le plus important tant par son coût (4 à 5 % du coût total) que par son 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 $\pm 20\%$ dûe au rechargement ultérieure ou aux irrégularités des extrados du tablier.



Figure X.13 : Revêtement du tablier.

X.6. Étanchéité des tabliers

Le béton, même comprimé, n'est pas bien étanche (existence des pores et des ségrégations locales tel que fissures, nids de cailloux et reprise de bétonnage). Pour protéger les armatures contre la corrosion, il est nécessaire de poser une couche d'étanchéité sur la dalle de couverture. En dépassant de 2 à 3% du coût total sur l'étanchéité, on prolonge la durée de vie de l'ouvrage considérablement.

Les types d'étanchéité les plus connus sont:

- Les chapes épaisses (de 3 à 3,5 cm) à base d'asphalte coulé à chaud en bicouche à haute température ($>200^{\circ}\text{C}$).
- Les chapes minces (0,2 à 0,3 cm) à base de résine synthétique adhérente au support.
- Les chapes en feuilles préfabriquées, épaisse (3 cm) à protection incorporé dans la feuille.

La surface de béton sur laquelle on pose l'étanchéité doit être bonne et préparer souvent par un soufflage ou balayage. De plus, l'étanchéité doit protéger l'ouvrage, elle doit être prolongé sous les trottoirs et doit être raccordée aux joints.

X.7. La couche de roulement

La couche de roulement doit présenter un bon uni et être antidérapant. De nos jours, la couche de roulement est constituée par un tapis d'enrobés bitumineux d'épaisseur de 7 à 8 cm et de masse volumique de 2,2 à 2,5 t/m³ (selon la compacité). La couche de roulement présente un

Chapitre .X: les équipements de pont

problème de perméabilité à l'eau. Ainsi, l'eau peut stagner entre la couche de roulement et la chape d'étanchéité.

L'enrobé risque de subir un désenrobage. Pour éviter ce problème, il faut procéder à des dispositions constructives tel que pente plus drainage.

X.8. Les corniches

Le rôle principal des corniches est l'esthétique. Elles présentent la "ligne" de l'ouvrage. Surtout lorsque la dalle est coulée sur place, les corniches permettent de donner une bonne finition pour une bonne vue. C'est ainsi, qu'il vaut mieux les préfabriqués. En plus de ce rôle principal, les corniches peuvent se présenter comme un larmier pour l'écoulement latéral des eaux et ainsi éviter le ruissellement de l'eau sur la partie porteuse de la structure. Enfin, les corniches permettent aussi le scellement des garde-corps.

Les corniches sont surtout en BA préfabriqué et ainsi on prévoit un scellement par une contre corniche (posé sur un bain de mortier). Dans ce cas le poids est de 0,2 à 0,3 t/ml. Mais, elles peuvent être aussi en acier ou même en BA coulé sur place.



Figure X.14: Corniches préfabriquées sur chantier.

X.9. Dispositifs de 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.

X.10. Le garde-corps

Il a 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.

X.11. Les glissières

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

X.12. L'éclairage

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieure dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

chapitre XI



Etude de la pile

Chapitre XI : 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. La conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier que ce soit encastré sur ce dernier ou bien simplement appuyé comme notre cas ou partiellement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de pont.

XI.1. Etude de la pile :

XI.1.1. La géométrie de la pile :

XI.1.1.1. Choix du type de pile :

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau. Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants. Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage.

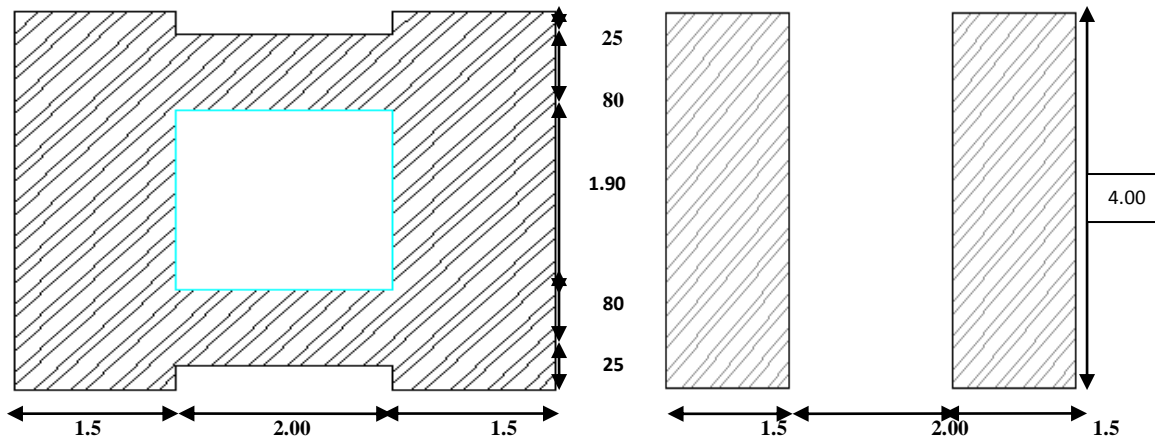


Fig. XI.1. vue en plans de la pile

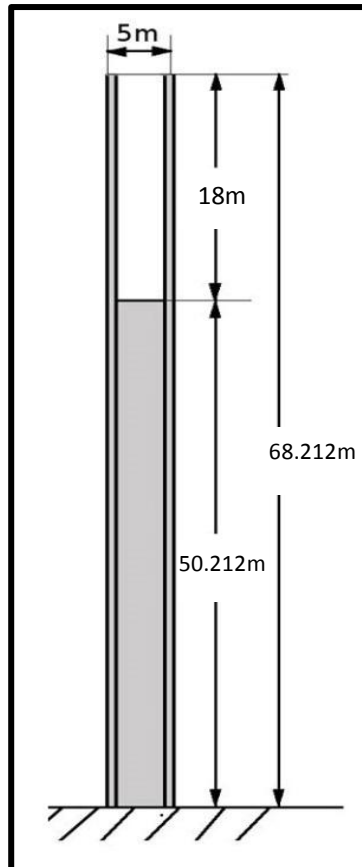


Fig. XI.2 : coupe longitudinale de la pile

XI.1.1.2. Implantation des piles

On a quatre piles, leurs hauteurs H est définies par :

$$H_{pile} = \text{Côte projet} - \text{Côte fondation} - (h_{\text{tablier}} + h_{\text{revêtement}}).$$

Avec :

$$h_{\text{tablier}} = 9 \text{ m}$$

$$h_{\text{revêtement}} = 0.08 \text{ m}$$

Chapitre XI : étude de la pile

Désignation	1	2	3	4
point kilométrique	PK : 16+085	PK : 16+235	PK : 16+385	PK : 16+535
Cote de projet	213.365	216.247	219.129	222.012
Cote TN	165.412	151.035	166.953	183.958
Cote de la fondation (m)	160.728	148.035	162.958	175.419
Hauteur de la pile	52.637	68.212	56.171	46.593

Tab. XI.1 : Points d'implantation des piles.

XI.1.1.3. Pré-dimensionnement de la pile :

La pile est constituée par une semelle horizontale reliant les pieux.

Epaisseur du voile **E** :

$$E = \text{Max} \left[0.5\text{m}; \frac{4H + L}{100} + 0.1\text{m} \right]$$

Tel que :

H : est la hauteur de la pile.

L : la portée de travée centrale

On a: **H= 68.212 m**

L = 150 m

Donc : **E = 4.22 m**, on prendra une épaisseur de **E = 1.5m** de chaque voile.

XI.2. Les Fondations :

Fonder une construction est l'une des plus anciennes activités des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. Selon la capacité du sol à supporter l'ouvrage, les fondations peuvent être superficielles ou profondes.

Les fondations superficielles (dalles, semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol. Elles sont enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place.

Chapitre XI : étude de la pile

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.

Dans le calcul de la capacité portante des fondations profondes, il y a donc à considérer en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement sur les parois latérales de la fondation.

XI.2.1. 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 de **20 m** de profondeur, et de diamètre $\Phi = 1.2 \text{ m}$.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m (document **SETRA**).

XI.2.2. Nombre de files de pieux :

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est référable 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 six files de cinq quatre au niveau des piles, deux files de quatre pieux au niveau des culées

XI.3. La semelle :

On admit que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite (**SETRA1977**) :

XI.3.1. La largeur :

$$B = (N - 1) \times L + 2 \Phi = 13.2 \text{ m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (4).

L : la distance entre deux files ($L = 3\Phi=3.6$).

Φ : diamètre des pieux (1,2m).

XI.3.2.La longueur :

$$L_s = (N - 1) \times L + 2 \Phi = 20.4 \text{ m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (6).

XI.3.3. La hauteur :

$$h_t \geq \frac{L}{2.5} = \frac{3.6}{2.5} = 1.44\text{m}$$
$$h_t = 2\text{m}$$

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 encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

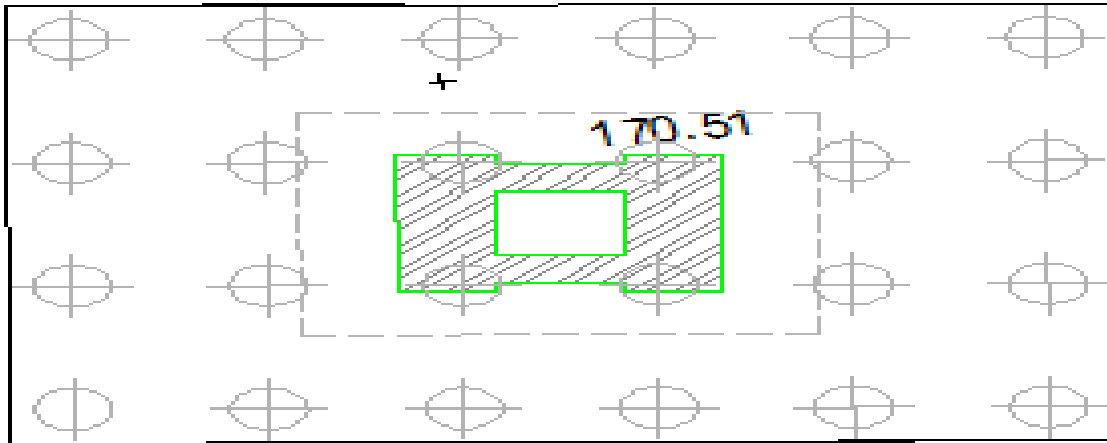


Fig. XI.3: disposition des pieux au niveau des piles

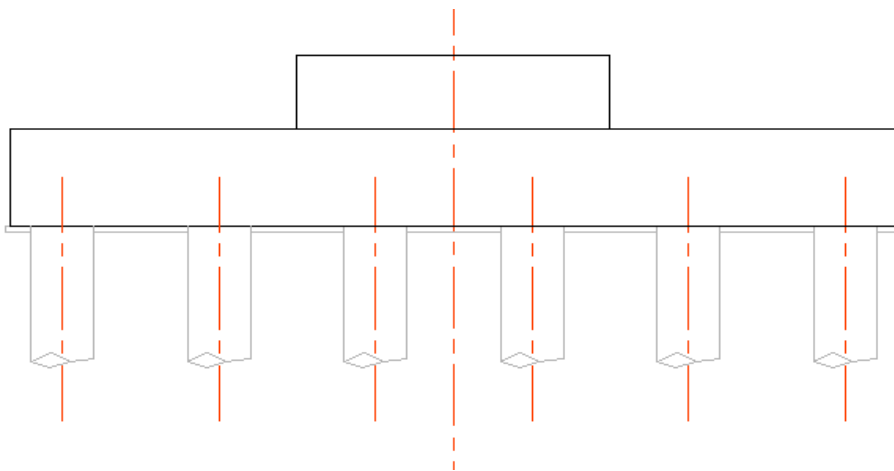


Fig. XI.4 : fondation (sous la pile) sur quatre files de pieux

XI.4. Etude 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 2** de hauteur **H = 68.212 m** qui est la plus élancée.

XI.4.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile :

Les efforts agissant sur la pile sont :

- **G** : La charge permanente de la pile.
- **V** : Poids propre du tablier (la réaction d'appuis verticale sur la pile la plus élancée).
- **W** : La charge du vent.
- **FF**: la force de freinage.
- **Ex** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.
- **Ey** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

➤ **Combinaisons de charge**

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

Etat Limite de Service **E. L. S**: $G_P + V + W + F_F$

Etat Limite Ultime **E. L. U**: $1,35 G_P + V + 1,5 W + F_F$

Etat Limite Admissible **E. L. A**:

$G_P + V + E_x$

$G_P + V + E_y$

➤ **Application numérique**

La charge permanente G

$S = 15.2m^2$; $H = 68, 212 m$

$G_P = S \times H \times \gamma = [(15.2 \times 50.212) + (12 \times 18)] \times 2, 5 = 2448.056 t.$

La charge verticale V

La réaction verticale $V = 9827.49 T$

La charge du vent W

$W = 0,2t/m^2.$ (selon repc)

La force de freinage FF

$F_F = 30 t.$

La composante horizontale du séisme suivant l'axe x : Ex

$G = G \text{ travée} + G \text{ pile} = 6650.38 + 2448.056 = 9098.436 t$

$E_x = 20\% G$

$E_x = 0,2 \times 9098.436 = 1819.687 t$

La composante horizontale du séisme suivant l'axe y : Ey

$E_y = 14\% G$

$E_y = 0,14 \times 9098.436 = 1273.781 t$

Chapitre XI : étude de la pile

➤ Les combinaisons

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par Robot Structural de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

Les combinaisons	ELS	ELU	ELA
Effort normal N (t)	9827.49	12951.26	8338.49
Effort tranchant T (t)	3177.74	4135.24	5508.18
Moment fléchissant My (t.m)	2434.05	6660.47	1264.53

Tab. XI.2 : Les sollicitations maximales sur la pile.

XI.4.2.Ferraillage de la pile

La pile est soumise à la flexion Composée (un effort normal(N) et un moment de flexion autour de l'axe (XOX) « **My** ».

XI.4.2.1 Hypothèses et données

- Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 27$ MPa.
- Résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,22$ MPa.
- Limite élastiques des aciers : $f_e = 400$ MPa.
- Enrobage des armatures $c = c' = 5$ cm.
- Coefficient de fissuration : $n = 1.6$

ELS d'ouverture des fissures:

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) = 207.31 \text{ MPa}$$

ELS d'écrasement du béton :

$$\text{Contrainte limite admissible de compression : } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

- Prise en compte des dispositions sismiques du RPOA.

XI.4.2.2. Armatures longitudinales :

Utilisant les abaques de Walther, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé :

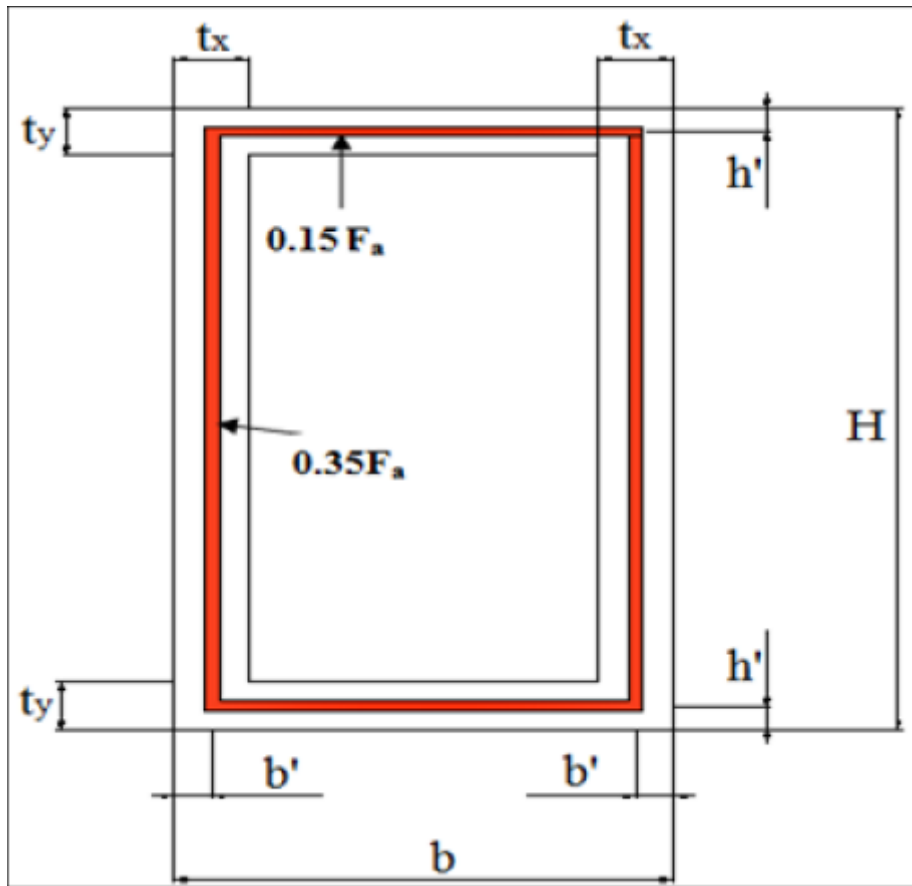


Fig. XI.5: Répartition des armatures de la pile

a) Section:

$b = 500$ (cm), $H = 400$ (cm) , $c = c' = 5$ cm.

b) Condition d'orientation de la section :

$$\frac{t_y}{H} \leq \frac{t_x}{b}$$

$$\frac{0.8}{4} = 0.2 \leq \frac{1}{5} = 0.2 \rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

On a :

$$N_{\min} = N_r = 8338.49 \text{ t}$$

$$M_x = M_{xr} = 6660.47 \text{ t.m}$$

On pose : $M_{yr} = 6660.47 \text{ t.m}$

$$\frac{N_r}{b \times H \times \beta_w} = \frac{8338.49}{5 \times 4 \times 2700} = 0.15$$

$$\frac{M_r}{b \times H^2 \times \beta_w} = \frac{6660.47}{4 \times 5^2 \times 2700} = 0.024$$

Avec :

On a d'après l'abaque $\omega = 0.18$

pour $\sigma_f = 400 \text{ MPa}$

Avec : $M_{xr} = 0 \Rightarrow m_x = 0$

$$n = \frac{m_y}{m_x} = 0$$

$$w = \frac{F_a \times \sigma_f}{b \times H \times \beta_w}$$

$$F_a = \frac{b \times w \times H \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0.18 \times 4 \times 5 \times 27}{400} = 2430 \text{ cm}^2$$

Tel que :

- n : Effort intérieur relatif sans dimension.
- b : Longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 5 m
- H : Longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 4 m
- $\beta_w = \beta_{w28} = 27 \text{ MPa}$ =: résistance du béton sur cube à 28 jours.
- ω : Degré mécanique d'armature totale
- F_a : La section des armatures.
- $\sigma_f = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

Donc:

$$A_{s1} = 0.30 F_a = 729 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 81 \text{ HA } \Phi 32$$

$$A_{s2} = 0.15 F_a = 364.5 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 75 \text{ HA } \Phi 25$$

c) **Condition de non fragilité** : selon le règlement **BAEL91** on a :

$$A_{s \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} (\text{cm}^2)$$

$$f_{tj} = 2.22 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 500 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 0.9 \times 4 = 3.6 \text{ m}$$

$$A_{s \min} \geq 0.23 \times 5 \times 3.6 \times \frac{2.22}{400} = 229.77 (\text{cm}^2) \quad \text{la condition de non fragilité est vérifiée.}$$

XI.4.2.3. Armatures transversales

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée avec le **RPOA** par :

Selon le fascicule 62 titre 2, pour des armatures longitudinales de diamètre = 32 mm correspondent des armatures transversales de diamètre = 16 mm.

Donc on prendra des cercles de HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de jonction.

a) Espacement des armatures d'effort tranchant

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t = \min [24 \Phi_t ; 8 \Phi_t ; 0.25 d] = \min [(24 \times 1.6) ; (8 \times 0.25) ; (0.25 \times 3.2)] = \min [38.4 ; 20 ; 90]$$

Avec :

- d : hauteur utile,
- Φ_t : diamètre des armatures transversales.
- Φ : diamètre des armatures longitudinales.

Donc $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Section minimale des armatures d'effort tranchant

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L \times f_{el} \times S_t}{16 \times f_{et} \times 100}$$

Avec :

- S_t : représente l'espacement des armatures transversales en mm
- A_L : est la section totale des armatures longitudinales.
- f_{el} , f_{et} : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$A_t \geq \frac{2430 \times 400 \times 200}{16 \times 400 \times 100} = 303.7 \text{ cm}^2$$

$A_t = 303.7 \text{ cm}^2$ soit : **62HA Φ 25**

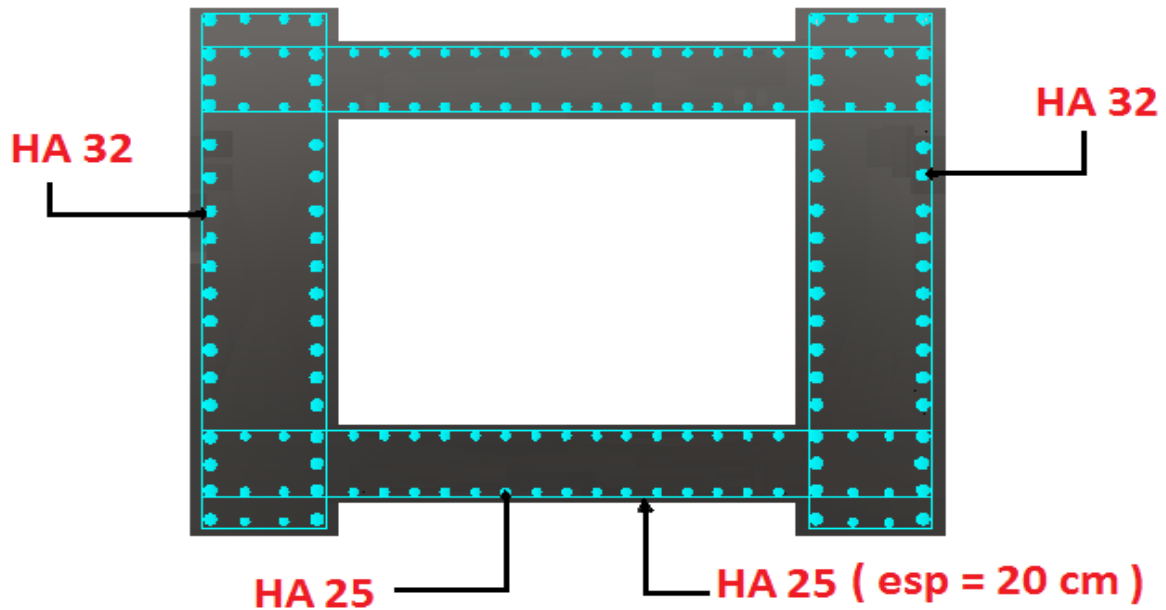


Fig. XI. 6 : Ferrailage de la section de la pile.

XI.4.3. Vérification de la stabilité au flambement de la pile

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda \leq 50$

Avec :

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

L_f : La longueur de flambement

i : Le rayon de giration

XI.4.3.1. La longueur de flambement

La longueur de flambement est donnée par :

$$L_f = 2 \times H \times \left(1 - \left(\frac{2 \times P_{pile}}{\pi \times N} \right) \right)^{1/2}$$

XI.4.3.2. Les caractéristiques géométriques de la pile :

$I = 53.50 \text{ m}^4$; $S = 15.2 \text{ m}^2$; $H = 68.212 \text{ m}$.

- Le poids de la pile :

$P_{pile} = 2592.056 \text{ T}$.

- Les efforts transmis par le tablier :

$P_t = 9827.49 \text{ T}$.

Donc :

$$L_f = 2 \times 68.212 \times \left(1 - \left(\frac{2 \times 2592.056}{3.14 \times 9827.49} \right) \right)^{1/2}$$

$$L_f = 124.44$$

- **Le rayon de giration :**

$$i = \left(\frac{I}{S} \right)^{1/2}$$

$$i = 3.52$$

$$\lambda = \frac{124.44}{3.52} = 35.35$$

$i < 50$ Donc : **donc pas de risque de flambement.**

XI.5. Etude et ferrailage de la semelle

XI.5.1. Caractéristiques de la semelle

- Longueur L = 20.4m.
- Largeur B = 13.2 m.
- Epaisseur E = 2.00 m.
- Poids propre de la semelle: $20.4 \times 13.2 \times 2 \times 2,5 = 1346.4 t$.

➤ Conditions normales

$$N_{\max} = 12951.26t.$$

$$N_{\min} = 6660.47t$$

➤ Conditions sismiques

$$N_{\max} = 8338.49t.$$

$$N_{\min} = 1264.53 t.m.$$

XI.5.2. Détermination du nombre des pieux

XI.5.2.1. Capacité portante des pieux

D'après le rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 750 t.

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{q}$$

Avec :

$$N_{\max} = 12951.26 + \text{poids de la semelle} + \text{poids de la pile.}$$

q : portance d'un pieu égale à 750t.

$$N_{\max} = 12951.26 + 1346.4 + 2592.056 = 16889.72 t.$$

$$n = 22.51$$

Pour des raisons de sécurité, on prend 24 pieux (Soit quatre files de six pieux).

XI.5.3. 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 :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x Y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y X}{\sum x^2}$$

x_i, y_i : coordonnées du pieu.

x_j : distance du pieu j par rapport à l'axe Y.

y_i : distance du pieu j par rapport à l'axe X.

➤ Condition normale :

$N_{\max} = 12951.26 \text{ t}$, $M_y = 6660.47 \text{ t.m}$, $M_x = 0 \text{ t.m}$.

$$N_1 = \frac{12951.26}{24} + \frac{6660.47}{388.8} = 573.89$$

$$N_1 = \frac{12951.26}{24} - \frac{6660.47}{288.8} = 522.50$$

➤ Condition sismique

$$N_1 = \frac{8338.49 \text{ t}}{24} + \frac{1264.53}{388.8} = 350.69$$

$$N_1 = \frac{8338.49}{24} - \frac{1264.53}{288.8} = 344.18$$

On constate que : $R_{\max} = 573.89 < 750 \text{ t}$ (condition de poinçonnement **vérifiée**)

$R_{\min} = 522.50 > 0$ (condition de non soulèvement **vérifiée**)

XI.5.4. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

XI.5.4.1. Armatures transversales inférieures :

D'après document "SETRA" la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la formule suivante :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\sigma_s} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{B}{4}\right)}{d}$$

Avec :

- **L** = 18 m,
- **B** = 5 m,
- **h** = 2 m,
- **d** = 1,95 m
- **N_{max}** = 12951.26 t
- **σ_s**: La contrainte limite à la traction.

On a le moment est donné par la formule suivante : **M = N_{max}. [(L/2)-(b/4)]**

$$M_{max} = 7.75 \times N_{max}$$

$$a = \frac{2}{3} f_e = 26667 \text{ t/m}^2$$

$$A_1 = \frac{N_{max}}{\sigma_s} \times \frac{7.75}{d}$$

$$A_1 = \frac{573.89}{26667} \times \frac{7.75}{1.95} = 0.0855 \text{ m}^2 = 855 \text{ cm}^2$$

Soit : **107 HA 32** ($A_1=860.494 \text{ cm}^2$).

➤ **Condition sismique :**

$$G_a = f_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A_2 = \frac{N_{max}}{\sigma_s} \times \frac{7.75}{d}$$

$$A_2 = \frac{350.69}{40000} \times \frac{7.75}{1.95} = 0.0348 \text{ m}^2 = 348 \text{ cm}^2$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est

$$A_1 = 855 \text{ cm}^2.$$

Ces armatures sont placées dans des bandes axées sur les pieux de largeur L égale à $(\Phi + d)$ tel que Φ est le diamètre du pieu.

$$b_0 = \Phi + d = 1,2 + 1,8 = 3 \text{ m}$$

$$A_s / b_0 = 855 / 3 \implies A_{si} = 285 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 32\text{HA } \Phi 32 \text{ (} A_{si} = 289.344 \text{ cm}^2 \text{)}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23.b_0.d.(f_t 28 / f_e) \quad A_{\min} = 79.65 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité est vérifiée

➤ **L'espacement :**

$$S_t = \frac{\Phi + H - C}{n - 1}$$

Avec :

- n : Nombre de barre = 32 barres
- c : Enrobage = 5 cm.
- Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1,2 + 2 - 0,05}{32 - 1} = 0,10 \text{ m}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

XI.5.4.2. Armatures de répartition :

Entre les différentes bandes de 3.2 m, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_r = \frac{A_{si}}{3} = \frac{289.344}{3} = 96.45 \text{ cm}^2$$

Soit: **20HA $\Phi 25$ / ml ($A_1=98.18\text{cm}^2$), $S_t = 10\text{cm}$.**

XI.5.4.3. Armatures longitudinales inférieures :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$A_i = \frac{A_{si}}{3} = \frac{289.344}{3} = 96.45 \text{ cm}^2$$

Soit: **11HA $\Phi 32$ / ml ($A_1=99.462\text{cm}^2$), $S_t = 10\text{cm}$.**

XI.5.5.4. Armatures de construction :

XI.5.5.4.1. Armatures transversales supérieures :

$$A_{ts} = \frac{A_{si}}{10} = \frac{289.344}{10}$$

$$A_{ts} = 28.934 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA Φ 20/ml ($A_{ts} = 31.42 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm}$.

XI.5.5.4.2. Armatures longitudinales supérieures

$$A_{Ls} = \frac{A_{si}}{3} = \frac{289.344}{3} = 96.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ls} = 96.45 \text{ cm}^2$$

Soit: 11HA Φ 32/ ml ($A_{Ls} = 99.462 \text{ cm}^2$), $S_t = 10 \text{ cm}$.

XI.5.5.4.3. Armatures latérales :

$$A_{la} = \frac{A_{si}}{10} = \frac{289.344}{10}$$

$$A_{la} = 28.934 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA Φ 20/ml ($A_{la} = 31.42 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm}$.

XI.6. Ferrailage des pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centrée sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

XI.6.1. Vérification des distances entre axes :

Pour des raisons d'effet de groupe et d'exécution. La distance de nu à nu entre deux pieux doit vérifier : $L \geq 0,75 (2d)$ avec $d = \text{diamètre de pieu} = 1,20 \text{ m}$. L : l'entraxe = 3,6m.

$L = 3.6 \text{ m} \longrightarrow 3.6 > 1,8 \text{ (m)} \dots\dots\dots$ vérifiée.

XI.6.2. Calcul des efforts le long des pieux :

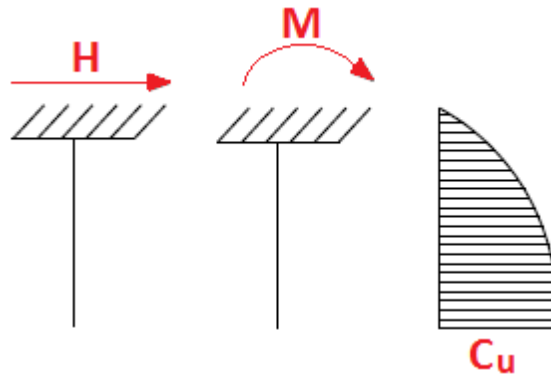
➤ Méthode de calcul:

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

Chapitre XI : étude de la pile

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

- **b** : diamètre des pieux,
- **bC_u** : module de réaction du sol,
- **y** : déplacement en tête des pieux.



Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}} ;$$

- α : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

Calcul de λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_u}{4EI}}$$

- λ : Coefficient d'amortissement du module de **WARNER**.

Avec :

- $b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$.
- $C_u = 3,5 \text{ Kg/cm}^2$.
- E : module d'élasticité du béton

$$E = 11000 \text{ MPa} = 33\,000 \text{ MPa}$$

- I : moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times 1.2^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{1.2 \times 35}{4 \times 33000 \times 0.1007}} = 0.236m^{-1}$$

$$\lambda = 0.236m^{-1}$$

D'où : $\lambda L = 0.236 \times 20 = 4.72m$ avec $L = 20 m$.

XI.6.3. Effort horizontal maximum en tête du pieu

- **Condition normale**

$$H = 4135.24 t \quad P = \frac{H}{24} = \frac{4135.24}{24} = 172.30t/pieu$$

- **Condition sismique :**

$$H = 5508.18t \quad P = \frac{H}{24} = \frac{5508.18}{24} = 229.51t/pieu$$

XI.6.4. 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 :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Pour les pieux encastés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

Avec :

- **M** : Moment en tête du pieu
- **P** : Effort horizontal en tête du pieu
- λ : Coefficient d'amortissement égale à $\lambda = \frac{1}{\alpha}$

$X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$: Tirés des abaques de **WARNER** en fonction de λL .

$$M(z) = EI\theta = \left(X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} \right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta P} \right) = 0$$

$$\bar{M} = - \frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

· $\lambda L=4 \Rightarrow X_{0P}=1.65, X_{0M}=1.26$

· $\lambda L=6 \Rightarrow X_{0P}=2.09, X_{0M}=1.45$

Donc :

$\lambda L = 4.72 \Rightarrow X_{0P} = 1.808, X_{0M} = 1,328$

XI.6.5. Calcul de l'effort tranchant en tête du pieu

➤ **Condition normale**

$P = 172.30t \text{ t/pieu} \Rightarrow M = -993.97t.m$

➤ **Condition sismique :**

$P = 229.51 \text{ t/pieu} \Rightarrow M = - 1324 \text{ t.m}$

XI.6.6. Ferrailage des pieux

XI.6.6.1. Ferrailage longitudinal

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther.

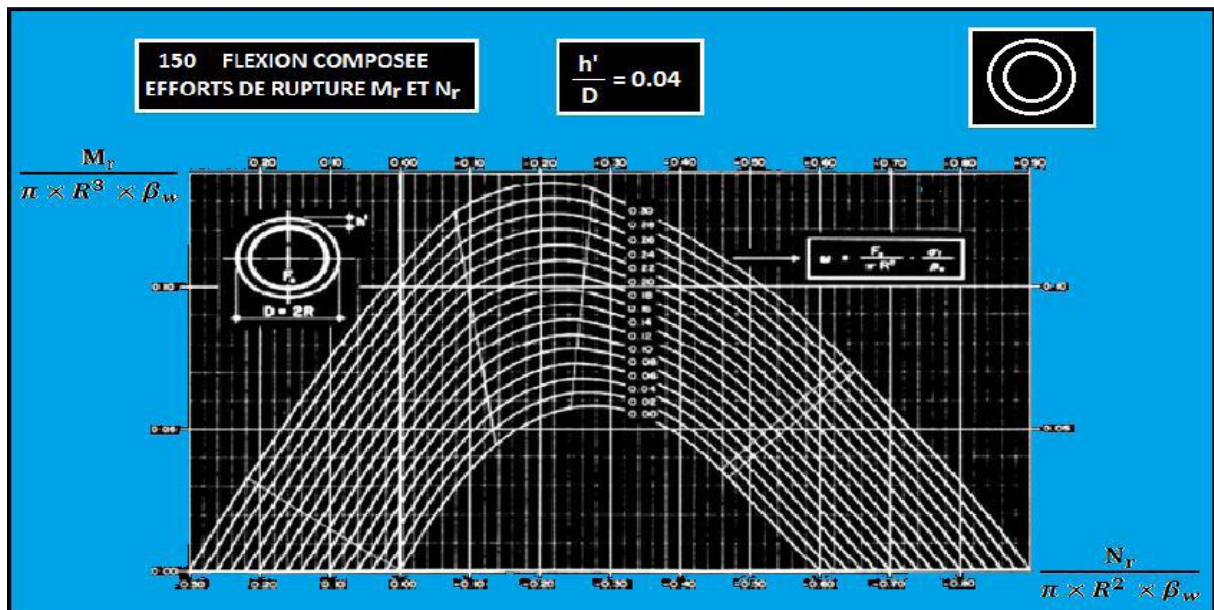


Fig. XI. 7 : *Abaque de Walther.*

❖ **Données d'entrée de l'abaque**

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

Chapitre XI : étude de la pile

Avec :

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\frac{N_r}{\pi \times R^2 \times \beta_w} = \frac{573.89}{3.14 \times 0.6^2 \times 2700} = 0.188$$
$$\frac{M_r}{\pi \times R^2 \times D \times \beta_w} = \frac{1324}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.0361$$

Où :

β_w : résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ($\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$).

R : rayon du pieu.

$M_r = M_{\max} = 1324 \text{ t.m.}$

$N_r = N_{\max} = 573.89 \text{ t.}$

On a d'après l'abaque : $\omega = 0.13$

ω : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque : $\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$

F_a : la section des armatures.

$\sigma_f = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0.13$$

$$F_a = \frac{0.13 \times \pi \times R^2 \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0.13 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 27}{400} = 99.19 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **21 HA $\Phi 25$ ($A_s = 103.089 \text{ cm}^2$)**.

L'espacement

$$S_t = \frac{2\pi R}{n-1} = 20 \text{ cm}$$

XI.6.6.2. Ferrailage transversal

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{25}{3} = 8.33\text{cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de **20 cm** dans les zones courantes et **15 cm** dans les zones de jonction.

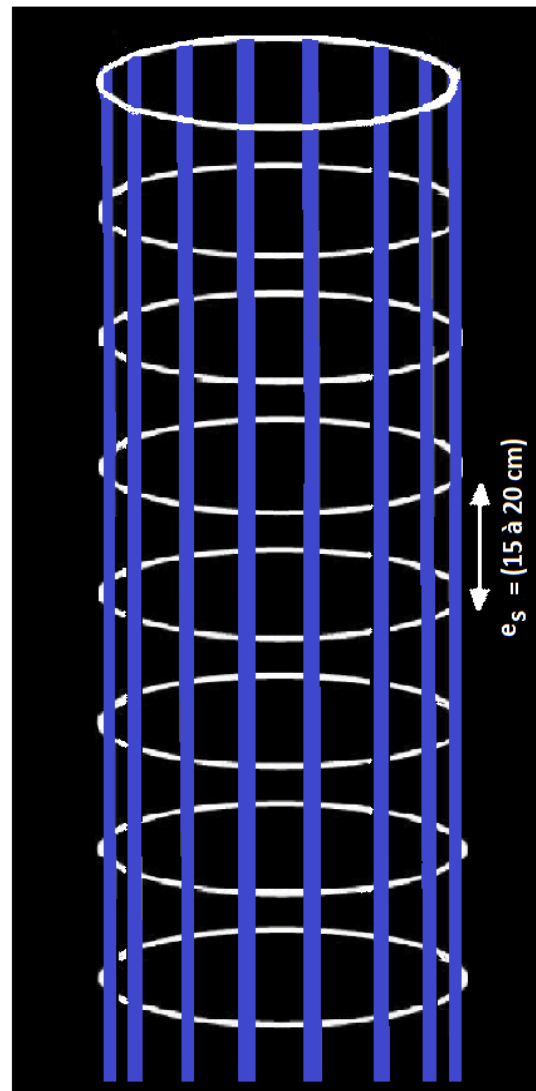
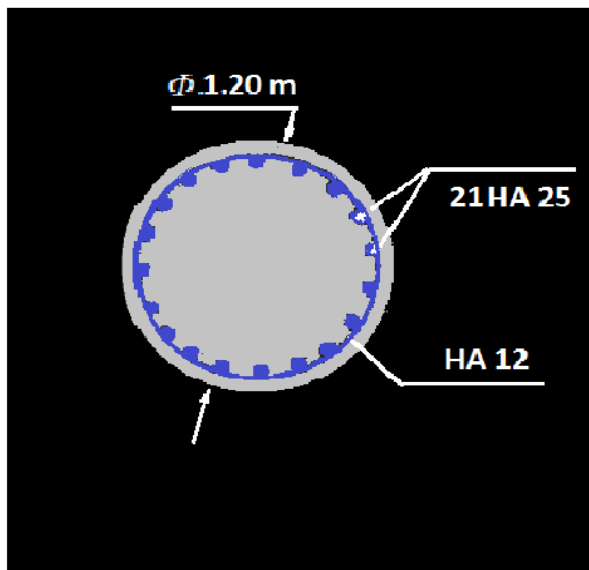


Fig. XI.8 : Ferrailage du pieu.

chapitre XII

Etude de la culée

Chapitre XII : étude de la culée

Introduction :

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

La culée doit satisfaire aux deux exigences importantes qui sont:

a) La fonction mécanique :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux de tablier ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.

b) La fonction technique :

- Accéder par la culée à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.
- Elle aide à passer d'un milieu élastique vers un milieu rigide.

XII.1. Choix de la morphologie :

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur pieux.

La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de emblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation de joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.

Chapitre XII : étude de la culée

- Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assurée le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

Avantage :

Les culées remblayées sont les plus répandues à l'heure actuelle, elles présentent les avantages suivants :

- Leur conception et exécution sont particulièrement simples.
- Les culées remblayées jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse.
- Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire d'un mur de front massif qui soutient les terres du remblai.

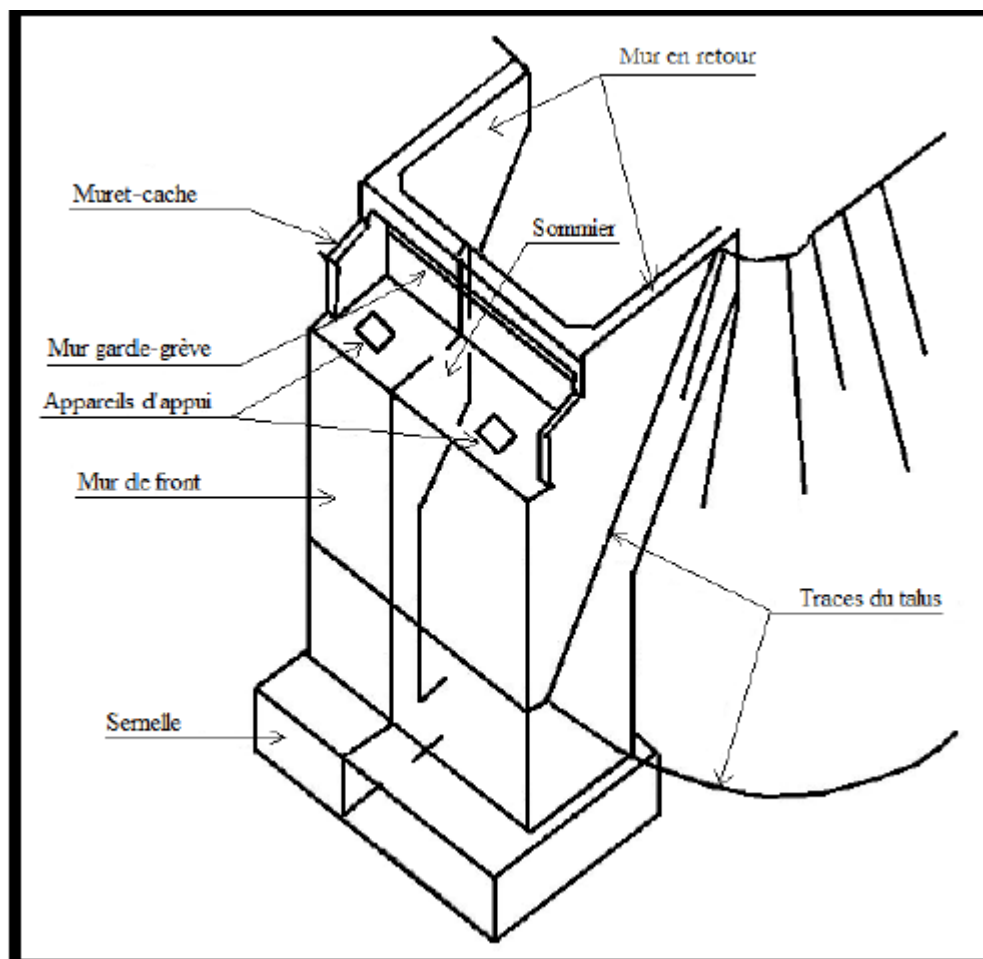


Fig. XII.1 : Les éléments constitutifs d'une culée.

XII.2. Implantation de la culée

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante:

$$H_{culée} = c\acute{o}te_{projet} - c\acute{o}te_{fonda}.$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau

suivant :

Désignation	culé(gauche)	culé(droite)
Cote projet(m)	211.858	223.645
Cote de la fondation(m)	200.417	213.441
Hauteur de culées(m)	11.441	10.204
Hauteur de mur de front(m)	4.791	3.554

Tab. XII. 1: Implantation de la culée.

XII.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 ».

On se propose d'étudier une culée, la plus haute (culée droite vers Tizi_ouzou), avec les réactions max obtenus à l'ELU (toutes les dimensionnements se prévoient à l'ELU).

XII.3.1. Mur de garde grève

▪ La hauteur h du mur de garde grève est déterminée comme suit :

$h = \text{hauteur de voussoir sur culée} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{dé d'appui}$

$$h = 3.75 + 0.7 + 0.2 = 4.65 \text{ m}$$

➤ **L'épaisseur du mur :**

Selon SETRA : $e = \text{Max} (0.30 \text{ m}, h/8) = \text{Max} (0.30 \text{ m} ; 0.581\text{m})$

$$\Rightarrow e = 0.6\text{m}$$

➤ **La longueur du mur garde grève :**

$$L = 13 \text{ m}$$

XII.3.2. Dalle de transition :

• **La longueur de la dalle de transition est donnée par la formule :**

$$L = \text{Min} [6\text{m}, \text{Max} (3\text{m}, 0.6H)]$$

H : étant la hauteur du remblai $H = 11.441 \text{ m}$.

$$L = \text{Min} [6\text{m}, \text{Max} (3\text{m}, 0.6 \times 11.441)] = \text{Min} [6\text{m} ; 6.86\text{m}]$$

$$\Rightarrow L = 6 \text{ m on prend } L = 6.00 \text{ m}.$$

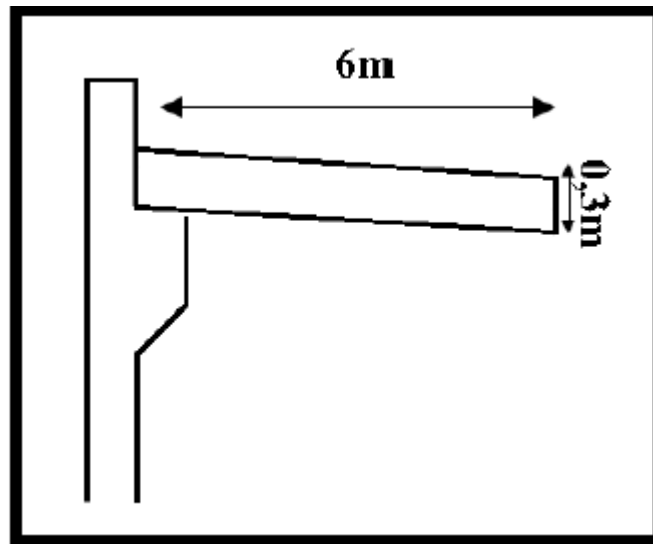


Figure XII.2 : Dimensions de la dalle de transition.

➤ **L'épaisseur de la dalle de transition est prise :**

Elle est généralement prise égale à : $\Leftrightarrow e = 30 \text{ cm}$

- La dalle de transition suit une pente de $P = 3\%$.

XII.3.3. Mur frontal :

H = hauteur de la culée – hauteur du mur garde grève

- La hauteur du mur de front est : $H = 4,791 \text{ m}$
- L'épaisseur du mur est : $e = 3,05 \text{ m}$
- La longueur est : $L = 13 \text{ m}$

XII.3.4. Les murs latéraux (murs cachent)

- La hauteur du mur est : $h = h_{MGG} - h_{Corniche}$ (à l'extrémité encastrée) $h = 2,95 \text{ m}$
- L'épaisseur du mur latéral est : $e = 2,35 \text{ m}$.
- La longueur du mur latéral est : $L = 2,5 \text{ m}$.

XII.3.5. Mur en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante de 1 m pour un bon ferrailage et un bon bétonnage.

Le mur en retour prend les dimensions suivantes :

- La longueur du Mur: $L = 3,60 \text{ m}$.
- La hauteur: $h = 11,441 \text{ m}$.

XII.3.6. Le corbeau :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une base

Chapitre XII : étude de la culée

de **1m**, une petite base de **75 cm** et une hauteur de **25cm**.

La largeur de corbeaux est :

L = longueur du mur garde grève est - 2 × épaisseur du mur en retour.

L=11m

XII.4.Sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

- La longueur du sommier L = largeur du pont = 13 m.
- La largeur du sommier l= 2.50 m.
- L'épaisseur du sommier varie de 0,60 à 1,40 m.
- Les appareils d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier.

XII.5. La semelle :

On prend :

- Une largeur de : l = 6 m.
- Une longueur de : L = 13.20m.
- Une épaisseur de : e = 2.00 m.

XII.6. Vérification de la stabilité de la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismiques.

XII.6.1.Calcul du coefficient de poussée :

Dans les conditions normales : $K_{\alpha} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

Dans les conditions sismiques (d'après l'**RPOA** ; règlement parasismique algérien des ouvrages d'art établi en 2008): le coefficient de poussée sera déterminé par la formule suivante :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \delta + \alpha - \theta)}{\left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha - \delta)}}{\sqrt{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cos^2 \alpha} \times K \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Chapitre XII : étude de la culée

Avec :

- φ : Angle de frottement interne: $=30^\circ$
- α : Angle de talus avec l'horizontal ($\alpha = 0$).
- β : Inclinaison de la culée ($\beta = 0$).
- δ : Angle de frottement remblai – culée ($\delta = 0$).
- θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale.

$$\theta = \text{Arctg} \frac{K_H}{1 \mp K_V}$$

- K : coefficient caractérisant le séisme $K^2 = K_H^2 + (1 \pm K_V)^2$
- $K_H = A = 0,25$ accélération du séisme dans le sens horizontal.
- $K_V = 0,3 \times K_H = 0,3 \times 0,25 = 0,075$: accélération du séisme dans le sens vertical.

Effort sismique horizontal : $H_s = K_H \cdot G$.

Effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm K_V) \cdot G$.

Le coefficient de poussée des terres varie d'un cas de chargement à l'autre, selon les conditions sismiques ou normales.

En conditions sismiques on prend :

$$K_H = 0,25 \text{ et } K_V = 0,075.$$

$$K_H = 0,25 \text{ et } K_V = 0.$$

$$K_H = 0,25 \text{ et } K_V = -0,075.$$

En condition normale on prend :

$$K_H = 0 \text{ et } K_V = 0.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Action de séisme	Notation	K_H	K_V	θ	K	Kah
Condition normale (pas de séisme)	Cas 1	0	0	0	1	0.333
Horizontal Vertical +	Cas 2	0.25	0.075	13.09	1.218	0.502
Horizontal	Cas 3	0.25	0	14.82	1.031	0.521
Horizontal Vertical -	Cas 4	0.25	-0.075	15.12	0.958	0.538

Tab. XII.2: Valeurs des coefficients de poussée.

Chapitre XII : étude de la culée

XII. 6. 2. Poussée des surcharges de remblai :

L'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$, qu'on majore par 20 % : $P = q.S$

Avec S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \gamma \times H^2 \times L; \text{ avec : } \gamma = 2 \text{ t/m}^3. \text{ poids volumique des terres.}$$

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

M_S : Désigne le moment stabilisant.

M_R : Désigne le moment renversant

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Sollicitation Désignation	Calcul des P	K_H	$(1+K_V)$	Efforts horizontaux $K_H \times P$	Efforts verticaux $1 \pm K_V \cdot P$	Bras de levier « H »	Bras de levier « V »	Moment de renverseme $MR = FH \times V$	Moment stabilisatr $MS = FV \times H$
Mur de garde grève	4.65*0.6* 13*2.5	0	1	0	90.675	4	9.12	0	826.956
	90.675	0.25	1.075	22.67	97.47	4	9.12	90.68	888.926
	90.657	0.25	1	22.67	90.675	4	9.12	90.68	826.956
	90.657	0.25	0.925	22.67	83.84	4	9.12	90.68	764.62
Corbeau	11*0.25* 2.5	0	1	0	6.875	4.57	9.25	0	63.594
	6.875	0.25	1.075	1.72	7.39	4.57	9.25	7.86	68.357
	6.875	0.25	1	1.72	6.875	4.57	9.25	7.86	63.593
	6.875	0.25	0.925	1.72	6.36	4.57	9.25	7.86	58.83
Mur frontal	4.791*3.0 5*13*2.5	0	1	0	474.91	3	6.39	0	3034.67
	474.91	0.25	1.075	118.73	510.53	3	6.39	356.19	3262.28
	474.91	0.25	1	118.73	474.91	3	6.39	356.19	3034.67
	474.91	0.25	0.925	118.73	439.29	3	6.39	356.19	2807.06
Mur cache	(2.35*3*2 .5*2.5)*2	0	1	0	88.125	2.55	8.29	0	730.55
	88.125	0.25	1.075	22.03	94.64	2.55	8.29	182.63	784.56

Chapitre XII : étude de la culée

		88.125	0.25	1	22.03	88.125	2.55	8.29	182.63	730.55
		88.125	0.25	0.925	22.03	81.51	2.55	8.29	182.63	675.72
Mur en retour		(1*3.6*11 .441*2.5) *2	0	1	0	205.94	4.95	4.39	0	904.07
		205.94	0.25	1.075	51.48	221.38	4.95	4.39	254.82	971.858
		205.94	0.25	1	51.48	205.94	4.95	4.39	254.82	904.07
		205.94	0.25	0.925	48.48	190.49	4.95	4.39	254.82	836.27
Semelle		6*13.2*2 *2.5	0	1	0	396	3	1	0	396
		396	0.25	1.075	99	425.7	3	1	297	425.7
		396	0.25	1	99	396	3	1	297	396
		396	0.25	0.925	99	366.3	3	1	297	366.3
Dalle de transition		6*0.3*11 *2.5	0	1	0	49.5	7.3	10.24	0	506.88
		49.5	0.25	1.075	12.37	53.21	7.3	10.24	90.30	544.87
		49.5	0.25	1	12.37	49.5	7.3	10.24	90.30	506.88
		49.5	0.25	0.925	12.37	45.79	7.3	10.24	90.30	468.89
Poids des terres sur DT		6*0.9*11 *2	0	1	0	118.8	7.3	10.24	0	1216.51
		118.8	0.25	1.075	29.7	127.71	7.3	10.24	216.81	1307.75
		118.8	0.25	1	29.7	118.8	7.3	10.24	216.81	1216.51
		118.8	0.25	0.925	29.7	109.89	7.3	10.24	216.81	1125.27
Poids des terres sur la semelle		13.20*3* 9.44*2	0	1	0	747.65	4.39	9.144	0	6836.51
		747.65	0.25	1.075	186.91	803.72	4.39	9.144	1709.10	7349.21
		747.65	0.25	1	186.91	747.65	4.39	9.144	1709.10	6836.51
		747.65	0.25	0.925	186.91	691.57	4.39	9.144	1709.10	6323.71
Poids des surcharges		6*11*1.2	0	1	0	79.2	4.39	11.441	0	906.13
		79.2	0.25	1.075	19.8	85.14	4.39	11.441	86.92	974.08
		79.2	0.25	1	19.8	79.2	4.39	11.441	86.92	906.13
		79.2	0.25	0.925	19.8	73.26	4.39	11.441	86.92	838.17
Pouss	Mu	0.5*9.14 ²	/	/	301.92	/	/	5.15		/

Chapitre XII : étude de la culée

é des terres	r + Mu rG G Frontal	*11*2*0. 333=301. 92						1554.88		
		0.5*9.14 ² *11*2*0. 502=459. 29	/	/	459.29	/	/	5.15	2365.34	/
		.5*9.14 ² * 11*2*0.5 21=476.6 7	/	/	476.6	/	/	5.15	2454.49	/
		0.5*9.14 ² *11*2*0. 538=492. 22	/	/	492.22	/	/	5.15	2534.93	/
	Se me lle	0.5*2*11 *2*0.333 =14.652	/	/	14.652	/	/	0.67	9.82	/
		0.5*2*11 *2*0.502 =22.088	/	/	22.088	/	/	0.67	14.8	/
		0.5*2*11 *2*0.521 =22.924	/	/	22.924	/	/	0.67	15.36	/
0.5*2*11 *2*0.538 =23.672		/	/	23.672	/	/	0.67	15.86	/	
Pouss é des surcharges	Mu r + Mu rG G	1.2*9.14* 11*0.333 =40.175	/	/	40.175	/	/	6.72	269.97	/
		1.2*9.14* 11*0.502	/	/	60.56	/	/	6.72	406.96	/

Chapitre XII : étude de la culée

Frontal Semelle	=60.56								
	1.2*9.14* 11*0.521 =62.85	/	/	62.85	/	/	6.72	422.35	/
	1.2*9.14* 11*0.538 =64.91	/	/	64.91	/	/	6.72	436.19	/
	1.2*13.8* *2*0.333 =11.03	/	/	11.03	/	/	1	11.03	/
	1.2*13.8* *2*0.502 =16.62	/	/	16.62	/	/	1	16.62	/
	1.2*13.8* *2*0.521 =17.25	/	/	17.25	/	/	1	17.25	/
	1.2*13.8* *2*0.538 17.82	/	/	17.82	/	/	1	17.82	/
	Totaux	/	/	367.77	2257.6 7	/	/	4300.19	15421.87
	/	/	1103.168	2426.8 9	/	/	6096.03	16663.72	
	/	/	1144.034	2257.6 7	/	/	6201.76	15421.87	
	/	/	1163.032	2088.3	/	/	6297.11	14264.84	

Tab. XII. 3: Calcul des moments et des efforts globaux .

XII.6.3. Stabilité au renversement :

Dans notre cas le renversement de la culée n'est pas à prendre en considération puisque elle repose sur une fondation profonde munie d'un groupe de pieux encastres dans la semelle

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5 : \text{Condition normale.}$$

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1 : \text{Condition sismique.}$$

Chapitre XII : étude de la culée

XII.6.4. Stabilité au glissement :

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1.5$$

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Cas	Efforts Horizontaux $K_H \times P$	Efforts Verticaux $(1 \pm K_V) \cdot P$	M_R (t. m)	M_S (t. m)	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi$	Vérifications
1	367.77	2257.67	4300.19	15421.87	3.58	3.544	Vérifier
2	1103.168	2426.89	6096.03	16663.72	2.73	1.27	Vérifier
3	1144.034	2257.67	6201.76	15421.87	2.48	1.14	Vérifier
4	1163.032	2088.3	6297.11	14264.84	2.26	1.04	Vérifier

Tab. XII.4 : Résultats du calcul de la poussée à vide.

❖ Remarque :

D'après ce tableau, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement, et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

XI.7. Ferrailage de la culée :

La culée est un élément massif infiniment rigide, donc on aura besoin uniquement d'un ferrailage minimum pour éviter les fissurations :

Par conséquent on utilisera les pourcentages tirés de la section totale du béton utilisé à la culée.

0.6% de la section du béton pour la flexion.

0.2% de la section du béton pour le cisaillement.

➤ Mur de garde grève :

$$S1=1*0.6=0.6\text{m}^2$$

$$S2=1*0.6=0.6\text{m}^2$$

Ferrailage de S1 :

Chapitre XII : étude de la culée

$S1=S2$, donc on aura le même ferrailage pour les deux sections. Alors on se contentera d'étudier uniquement le ferrailage de $S1$:

$$A_{Sl} = \frac{0.6 * 0.6}{100} = 0.0036 m^2$$

Soit : $A_{Sl} = 36 cm^2 \Rightarrow A_{Sl} = 39.27 cm^2$ (2lits de 4HA25).

$$A_{Sw} = \frac{0.2 * 0.6}{100} = 0.0012 m^2$$

$A_{Sw} = 12 cm^2 \Rightarrow A_{Sw} = 12.32 cm^2$ (8HA14)

➤ **Mur frontal :**

$$S1=1*3.05=3.05m^2$$

$$S2=1*3.05=3.05m^2$$

Ferrailage de $S1$:

$S1=S2$, donc on aura le même ferrailage pour les deux sections. Alors on se contentera d'étudier uniquement le ferrailage de $S1$:

$$A_{Sl} = \frac{0.6 * 3.05}{100} = 0.0183 m^2$$

Soit : $A_{Sl} = 183 cm^2 \Rightarrow A_{Sl} = 196.36 cm^2$ (2lits de 20HA25).

$$A_{Sw} = \frac{0.2 * 3.05}{100} = 0.0061 m^2$$

$A_{Sw} = 61 cm^2 \Rightarrow A_{Sw} = 68.726 cm^2$ (14HA25).

➤ **Mur en retour :**

$$S1=1*1= 1m^2$$

$$S2=1*1= 1m^2$$

Ferrailage de $S1$:

$S1=S2$, donc on aura le même ferrailage pour les deux sections. Alors on se contentera d'étudier uniquement le ferrailage de $S1$:

Chapitre XII : étude de la culée

$$A_{Sl} = \frac{0.6 * 1}{100} = 0.006 m^2$$

Soit : $A_{Sl} = 60 cm^2 \Rightarrow A_{Sl} = 62.84 cm^2$ (2lits de 10HA20).

$$A_{Sw} = \frac{0.2 * 1}{100} = 0.002m^2$$

$A_{Sw} = 20 cm^2 \Rightarrow A_{Sw} = 21.994cm^2$ (7HA20).

➤ **Dalle de transition :**

$$S1=1*0.3=0.3m^2$$

$$S2=1*0.3=0.3m^2$$

Ferraillage de S1 :

$S1=S2$, donc on aura le même ferraillage pour les deux sections. Alors on se contentera d'étudier uniquement le ferraillage de S1 :

$$A_{Sl} = \frac{0.6 * 0.3}{100} = 0.0018 m^2$$

Soit : $A_{Sl} = 18cm^2 \Rightarrow A_{Sl} = 20.11cm^2$ (2lits de 5HA16).

$$A_{Sw} = \frac{0.2 * 0.3}{100} = 0.0006m^2$$

$A_{Sw} = 6 cm^2 \Rightarrow A_{Sw} = 6.79 cm^2$ (6HA12).

Corbeau :

$$S = \frac{(1 + 0.75)}{2} \times 0.25 = 0.22m^2$$

$$A_{Sl} = \frac{0.6 * 0.22}{100} = 0.00132 m^2$$

Soit : $A_{Sl} = 13.2cm^2 \Rightarrow A_{Sl} = 15.39cm^2$ (2lits de 5HA14).

$$A_{Sw} = \frac{0.2 * 0.22}{100} = 0.00044m^2$$

$A_{Sw} = 4.4 cm^2 \Rightarrow A_{Sw} = 4.524 cm^2$ (4HA12).

➤ **Ferraillage de la semelle :**

$$S1=1*2= 2m^2$$

$$S2=1*2= 2m^2$$

Ferraillage de S1 :

S1=S2, donc on aura le même ferraillage pour les deux sections. Alors on se contentera d'étudier uniquement le ferraillage de S1 :

$$A_{Sl} = \frac{0.6 * 2}{100} = 0.012m^2$$

Soit : $A_{Sl} = 120 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{Sl} = 127.63 \text{ cm}^2$ (2lits de 13HA25).

$$A_{Sw} = \frac{0.2 * 2}{100} = 0.004m^2$$

$A_{Sw} = 40 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{Sw} = 49.09\text{cm}^2$ (10HA25).

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude que nous avons établis est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les cinq années du cursus universitaire passées à l'université de Mouloud Maamri de Tizi-ouzou (UMMTO).

Nous avons touché dans ce mémoire aux principales phases de l'étude d'un pont, et on a constaté que celle-ci est une synthèse de différentes disciplines des sciences de l'ingénieur à savoir la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, le béton précontraint, le béton armé,... etc.

En espérant avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour les utilisateurs.

Enfin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer dans le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

- Bulletins technique de la SETRA : "Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (Edition 1972).
- Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A CALGARO." Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2006).
- Document technique règlementaire : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008).
- Guide de conception de la SETRA : "Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (Juin 2003).
- Le béton précontraint aux états limites : HENRY THONIER. "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992).
- Le fascicule n° 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes"(Edition 1971).
- Le fascicule n° 62 titre I- Section I du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites BPEL91 révisé 99" (Avril 1999).
- Le fascicule n° 62 titre I- Section II du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites- BPEL91 révisé 99" (Avril 1999).
- Le fascicule n° 62 titre V du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil " (Septembre 1993).
- Projet et construction des ponts : J.A CALGARO, M.VIRLOGEUX. "Analyse structurales des tabliers de ponts .Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 1994).
- Projet et construction des ponts : J.A CALGARO. "Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants. Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2000).
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés : JEAN-PIERRE MOUGIN, (Edition 2000) ;
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, EYROLLES, (Edition 2000).
- Règles B.P.E.L 91, EYROLLES,(Edition 1993).

➤ LOGICIELS

- Auto desk Robot Structural Analyse Professional 2010.
- Auto CAD 2010.
- Microsoft Word 2010, pour ce qui est traitement de texte.

-Microsoft Excel 2010, pour tout ce qui est calcul.

➤ **SITES INTERNET**

- Www. Setra.fr

- Www. Freyssinet.com

- Evolution des Pont à travers le temps.

THESES

- Calcul d'un pont construit par encorbellements successifs; étudié par, Mr BEKRI Mustapha et Mr BEKRI Oussama ; encadré par Mr MERAKEB. S soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion 2014/2015).

- Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs ; étudié par : Mr.TIGHILT Samir et Mr. BECHOUCHE Karim; encadré par Mr.OUGUEMAT ALI soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion 2012/2013).

- Conception et étude d'un viaduc en encorbellement sur le barrage de TAKSEBT-; étudier par Mr : KHELLOUFI Neoufel et TOUATI Mouloud. Encadré par Mr MAKHLOUFI Farid. Soutenu à Ecole Nationale des Travaux Publics. (Promotion juin 2008).

- Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place; étudier par Mr : DEHRIB Sami, encadré par Mr : ADJRAD Arezki. Soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2014).

- Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place; étudié par Mr : Mr. LOULI Djamal. Et Mr .BAHLOUL Bayazid. ; encadré par Mr : Mr. BOUAFIA.Y soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2015).

- Etude d'un pont caisson construit par encorbellements successifs sur la déviation de la ville d'AZAZGA ; étudié par Mr : B.MIMOUNE, M.BELMOKHTAR ; encadré par Melle: Z.ZAIDI soutenu à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. (Promotion juin 2010).

-conception et étude d'un viaduc en encorbellements successifs sur la le nouvel axe autoroutier RN25 (Tizi-ouzou Bouira) ; étudié par Mr : MERDOUD Yassin Et Mr : RABAHI Ilyas ; encadré par Mr : MCHERIF soutenu à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. (Promotion juin 2014).