

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Projet de fin d'études



EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER EN GENIE CIVIL

OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ARTS

Thème

Etude d'un pont en béton précontraint construit par
encorbellements successifs franchissant l'oued
Sébaou (RN12 vers CW224A)



Proposé par : l'ENGOA

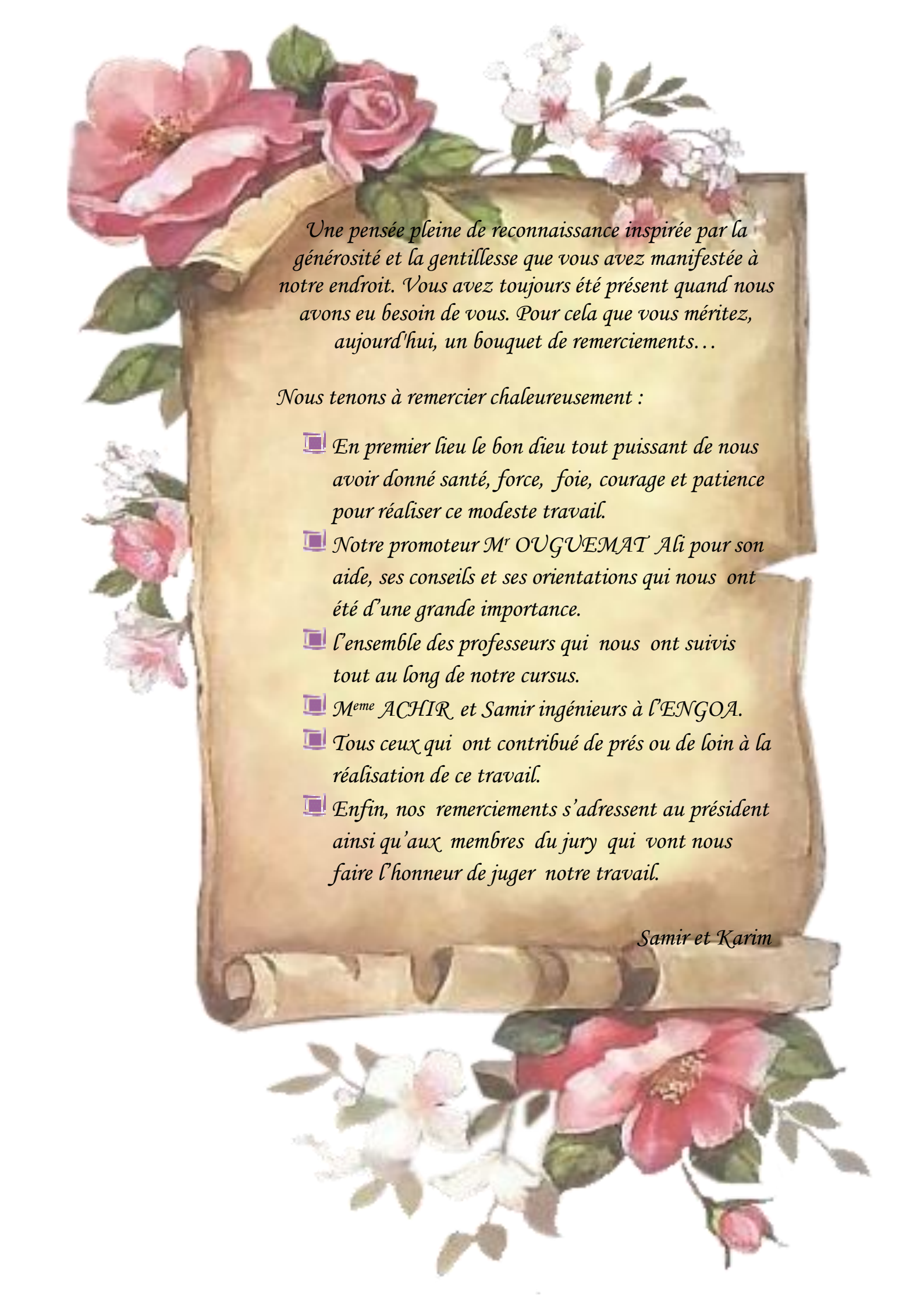
Etudié par :

Mr. TIGHILT Samir
Mr. BECHOUCHE Karim

Dirigé par:

Mr. OUGUEMA T Ali

Promotion 2012-2013



Une pensée pleine de reconnaissance inspirée par la générosité et la gentillesse que vous avez manifestée à notre endroit. Vous avez toujours été présent quand nous avons eu besoin de vous. Pour cela que vous méritez, aujourd'hui, un bouquet de remerciements...

Nous tenons à remercier chaleureusement :

- En premier lieu le bon dieu tout puissant de nous avoir donné santé, force, foie, courage et patience pour réaliser ce modeste travail.*
- Notre promoteur M^r OUGUEMAT Ali pour son aide, ses conseils et ses orientations qui nous ont été d'une grande importance.*
- l'ensemble des professeurs qui nous ont suivis tout au long de notre cursus.*
- M^{me} ACHIR et Samir ingénieurs à l'ENGOA.*
- Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*
- Enfin, nos remerciements s'adressent au président ainsi qu'aux membres du jury qui vont nous faire l'honneur de juger notre travail.*

Samir et Karim

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail à :

- ✿ *Ma chère mère Ouiza, mon cher père M^{ed} Idir, sans eux, je n'aurai pas abouti à ce stade d'étude. Cependant je prie Dieu le miséricordieux qu'il leurs portera récompense, car la mienne ne sera guère complète.*
- ✿ *Ma très chère et bien aimé Dilia que je ne pourrai remercier assez pour m'avoir encouragé à poursuivre mes études en MASTER et aussi pour sa présence et son soutien.*

Je le dédie aussi à :

- ✿ *Mes frères et leurs femmes à Azzedine, Aziz, Ali, Ahmed ainsi qu'à mes sœurs, qui m'ont soutenues et crues en moi lors de mon parcours surtout Hassina, Fatma et Noura ainsi qu'à son mari Lounis.*
- ✿ *Celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments : à mon binôme Samir.*

✿ *Tous mes enseignants du primaire à l'UMMTO.*

✿ *Mon promoteur M^r OUGUEMAT Ali.*

✿ *Mes ami(e)s de la promotion VOA surtout : Yousef (Touati), Brahim, Fatma, Belkacem, Hassen, Nadia, Hassiba.*

✿ *Mes amis d'enfance et à tous ce qui nous ont aidé de près ou de loin.*

Karim

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail à :

✨ *Mes chères parents, qui, sans eux, je n'aurai pas abouti à ce stade d'étude. Cependant je prie Dieu le miséricordieux qu'il leurs portera récompense, car la mienne ne sera guère complète.*

Je le dédie aussi à :

✨ *Mes frères Salas et Arab, mon oncle Brahim.*

✨ *Celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments : à mon binôme Karim.*

✨ *Tous mes enseignants, du primaire à l'UMMTO.*

✨ *Mon promoteur M^r OUGUEMAT Ali.*

✨ *Mes amis du groupe VOA, surtout : Youcef, Brahim, Hassiba, Nadia, Fatma, Hacene et Belkacem.*

✨ *Mes amis d'enfance, de Michelet et de Génie civil.*

Samir

La liste des figures

Figure 1 : Pont en maçonnerie (pont du Gard).....	03
Figure 2 : Passage inférieur à cadre fermé (PICF).....	04
Figure 3 : Passage inférieur à portique ouvert(PIPO).....	04
Figure 4 : Passage supérieur ou inférieur à poutres armées (PSIPA).....	04
Figure 5 : Passage supérieur ou inférieur à poutres précontraintes (PSIPP).....	04
Figure 6 : Vue d'un pont à poutres.....	05
Figure 7 : Ponts à caissons.....	05
Figure 8 : Pont en arc à tablier supérieur.....	06
Figure 9 : Pont en arc à tablier inférieur.....	06
Figure 10 : Pont en arc à tablier intermédiaire.....	06
Figure 11 : Pont à béquille.....	06
Figure 12 : Ponts suspendus.....	06
Figure 13 : Pont en liane à Ponabara au Gabon.....	07
Figure 14 : Les ponts à haubans.....	07
Figure 15 : Les différentes parties du pont.....	08
Figure I.1 : Pont gaulois en bois.....	10
Figure I.2 : Le trésor d'Arrée.....	10
Figure I.3 : Ancien de PIRMIL à Nantes.....	10
Figure I.4 : Pont de Normandie.....	10
Figure I.5 : Voussoirs préfabriqués.....	11
Figure I.6 : Voussoir coulés sur place.....	11
Figure I.7 : Construction à béquilles d'Auray.....	11
Figure I.8 : Voussoir coulé en place.....	12
Figure I.9 : Voussoir préfabriqué.....	13
Figure I.10 : Principe de construction par encorbellement.....	13
Figure I.11 : Construction symétrique depuis une pile.....	14
Figure I.12 : Construction dissymétrique.....	14
Figure I.13 : Construction à partir d'une culée.....	15
Figure II.1 : Tracé en plan.....	18
Figure II.2 : Profil en long.....	18
Figure II.3 : Profil en travers.....	19
Figure II.4 : Section mouillée avant l'extraction du sable.....	21
Figure II.5 : Diminution de la section mouillée après l'extraction du sable.....	22
Figure II.6 : phénomène d'affouillement.....	22
Figure II.7 : Implantation des appuis.....	24
Figure II.8 : Vue satellitaire sur le site d'implantation.....	25
Figure II.9 : Distribution des travées.....	26
Figure II.10 : Epaisseur du bourdis à la clé.....	29
Figure II.11 : Gousset supérieur.....	30
Figure II.12 : Gousset inférieur.....	30
Figure II.13 : Coupe transversale du voussoir à la clé.....	32

Figure II.14 : Coupe transversale du voussoir sur pile.....	33
Figure II.15 : Variation de la hauteur de la travée de rive.....	34
Figure II.16 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire.....	34
Figure II.17 : Variation de l'épaisseur du bourdis inférieur de la travée de rive.	35
Figure II.18 : Variation de l'épaisseur du bourdis inférieur de la travée intermédiaire.....	35
Figure II.19 : Variation de la section de la travée de rive.....	36
Figure II.20 : Variation de la section de la travée intermédiaire.....	36
Figure II.21 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive.....	37
Figure II.22 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire.....	37
Figure II.23 : Variation de la section de la travée de rive.....	38
Figure II.24 : Variation de la section de la travée intermédiaire.....	38
Figure II.25 : Coupe transversale du voussoir sur pile plein.	39
Figure III.1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.....	44
Figure III.2 : Mise en tension d'un câble (post-tension).....	46
Figure III.3 : Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte.	48
Figure III.4 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....	49
Figure IV.1 : Largeur roulable (L_r) , Largeur chargeable(L_{ch}).	52
Figure IV.2 : Coupe longitudinale du voussoir sur pile.....	55
Figure IV.3 : Coupe transversale du trottoir et des éléments non porteur.....	56
Figure IV.4 : Coupe transversale (trottoir+corniche).....	56
Figure IV.5 : Garde corps.	57
Figure IV.6 : Glissière de sécurité.	57
Figure IV.7 : Charges routières.	58
Figure IV.8 : Exemple de cas de charge de $A(L)$	60
Figure IV.9 : Les dimensions du système Bc.....	62
Figure IV.10 : Les dimensions du système Bt.	65
Figure IV.11 : Les dimensions du système Br.	66
Figure IV.12 : Les dimensions du système Mc120.	67
Figure IV.13 : Les dimensions du système D240.	68
Figure IV.14 : Loi de répartition de la température.	69
Figure V.1 : Vue 3D du fléau.....	74
Figure V.2 : Réalisation des fléaux sur les piles centrales (P2 et P3).	74
Figure V.3 : Clavage à la clé des deux fléaux réalisés.....	75
Figure V.4 : Réalisation des fléaux sur les piles de rives (P1 et P4).....	75
Figure V.5 : Clavage des deux nouveaux fléaux avec les fléaux déjà réalisé.....	75
Figure V.6 : Clavage des deux fléaux de rive avec les culées.....	75
Figure V.7 : Schéma statique du demi-fléau.....	76
Figure V.8 : Efforts dûs au poids propre.	78
Figure V.9 : Surcharges réparties de chantier.	78
Figure V.10 : Surcharge concentrée.	79
Figure V.11 : Surcharge de l'équipage mobil.....	79
Figure V.12 : Surcharges du vent.	80
Figure V.13 : Surcharge de l'action accidentell.....	80

Figure V.14 : Moment fléchissant (G).....	81
Figure V.15 : Effort tranchant (G).....	81
Figure V.16 : Moment fléchissant (QPR A1).....	81
Figure V.17 : Effort tranchant (QPR A1).....	82
Figure V.18 : Moment fléchissant (QPR A2).....	82
Figure V.19 : Effort tranchant (QPR A2).....	82
Figure V.20 : Moment fléchissant (QPR C1).....	82
Figure V.21 : Effort tranchant (QPR C1).....	83
Figure V.22 : Moment fléchissant (QW)	83
Figure V.23 : Effort tranchant (QW).....	83
Figure V.24 : Moment fléchissant (FA).....	83
Figure V.25 : Effort tranchant (FA).....	84
Figure V.26 : Charges en situation temporaire.....	85
Figure V.27 : Charges en situation accidentelle.....	85
Figure V.28 : Diagramme des moments fléchissant du fléau en situation accidentelle.....	86
Figure V.29 : Diagramme des efforts tranchants du fléau en situation accidentelle.....	87
Figure V.30 : Schéma de clouage sur pile par câbles provisoires.....	88
Figure V.31 : Géométrie du système de clouage.....	88
Figure V.32 : Efforts dans les câbles et réactions d'appui.....	89
Figure V.33 : Basculement du fléau avec surtension des câbles.....	90
Figure V.34 : Disposition des câbles provisoires.....	90
Figure V.35 : Moments dû au poids propre avant le clouage.....	91
Figure V.36 : Effort tranchant dû au poids propre avant le clouage.....	91
Figure V.37 : Moments dû au poids propre après le clouage.....	91
Figure V.38 : Effort tranchant dû au poids propre après le clouage.....	92
Figure V.39 : Moments dû au poids propre après clouage de toutes les travées.....	92
Figure V.40 : Effort tranchant dû au poids propre après clouage de toutes les travées.....	92
Figure V.41 : Modèle 3D du pont.....	93
Figure V.42 : Diagramme des moments fléchissant dûs au poids propre du tablier.....	93
Figure V.43 : Diagramme des efforts tranchants dûs au poids propre du tablier.....	94
Figure V.44 : Diagramme des moments fléchissant dûs aux CCP.....	94
Figure V.45 : Diagramme des efforts tranchants dûs aux CCP.....	94
Figure V.46 : Diagramme des moments fléchissant dûs à A(L).....	94
Figure V.47 : Diagramme des efforts tranchants dûs à A(L).....	95
Figure V.48 : Diagramme des moments fléchissant dûs à BC.....	95
Figure V.49 : Diagramme des efforts tranchants dûs à BC.....	95
Figure V.50 : Diagramme des moments fléchissant dûs à MC120.....	95
Figure V.51 : Diagramme des efforts tranchants dûs à MC120.....	96
Figure V.52 : Diagramme des moments fléchissant dûs à D240.....	96
Figure V.53 : Diagramme des efforts tranchants dûs à D240.....	96
Figure V.54 : Diagramme des moments fléchissant dûs au gradient thermique.....	96
Figure V.55 : Diagramme des efforts tranchants dûs au gradient thermique.....	97
Figure V.56 : Diagramme des moments fléchissant dûs aux ST.....	97
Figure V.55 : Diagramme des efforts tranchants dûs aux ST.....	97

Figure VI.1 : Position et enrobage des câbles au niveau du voussoir sur pile	103
Figure VI.2 : Tracé des câbles en élévation	103
Figure VI.3 : Tracé des câbles en élévation	105
Figure VI.4 : Tracé d'un câble en plan.....	106
Figure VI.5 : Tracé en plan des câbles de fléau	107
Figure VI.6 : Tracé des câbles de continuité en élévation (travée intermédiaire).....	111
Figure VI.7 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage	113
Figure VI.8 : Distribution du ferrailage dans un bossage	121
Figure VI.9 : Ferrailage des bossages à un seul ancrage.....	122
Figure VI.10 : Ferrailage des bossages à deux ancrages.....	123
Figure VII.1 : Diagramme des contraintes.....	125
Figure VIII.1 : Modèle de calcul 3D (voussoir près de la pile).....	131
Figure VIII.2 : Modèle de calcul 3D (voussoir à la clé).....	131
Figure VIII. 3 : Modèle des caissons en éléments barres.....	132
Figure VIII.4 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison ELU4.....	134
Figure VIII.5 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison ELU4	135
Figure VIII.6 : Diagramme des efforts normaux sous la combinaison ELU4.....	135
Figure VIII.7 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison ELU2.....	135
Figure VIII.8 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison ELU2	136
Figure VIII.9 : Diagramme des efforts normaux sous la combinaison ELU2	136
Figure VIII.10 : Ferrailage du voussoir près de la pile.	139
Figure VIII.11 : Ferrailage du voussoir à la clé.....	139
Figure IX.1 : Effort tranchant dans une poutre en béton précontraint.	143
Figure X.1 : Sollicitations appliquées sur l'appareil d'appui.	148
Figure X.2 : Fonction d'un appareil d'appui.....	148
Figure X.3 : Appareil d'appui en élastomère fretté.....	149
Figure X.4 : Constitution type d'un appareil d'appui de type B.....	150
Figure X.5 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	151
Figure X.6 : Réactions d'appuis	152
Figure X.7 : Comportement de l'appareil d'appui sous effort normal.....	153
Figure X.8 : Comportement de l'appareil d'appui sous un effort horizontal.....	154
Figure X.9 : Comportement de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal	155
Figure X.10 : Dimensions du dé d'appuis.....	158
Figure X.11 : Dimensions en plan du dé d'appuis.....	158
Figure X.12 : Ferrailage du dé d'appui.....	159
Figure X.13 : Joint de chaussée.....	160
Figure X.14 : Rotation d'extrémité sous chargement.....	161
Figure X.15 : Joint du type Wd (souffle moyen)	162
Figure X.16 : Système d'évacuation des eaux.	163
Figure X.17 : Revêtement du tablier.	164
Figure X.18 : Corniches préfabriquées sur chantier.....	165

Figure XI.1 : Ferrailage de la pile	171
Figure XI.2 : Disposition des pieux au niveau des piles (vue en plan)	173
Figure XI.3 : Coupe transversale (pile + semelle de liaison + pieux)	174
Figure XI.4 : Abaque Walther	177
Figure XI.5 : Ferrailage du pieu	178
Figure XI.6 : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)	180
Figure XI.7 : Ferrailage de la semelle (nappe supérieure)	180
Figure XII.1 : La culée remblayée	183
Figure XII.2 : Dimensions de la dalle de transition	185
Figure XII.3 : Dimensions du Mur en retour	186
Figure XII.4 : Le corbeau	187
Figure XII.5 : Les dimensions de la culée	187
Figure XII.6 : Vue en élévation de la culée	188
Figure XII.7 : Vue en plan de la culée	188
Figure XII.8 : Représentation des moments stabilisant et renversant	189
Figure XII.9 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur	195
Figure XII.10 : Ferrailage du mur garde grève	197
Figure XII.11 : Charges sur la dalle de transition	197
Figure XII.12 : Ferrailage de la dalle de transition	199
Figure XII.13 : Ferrailage du corbeau	201
Figure XII.14 : Ferrailage du mur de front	205
Figure XII.15 : Ferrailage du mur en retour (vue en plan)	207
Figure XII.16 : Vue en plan de la semelle	207
Figure XII.17 : La semelle	209
Figure XII.18 : Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle	210
Figure XII.19 : Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle	211

Liste des tableaux

Tableau 1 : Désignation des ponts	03
Tableau I.1 : Domaine d'application des différents types de ponts	16
Tableau II.1 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé	32
Tableau II.2 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile	33
Tableau II.3 : Variations des différents paramètres de la travée de rive	38
Tableau II.4 : Variation des différents paramètres de la travée intermédiaire	39
Tableau II.5 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.	40
Tableau IV.1 : Classe de ponts	53
Tableau IV.2 : Valeurs de a_1 selon la classe de ponts	59
Tableau IV.3 : Résultats des cas de chargement.	61
Tableau IV.4 : Valeurs de bc	62
Tableau IV.5 : Valeurs de δ pour Bc	64
Tableau IV.6 : Valeur de b_t selon la classe de pont	64
Tableau IV.7: Valeurs de δ pour Bt	66
Tableau IV.8 : Valeurs de δ pour $Mc120$.	67
Tableau IV.9 : Valeurs de δ	68
Tableau IV.10 : Valeurs des coefficients de majoration	71
Tableau IV.11 : Combinaisons de charges	71
Tableau V.1 : Moments et efforts tranchants des différentes surcharges	80
Tableau V.2 : Valeurs maximales des combinaisons	85
Tableau V.3 : Résultats des efforts (M, V) du fléau en situation accidentelle	86
Tableau VI.1 : Répartition des câbles dans chaque voussoir	102
Tableau VI.2 : Nombre de câbles dans chaque voussoir	102
Tableau VI.3 : Tracé en élévation des câbles de fléau.	105
Tableau V.4 : Les paramètres du tracé en plan des câbles de fléau	107
Tableau VI.5 : câbles de continuité de la travée intermédiaire	110
Tableau VI.6 : câbles de continuité de la travée de rive	110
Tableau VI.7 : Répartition des câbles arrêtés dans le demi-fléau de la travée intermédiaire	110
Tableau VI.8 : Valeurs de f et φ	112
Tableau VI.9 : Pertes dues aux frottements	113
Tableau VI.10 : Pertes dues au recul à l'ancrage	114
Tableau VI.11 : Pertes de contrainte par raccourcissement du béton.	115
Tableau VI.12 : Pertes de tension par fluage	116
Tableau VI.13 : Pertes dues à la relaxation des aciers	117
Tableau VI.14 : Pertes dues aux frottements	118
Tableau VI.15 : Pertes dues au recul à l'ancrage	119
Tableau VI.16 : Pertes de contraintes par raccourcissement du béton	119

Tableau VI.17 : Pertes de tension par fluage	120
Tableau VI.18 : Pertes dues à la relaxation des aciers	120
Tableau VII.1 : Vérification des contraintes en cours de construction	126
Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à vide de la travée intermédiaire.....	127
Tableau VII.3 : Vérification des contraintes en charge de la travée intermédiaire	128
Tableau VII.4 : Vérification des contraintes à vide de la travée de rive.....	128
Tableau VII.5 : Vérification des contraintes en charge de la travée de rive.....	128
Tableau VIII.1 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale	134
Tableau VIII.2 : Dimensions des sections des éléments du voussoir sur pile	137
Tableau VIII.3 : Dimensions des sections des éléments du voussoir à la clé.....	137
Tableau VIII.4 : Ferrailage du hourdis supérieur.....	137
Tableau VIII.5 : Ferrailage du hourdis inférieur	138
Tableau VIII.6 : Ferrailage des consoles	138
Tableau VIII.7 : Ferrailage des âmes	138
Tableau VIII.8 : Ferrailage du voussoir à la clé	139
Tableau VIII.9 : Vérification de l'effort tranchant (voussoir sur pile).....	140
Tableau VIII.10 : Vérification de l'effort tranchant (voussoir à la clé).....	140
Tableau IX.1 : Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire.....	145
Tableau IX.2 : Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée de rive	145
Tableau X.1 : Différents modèles des joints Wd	162
Tableau X.2 : Caractéristiques physiques des joints Wd	162
Tableau XI.1 : Les sollicitations maximales sur la pile	170
Tableau XII.1 : Côtes définissant la hauteur des culées	183
Tableau XII.2 : Récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme	190
Tableau XII.3 : Calcul des moments et des efforts globaux.....	192
Tableau XII.4 : Résultats du calcul de la poussée à vide	193
Tableau XII.5 : Evaluation des efforts.....	198
Tableau XII.6 : Résultats de calcul des combinaisons	198
Tableau XII.7 : Valeurs du moment à l'ELU et à l'ELS.....	200
Tableau XII.8 : Tableau récapitulatif des sollicitations	202
Tableau XII.9 : Sollicitations à la base du voile	203
Tableau XII.10 : Efforts globaux sur la semelle	207

Sommaire

INTRODUCTION	02
I Définition d'un pont	03
I.1 Les différents types de ponts	03
I.2 Les différentes parties d'un pont.....	07
<i>CHAPITRE I : Construction par encorbellements successifs</i>	
I Historique	10
II Evolution de la technique dans la conception des ponts en encorbellement	11
III Mode de construction et technique du procédé	12
III.1 Mode de construction	12
III.2 Technique du procédé.....	13
IV Les avantages et les inconvénients de la technique	15
IV.1 Les avantages	15
IV.2 Les inconvénients.....	15
V Domaine d'emploi	16
<i>CHAPITRE II : Présentation générale et prédimensionnement</i>	
I Présentation de l'ouvrage	18
II Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage	18
II.1 Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan)	18
II.1.1 Tracé en plan.....	18
II.1.2 Profil en long.....	18
II.1.3 Profil en travers	19
II.2 Données naturelles du site	19
II.2.1 Situation et topographie	19
II.2.2 Contexte géologique	19
II.2.3 Etude géotechnique	19
II.2.4 Données sismologiques	20
II.2.5 La température	20
II.2.6 La neige	20
II.2.7 Le vent.....	21
II.2.8 L'humidité.....	21
II.2.9 Les données hydrauliques.....	21
II.2.10 Le phénomène d'affouillement.....	21
II.3 La brèche à franchir	22
II.4 Les positions possibles des appuis	23
II.5 Principe d'implantation des appuis	23
II.6 Le gabarit à respecter	24
II.7 Les conditions d'exécution.....	24
III Pré-dimensionnement.....	25
III.1 Pré-dimensionnement de la structure longitudinale	25
III.1.1 Répartition des travées	26
III.1.2 Hauteur sur pile.....	26
III.1.3 Hauteur à la clé	26

III.1.4 Découpage en voussoirs.....	27
III.2 Pré-dimensionnement de la section transversale.....	27
III.2.1 Epaisseur des âmes	28
III.2.2 Epaisseur du hourdis supérieure.....	28
III.2.3 Epaisseur du hourdis inférieur	28
III.2.4 Dimensionnement des goussets.....	29
IV Caractéristiques géométriques	31
V Loi de variation des différents paramètres	34
V.1 Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$	34
V.2 Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $E(x)$	35
V.3 Variation de la section $S(x)$	36
V.4 Variation de l'inertie $I(x)$	36
V.5 Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir	37
V.6 Récapitulatif des variations des différents paramètres	38
VI Caractéristiques géométriques du caisson sur pile plein.....	39

CHAPITRE III : Caractéristiques des matériaux

I Introduction	42
II Généralités	42
III Définition du béton et du béton armé	42
III.1 Résistance à la compression	42
III.2 La résistance à la traction.....	43
III.3 Déformation instantanées du béton.....	43
III.4 Module de déformation différée (longue durée)	43
III.5 Contrainte de calcul à l'état limite ultime [BAEL, 91].....	44
III.6 Contrainte de calcul à l'état limite de service (ELS)	44
III.7 Déformation transversale du béton	45
III.8 Qualités attendues d'un béton pour ouvrages	45
IV Le béton précontraint	45
IV.1 Précontrainte par pré-tension.....	46
IV.2 Précontrainte par post-tension.....	46
V Les aciers	47
V.1 Acier actifs.....	47
V.2 Aciers passifs	49

CHAPITRE IV: Charges et surcharges

I Introduction	52
II Définitions	52
II.1 Largeur roulable (L_r).....	52
II.2 Largeur chargeable (L_{ch}).....	52
II.3 Nombre de voies (N_v).....	52
II.4 Largeur réelle d'une voie (V).....	53
III Classe des ponts.....	53
IV Evaluation des charges et surcharges	54
IV.1 Charges hors trafic.....	54
IV.1.1 Charges permanentes (CP)	54
IV.1.2 Charges complémentaires permanentes (CCP)	55

IV.2 Charges dûes au trafic.....	58
IV.2.1 Système de charge "A"	58
IV.2.2 Système de charge "B".....	61
IV.2.2.1 Système Bc.....	61
IV.2.2.2 Système de charge Bt	64
IV.2.2.3 Surcharge Br.....	66
IV.2.3 La surcharge militaire (MC120).....	66
IV.2.4 Charges exceptionnelles D240	68
IV.3 Autres surcharges	69
IV.3.1 Surcharges sur les trottoirs St.....	69
IV.3.2 Le vent.....	69
IV.3.3 La température.....	69
IV.3.4 Forces de freinage	70
IV.3.4.1 Effort de freinage correspondant à la charge A	70
IV.3.4.2 Effort de freinage correspondant au système de charge Bc.....	70
IV.3.5 Le séisme	70
V Combinaisons des charges.....	71
V.1 Les coefficients de majoration.....	71
V.2 Les combinaisons	71

CHAPITRE V : Etude longitudinale

I Introduction	73
II Etapes de calcul avec le logiciel	73
III Phasages de réalisations	73
IV Charges appliquées au fléau (phase de construction).....	76
IV.1 Le poids propre du tablier G.....	76
IV.2 Surcharges de chantier.....	76
IV.2.1 Les charges connues (équipage mobile)	76
IV.2.2 Charges de chantier aléatoire.....	76
IV.3 Le vent	77
IV.4 Actions accidentelles (FA)	77
V Effets dûs aux charges appliquées sur le demi-fléau.....	77
V.1 Effets dûs au poids propre.....	77
V.1.1 Effort tranchant.....	77
V.1.2 Moment fléchissant.....	77
V.2 Effets dûs aux surcharges de chantier	78
V.2.1 Effets dûs aux charges reparties (Q_{PRA1})	78
V.2.1.1 Effort tranchant.....	78
V.2.1.2 Moment fléchissant	78
V.2.2 Effets dûs aux charges concentrées (Q_{PRA2})	78
V.2.2.1 Effort tranchant.....	78
V.2.2.2 Moment fléchissant	78
V.2.3 Effet de la charge de l'équipage mobile	79
V.2.3.1 Effort tranchant.....	79
V.2.3.2 Moment fléchissant	79
V.2.4 Effets des charges du vent	79

V.2.4.1 Effort tranchant.....	79
V.2.4.2 Moment fléchissant	79
V.2.5 Effet de l'action accidentelle.....	80
V.2.5.1 Effort tranchant.....	80
V.2.5.2 Moment fléchissant	80
VI Les combinaisons de charges.....	84
VI.1 Combinaisons en situation temporaire de construction (Type A).....	84
VI.2 Combinaisons accidentelles de construction (Type B).....	85
VI.3 Valeurs des différentes combinaisons.....	85
VII Etude de l'encastrement provisoire.....	87
VII.1 Calcul du nombre de câbles	88
VIII Clavage de la travée de rive	91
IX Etude longitudinale en service.....	93
IX.1 Sollicitations dues aux poids propre	93
IX.2 Sollicitations dues aux charges complémentaires permanentes	94
IX.3 Sollicitations dues aux charges routières	94
IX.4 Sollicitation due au gradient thermique	96
IX.5 sollicitation due aux charges sur trottoirs (ST)	97

CHAPITRE VI : Etude de la précontrainte

I Généralités.....	99
I.1 Définition	99
I.2 Principe de la précontrainte.....	99
I.3 Application de la précontrainte à notre projet.....	99
I.3.1 Procédé utilisé	99
I.4 Principe du câblage	100
II Précontrainte de fléau.....	100
II.1 Calcul de la précontrainte de fléau.....	100
II.2 Détermination du nombre de câbles de fléau	101
II.3 Répartition des câbles dans chaque voussoir.....	102
II.4 Position et enrobage des câbles.....	103
II.5 Etude du tracé des câbles en élévation.....	103
II.6 Etude du tracé en plan.....	105
III Etude de la précontrainte de continuité.....	107
III.1 Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée.....	108
III.1.1 Effet du fluage	108
III.1.2 Calcul de l'effort de précontrainte.....	108
III.1.3 Détermination de la précontrainte de continuité	109
IV Calcul des pertes de tension de précontrainte.....	111
IV.1 Précontrainte de fléau.....	111
IV.1.1 Pertes instantanées	111
IV.1.1.1 Pertes dues au frottement.....	112
IV.1.1.2 Pertes dues au recul de l'ancrage	113
IV.1.1.3 Pertes par raccourcissement du béton.....	114
IV.1.2 Pertes différées	115
IV.1.2.1 Pertes de tensions dues au retrait du béton	115

IV.1.2.2 Pertes dûes au fluage du béton.....	116
IV.1.2.3 Pertes dûes à la relaxation des aciers.....	117
IV.2 Précontrainte de continuité	118
IV.2.1 Pertes instantanées	118
IV.2.1.1 Pertes dûes au frottement.....	118
IV.2.1.2 Pertes dûes au recul de l'ancrage	119
IV.1.1.3 Pertes par raccourcissement du béton.....	119
IV.2.2 Pertes différées	119
IV.2.2.1 Pertes de tensions dûes au retrait du béton.....	119
IV.2.2.2 Pertes dûes au fluage du béton.....	120
IV.1.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers	120
V Etude et ferrailage du bossage.....	121
V.1 Ferrailage du bossage à un seul ancrage	121
V.2 Ferrailage du bossage à deux ancrages	122

CHAPITRE VII : Vérification des contraintes

I Vérification des contraintes	125
I.1 Phase de construction.....	125
I.2 Phase d'exploitation.....	126
I.2.1 Vérification à vide.....	126
I.2.2 Vérification en charge	126

CHAPITRE VIII : Etude transversale

I Introduction	131
II Modélisation de la section.....	131
III Définition des charges	132
III.1 Charges permanentes	132
III.1.1 Poids propre (Pp).....	132
III.1.2 Poids du revêtement (Pr)	132
III.1.3 Poids des (trottoirs + corniches) (Ptc).....	132
III.1.4 Poids des garde-corps.....	132
III.1.5 Poids des glissières de sécurité	132
III.2 Surcharges d'exploitations	133
III.2.1 Système de charge A(L).....	133
III.2.2 Système de charge Bc	133
III.2.3 Système de charge Bt.....	133
III.2.4 Charge militaire MC120	133
III.2.5 Charges exceptionnelles D240	133
III.2.6 Charges sur trottoirs (St).....	133
IV Les combinaisons d'actions	134
V Résultat des calculs.....	134
VI Ferrailage des voussoirs	136
VI.1 Les données du problème.....	136
VI.2 Ferrailage du voussoir près de la pile	137
VI.3 Ferrailage du voussoir à la clé	139
VII Vérification à l'effort tranchant	140

VIII Vérification au poinçonnement.....	140
IX Vérification des âmes au flambement	141

CHAPITRE IX : Vérification de l'effort tranchant

I Introduction	143
II Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte.....	143
III Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL)	143
IV Vérification de l'effort tranchant.....	144
IV.1 Détermination de l'effort tranchant.....	144
IV.2 Vérification des contraintes de cisaillement.....	144

Chapitre X : Equipements de pont

I Introduction	147
II Les appareils d'appui.....	147
II.1 Rôle des appareils d'appui.....	148
II.2 Types d'appareils d'appuis	149
II.3 Les appareils d'appuis en élastomère fretté	149
II.3.1 Définition	149
II.3.2 Constitution.....	150
II.3.3 Le matériau élastomère.....	150
II.3.4 Les frettes en acier.....	150
II.3.5 Définition géométrique	150
II.3.6 Caractéristiques de l'élastomère.....	151
II.4 Dimensionnement de l'appareil d'appui	151
II.4.1 Réactions dues aux combinaisons du poids propre et surcharges	152
II.4.2 L'aire de l'appareil d'appuis.....	153
II.4.3 Comportement sous effort normal.....	153
II.4.4 Comportement sous effort horizontal	153
III Vérifications du dimensionnement.....	155
III.1 Limitation des contraintes de cisaillement	155
III.2 Condition de non cheminement et non glissement.....	156
III.3 Condition de non-flambement	156
III.4 Condition de non-soulèvement	156
III.5 Dimensionnement des frettes	157
IV Les dés d'appuis.....	157
IV.1 Les dimensions de dés d'appuis.....	158
IV.2 Ferrailage des dés d'appuis	158
V Joint de chaussée	159
V.1 Définition.....	159
V.2 Calcul du souffle des joints	160
V.3 Choix du type du joint de chaussée	162
VI L'évacuation des eaux	163
VII Revêtement des tabliers	164
VIII Étanchéité des tabliers.....	164
IX La couche de roulement.....	164
X Les corniches	165
XI Dispositifs de retenue	165

XI.1 Le garde-corps.....	165
XI.2 Les glissières.....	165
XIII L'éclairage.....	165

CHAPITRE XI : Etude de la pile

I Définition.....	168
II Choix du type de la pile.....	168
III Pré dimensionnement de la pile.....	168
IV Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	169
IV.1 Les combinaisons de charge.....	169
IV.2 Application numérique.....	169
V Ferrailage de la pile.....	170
V.1 Hypothèses et données.....	170
V.2 Ferrailage longitudinal du voile.....	170
V.3 Ferrailage transversal.....	171
IV Les fondations.....	172
IV.1 Choix du type de fondation.....	172
IV.2 Dimensions de la semelle.....	172
IV.3 Nombre de files de pieux.....	172
IV.4 Ferrailage des pieux.....	174
IV.4.1 Calcul de l'effort normal maximal revenant au pieu.....	174
IV.4.2 Calcul du moment maximal au niveau du pieu.....	175
IV.4.3 Ferrailage longitudinal.....	176
IV.4.4 Ferrailage transversal.....	178
IV.5 Ferrailage de la semelle.....	178
IV.5.1 Section d'armatures inférieures transversales.....	178
IV.5.2 Armatures longitudinales inférieures.....	179

CHAPITRE XII : Etude de la culée

I Introduction.....	182
II Choix du type de culée.....	182
II.1 Implantation des culées.....	183
II.2 Pré dimensionnement de la culée.....	183
II.3 Calcul de la stabilité de la culée.....	188
II.3.1 Calcul du coefficient de poussée.....	189
II.4 Vérification de la stabilité de la culée.....	192
III Ferrailage de la culée.....	193
III.1 Mur garde grève.....	193
III.1.1 Évaluation des efforts agissant sur le MGG.....	193
III.1.2 Combinaisons d'actions.....	195
III.1.3 Ferrailage du mur garde grève.....	196
III.2 Dalle de transition.....	197
III.2.1 Evaluation des efforts.....	197
III.2.2 Combinaisons d'actions.....	198
III.2.3 Ferrailage de la dalle de transition.....	198
III.3 Le mur Corbeau.....	199
III.3.1 Calcul des réactions.....	199

III.3.2	Combinaisons d'actions.....	200
III.3.3	Ferraillage du Corbeau.....	200
III.3.3.1	Ferraillage vertical	200
III.3.3.2	Ferraillage horizontal.....	201
III.4	Le mur frontal	201
III.4.1	Calcul de sollicitations.....	202
III.4.2	Ferraillage du mur frontal.....	203
III.4.2.1	Ferraillage vertical	203
III.4.2.2	Ferraillage horizontal.....	204
III.5	Mur en retour	205
III.5.1	Calcul des efforts..	205
III.5.1.1	Efforts horizontaux	205
III.5.1.2	Efforts verticaux.....	206
III.5.2	Ferraillage du mur en retour	206
III.6	Etude et ferraillage de la semelle	207
III.6.1	Caractéristiques de la semelle.....	207
III.6.2	Sollicitations sur la semelle.....	207
III.6.3	Ferraillage de la semelle (méthode des bielles)	209
III.6.3.1	Ferraillage de la nappe inférieurs	209
III.6.3.2	Ferraillage de la nappe supérieure.....	210
	Conclusion générale	213
	Bibliographie	

Résumé

Ce modeste travail consiste à faire l'étude d'un viaduc en encorbellements successifs afin de franchir l'Oued SEBAOU pour relier SIDI NAAMANE à TADMAIT au niveau de la wilaya de TIZI-OUZOU.

Cela comprend le pré dimensionnement, l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte, vérification des contraintes ainsi que le dimensionnement de l'infrastructure.



INTRODUCTION

Introduction

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 dispose 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 économique grâce au prix élevé des hydrocarbures, 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 répondre 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 Sidi Naamane qui fait objet de notre projet de fin d'étude intitulé << étude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs >> proposé par l'entreprise nationale des grands ouvrages d'arts (ENGOA).

I Définition d'un pont

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle qui est soit :

- Naturel (brèche, cours d'eau)
- Artificiel (route, voie ferrée, canal)

La désignation du pont s'adapte à son utilisation :

Passage de	Désignation du pont
Une route	Pont-route
Une voie piétonne	Passerelle
Une voie ferrée	Pont-rail
Un canal	Pont-canal
Eau d'adduction	Aqueduc

Tableau 1 : Désignation des ponts.

On distingue en outre les différents types d'ouvrages suivants :

- **Ponceau ou dalot** : pont de petites dimensions (quelques mètres).
- **Viaduc** : ouvrage généralement de grande hauteur, ou à nombreuses travées de longueur assez importante.
- **Passerelle** : ouvrage destiné aux piétons, exceptionnellement aux canalisations ou au gibier.

I.1 Les différents types de ponts

Il existe plusieurs types de ponts en fonction de leur utilisation et de leur époque de construction, nous distinguons :

I.1.a Les ponts en maçonnerie

La pierre a de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres.



Figure 1 : Pont en maçonnerie (pont du Gard).

I.1.b Les ponts cadres

Ils sont apparus vers les années 1960, lorsque le programme de construction des autoroutes françaises s'accéléra, et que de nouvelles contraintes apparaissent (qualité de tracé engendrant la réalisation de ponts biais ou courbes, sécurité, nouvelles techniques...). Ils sont de deux types :

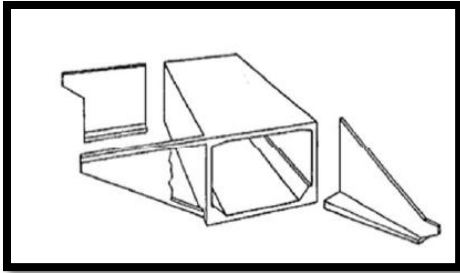


Figure 2 : Passage inférieur à cadre fermé (PICF).

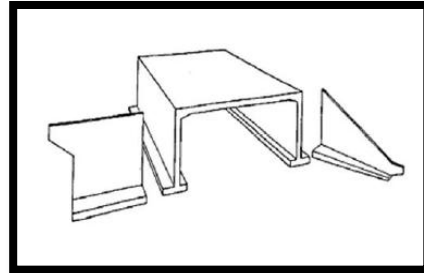


Figure 3 : Passage inférieur à portique ouvert (PIPO).

I.1.c Les ponts à poutres

Ouvrages dont la structure reprend les charges par son aptitude à résister à la flexion, les réactions d'appui étant verticales. La section transversale est constante.

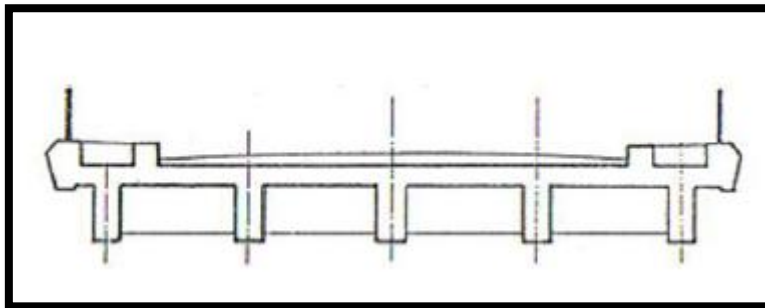


Figure 4 : Passage supérieur ou inférieur à poutres armées (PSIPA).

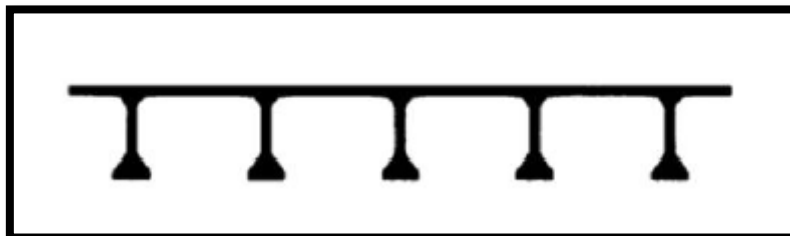


Figure 5 : Passage supérieur ou inférieur à poutres précontraintes (PSIPP).

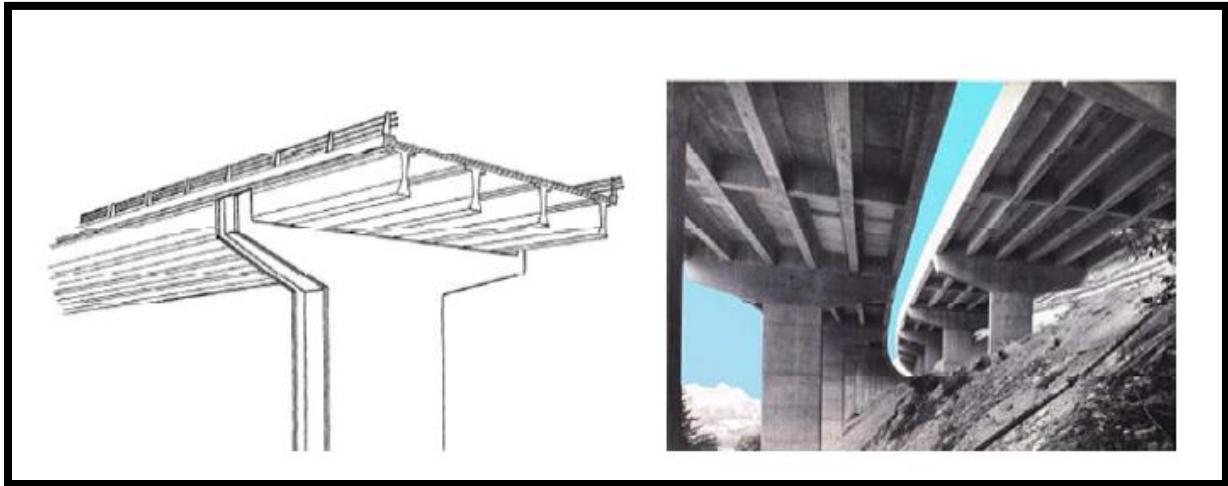






Figure 6 : Vue d'un pont à poutres.

I.1.d Les ponts dalles

Ils sont différenciés par la forme de la dalle.

	Passage supérieur ou inférieur à dalle armée (PSIDA)
	Passage supérieur ou inférieur à dalle précontrainte à encorbellement (PSIDP)
	Passage supérieur ou inférieur à dalle élégie (PSIDE)
	Passage supérieur ou inférieur à dalle nervurée (PSIDN)

I.1.e Les ponts à caisson ou voussoir

Le tablier est composé de voussoirs de section continue ou non en béton précontraint.



Figure 7 : Ponts à caissons.

I.1.f Les ponts en arc

Pour ces ouvrages, la structure fonctionne essentiellement en compression. Les réactions d'appui sont inclinées (la composante horizontale s'appelle la poussée). Ces structures ne peuvent être envisagées que si elles peuvent prendre appui sur un rocher existant, leur portée peut alors aller jusqu'à 500 m. Les ponts à béquilles sont rattachés à la famille des arcs.



Figure 8 : Pont en arc à tablier supérieur.



Figure 9 : Pont en arc à tablier inférieur.



Figure 10 : Pont en arc à tablier intermédiaire.



Figure 11 : Pont à béquille.

I.1.g Les ponts à câbles

Le tablier est supporté par des câbles. Ce sont des structures plus ou moins souples adaptées au franchissement des grandes portées. On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique est très différent :

- ❖ les ponts suspendus (portée jusqu'à 2000 m)



Figure 12 : Ponts suspendus.

❖ Les ponts à haubans (portée jusqu'à 900 m)

Des ponts en lianes ont aussi existés, ils ressemblent à une passerelle portée par des cordes en bois attachées à des arbres qui jouent le rôle de pylônes. Ils sont toujours utilisés comme des passerelles dans certains pays africains tel que le pont en lianes de Poubara près de Moanba et le pont en lianes dans le village de Kabaga sur les plateaux de batékés au Gabon.



Figure 13 : Pont en liane à Poubara au Gabon.



Figure 14 : Les ponts à haubans.

I.2 Les différentes parties d'un pont

Un pont comprend trois parties distinctes :

➤ **Le tablier**

Elément résistant portant la voie.

➤ **Les appuis:**

Les appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dûs aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations.

Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.).

➤ **Les fondations**

Elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.
La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont.

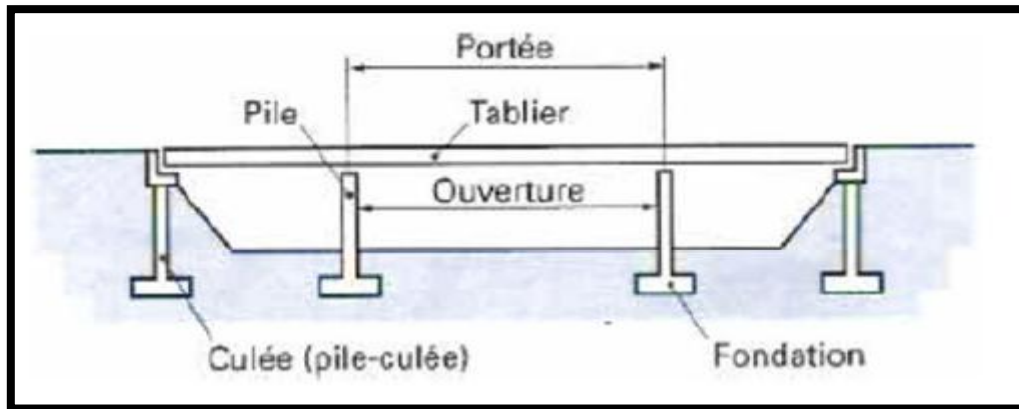


Figure 15 : Les différentes parties du pont.

CHAPITRE I



*Construction par
encorbellements successifs*

Le sujet de ce projet de fin d'études est le calcul d'un pont construit par encorbellements successifs. Il convient ainsi de prime abord d'expliquer ce qu'est un pont construit par encorbellements successifs ainsi que les avantages et les inconvénients de cette technologie de construction. Il s'agit d'exposer clairement les spécificités de ce type d'ouvrage, aussi bien dans la construction que dans les calculs.

I Historique

L'idée de la construction par encorbellement est très ancienne, on construisait des ponts en encorbellement en bois en avançant des troncs d'arbre à partir des deux rives de la brèche à franchir.

Plusieurs ouvrages de ce type ont été retrouvés dans plusieurs régions (Himalaya, Caucase, chine...), le même principe a été exploité pour la construction des fausses voûtes en pierre.

La construction par encorbellements successifs, qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol, est une technique très ancienne. Dès l'Antiquité, elle fut appliquée à la construction de voûtes en Europe (Figure I.2) et en Amérique du Sud (notamment pour la construction des voûtes maya), et à celle de ponts en bois (Figure I.1).

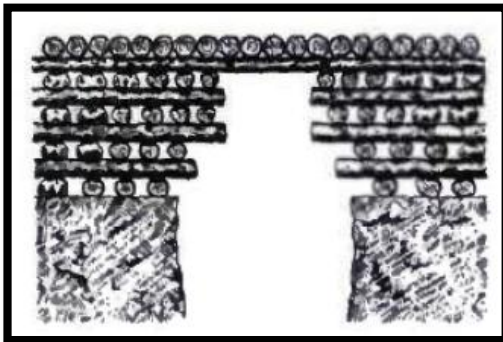


Figure I.1 : Pont gaulois en bois.

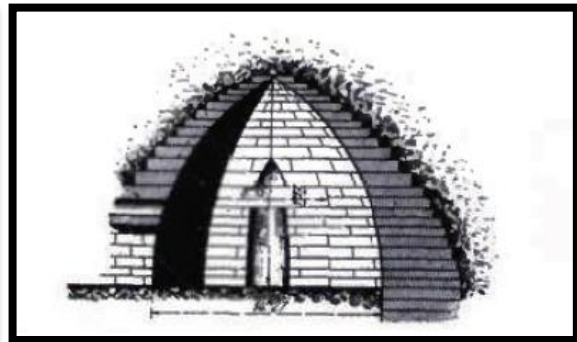


Figure I.2 : Le trésor d'Arrée.

Au XIX^{ème} et au début du XX^{ème} siècle, elle fut appliquée à la construction de ponts métalliques en arc, comme les viaducs de Garabit et du Viaur, ou en poutre-treillis, comme les ponts sur le Firth of Forth, le pont de Bénodet ou encore l'ancien pont de Pirmil, à Nantes (Figure I.3).

Plus récemment, elle fut appliquée à la construction de ponts à haubans métalliques, comme le pont de Saint-Nazaire, sur la Loire, ou le pont de Normandie, sur la Seine (Figure I.4).

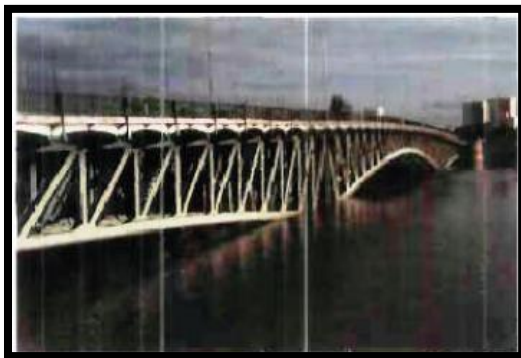


Figure I.3 : Ancien de PIRMIL à Nantes.



Figure I.4 : Pont de Normandie.

Dans le domaine du béton précontraint, la construction par encorbellements successifs s'applique majoritairement à des ponts dont les tabliers peuvent être assimilés à des poutres droites ou courbes en plan et sont construits à partir de leurs appuis, avec des voussoirs préfabriqués (Figure I.5) ou coulés en place (Figure I.6). Cette méthode est également utilisée avec de nombreuses similitudes pour la construction de ponts à béquilles à tablier en caisson, comme le pont du Bonhomme, dans le Morbihan, le viaduc d'Auray (Figure I.7) ou encore le pont sur la Truyère, à Garabit.



Figure I.5 : Voussoirs préfabriqués.



Figure I.6 : Voussoir coulés sur place.



Figure I.7 : Construction à béquilles d'Auray.

Enfin, il faut signaler que ce n'est qu'en 1950, en Allemagne avec le développement de la technique du béton précontraint que la construction par encorbellements successifs a pris naissance dans sa forme moderne.

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

II Evolution de la technique dans la conception des ponts en encorbellement

Cette technique a connue une évolution importante avec quatre grandes périodes :

- . 1^{ère} génération : de 1950 à 1964 : fléaux isostatiques encastés sur les piles avec articulations à la clé.
- . 2^{ème} génération : de 1965 à 1975 : ouvrages rendus continus par clavage, sans prise en compte de la redistribution par fluage.

. 3^{ème} génération : de 1975 à 1983 : ouvrages continus dimensionnés avec prise en compte de nouvelles règles (redistribution par fluage et gradient thermique).

. 4^{ème} génération : de 1983 à nos jours : ouvrages continus calculés aux états limites (BPEL) avec utilisation de précontrainte extérieure.

III Mode de construction et technique du procédé

III.1 Mode de construction

a) Voussoirs coulés sur place

C'est la technique la plus ancienne. Plusieurs procédés peuvent être utilisés selon le mode de support du coffrage du voussoir à bétonner :

- 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 et horizontal.

- 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 équipage mobile composé d'une charpente métallique prenant appui sur la poutre de fléau déjà construite et d'une plateforme de travail supportant les coffrages suspendus en port-à-faux à l'extrémité de la charpente. L'ensemble est stabilisé à l'arrière par un contre poids dont l'effet est parfois complété par des tirants ancrés dans le tablier.

L'équipage mobile de bétonnage doit jouer deux rôles :

-Assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace.

-Supporter le poids du voussoir avant durcissement du béton et solidarisation par précontrainte à l'élément précédent.

Il est constitué de coffrages suspendus à une charpente métallique portée par la partie du tablier déjà construite. De façon conventionnelle, on désigne habituellement par équipage l'ensemble des deux coffrages nécessaires à l'exécution d'une paire de voussoir.



Figure I.8 : Voussoir coulé en place.

b) Voussoirs préfabriqués

Ce mode de construction est intéressant dans le cas où l'ouvrage est important, pour un délai d'exécution minimum. Il présente les avantages suivants:

- La vitesse de réalisation,
- la facilité du contrôle de la qualité de béton et sa mise en œuvre (possibilité de vibration), ce qui donne des éléments résistants et plus légers et laisse au béton son temps de durcir et d'effectuer son retrait avant la mise en tension.

En revanche, la préfabrication pose 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 de la résine époxyde, de plus on ménage au niveau des âmes des clés de cisaillement qui empêchent le glissement relatif des voussoirs.



Figure I.9 : Voussoir préfabriqué.

III.2 Technique du procédé

Ce procédé consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoportante pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

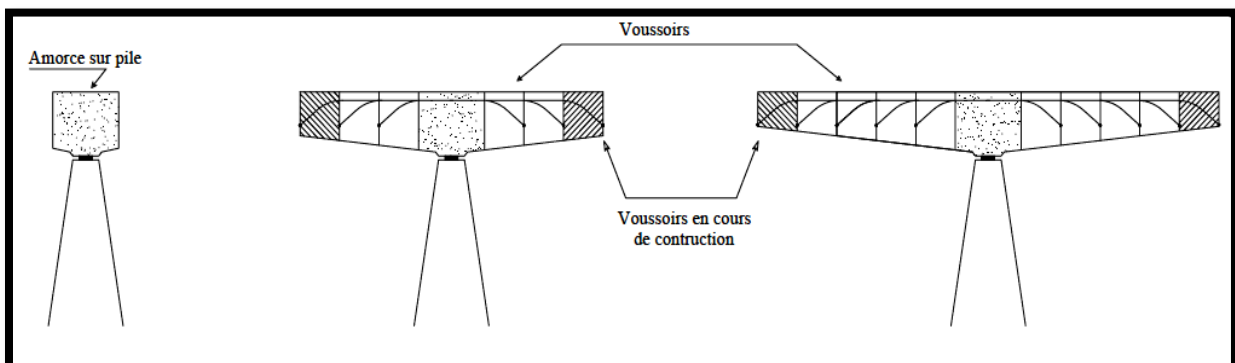


Figure I.10 : Principe de construction par encorbellement.

La construction s'effectue :

- En général symétriquement, de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution ; la double console obtenue est alors dénommée fléau (Figure I.11).

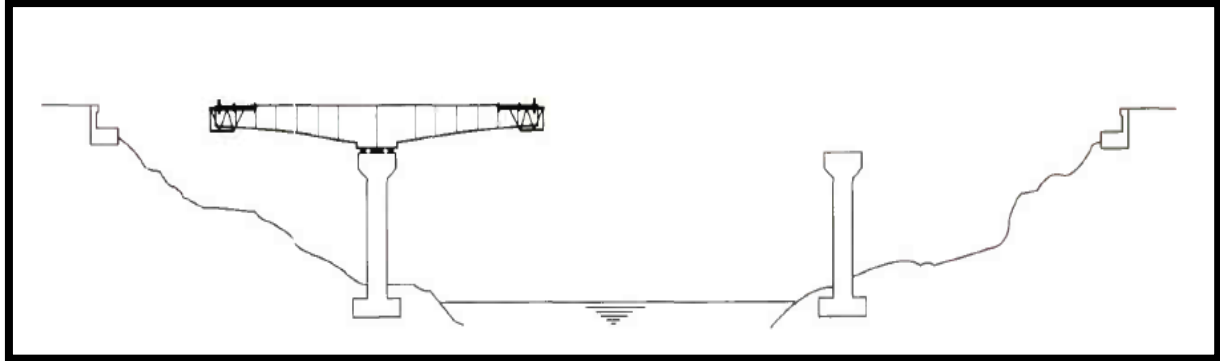


Figure I.11 : Construction symétrique depuis une pile.

En réalité la symétrie n'existe pas, il y a toujours un déséquilibre lié à la réalisation (déformation du béton, le coffrage, charges accidentelles,...) Ce qui engendre des moments de flexion sur la pile, tendant à la renverser, pour s'en prémunir, il faut solidariser le voussoir sur pile à la tête par cloutage en utilisant des câbles de précontrainte (provisoires dans le cas d'un pont appuyé simplement). On peut aussi équilibrer le fléau à l'avancement par la mise en place des palées d'appuis provisoires.

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

- Parfois dissymétriquement, d'un seul côté d'un fléau, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente (Figure I.12).

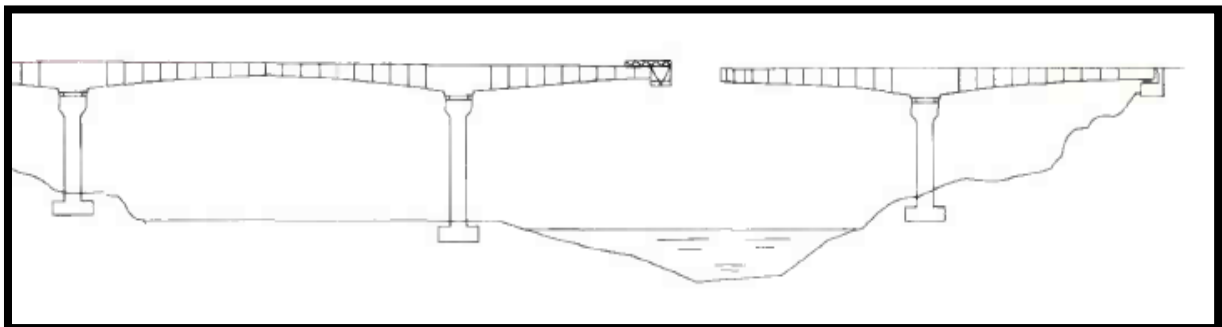


Figure I.12 : Construction dissymétrique.

- Exceptionnellement à partir d'une culée (culées contrepoids), le moment de renversement apporté par la console étant alors équilibré par un contrepoids dimensionné en conséquences et faisant partie du tablier lui-même.

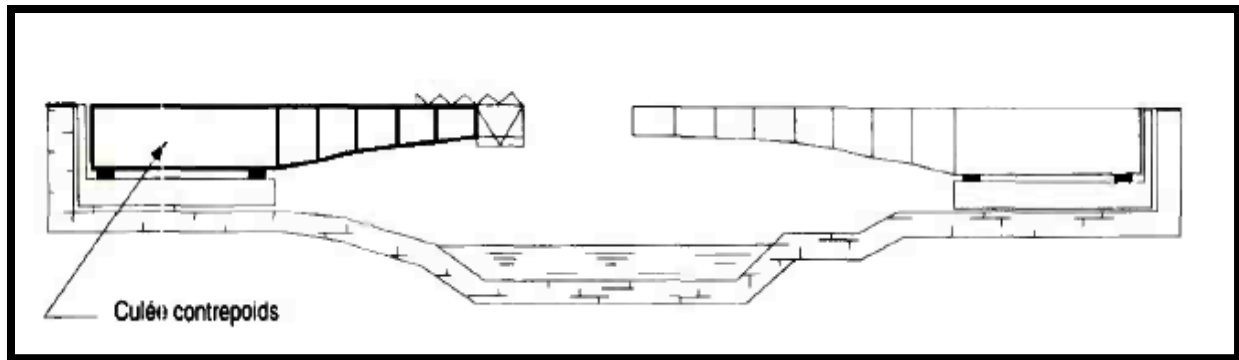


Figure I.13 : Construction à partir d'une culée.

IV Les avantages et les inconvénients de la technique

IV.1 Les avantages

- La construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au dessus des rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.
- Dégagement d'un gabarit de circulation ou de navigation sur la voie franchie pendant la construction.
- La construction par encorbellement permet une gamme de portées très vaste (de 50 m environ jusqu'à 300 m)
- L'esthétique de ce type d'ouvrage.
- Ce type de profil fermé présente une grande rigidité à la torsion.
- L'augmentation du rendement de la main d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.

IV.2 Les inconvénients

- À portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes.
- Importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au chantier.

V Domaine d'emploi

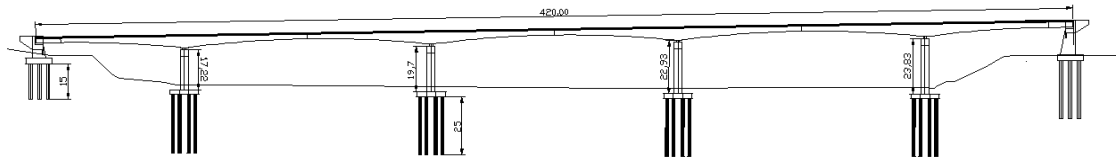
Portées (m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	
Poutres préfabriquées				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Encorbellement						—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Poussage				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Cintres auto lanceurs				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

- Domaine optimal
- Domaine normal
- - - - Domaine exceptionnel.

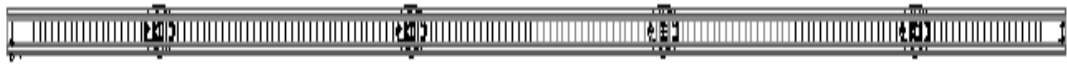
Tableau I.1 : Domaine d'application des différents types de ponts.

CHAPITRE II

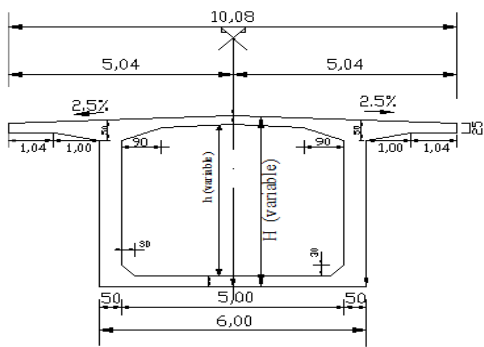
*Présentation générale
et prédimensionnement*



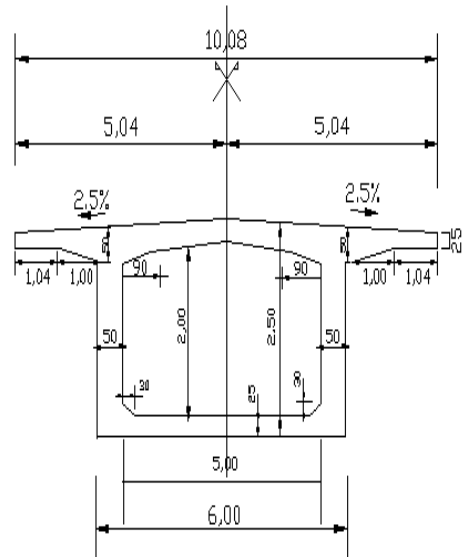
Profil en long échelle 1/250



Vue en plan échelle 1/250



Voussoir à la clé



Voussoir sur pile

I Présentation de l'ouvrage

Notre projet est un viaduc franchissant l'Oued Sebaou, il va relier le CW224A à la RN12, d'une largeur totale de 10,08 m ayant deux voies de 3,50 m pour chaque sens de circulation. Le tracé s'étant sur une longueur totale de 412m, avec 5 travées continues de portée respectivement de (56 m + 100 m + 100 m + 100 m + 56 m).

II Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage

II.1 Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan)

II.1.1 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 repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

La structure géométrique de l'ouvrage est droite de longueur de 412 m et de largeur de 10,08 m.

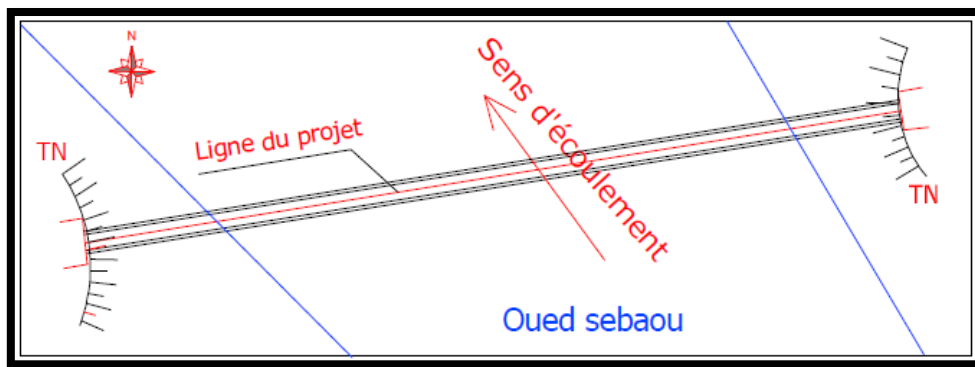


Figure II.1 : Tracé en plan.

II.1.2 Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit et aux contraintes naturelles, Il présente une longueur de 412 m.

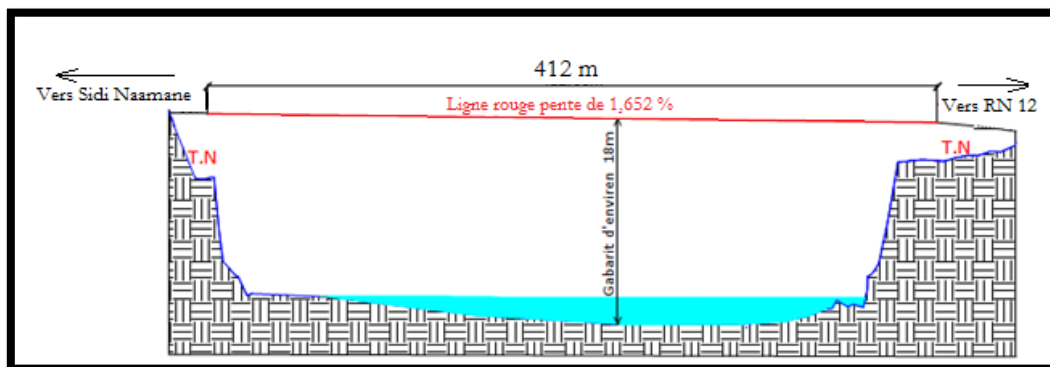


Figure II.2 : Profil en long.

II.1.3 Profil en travers

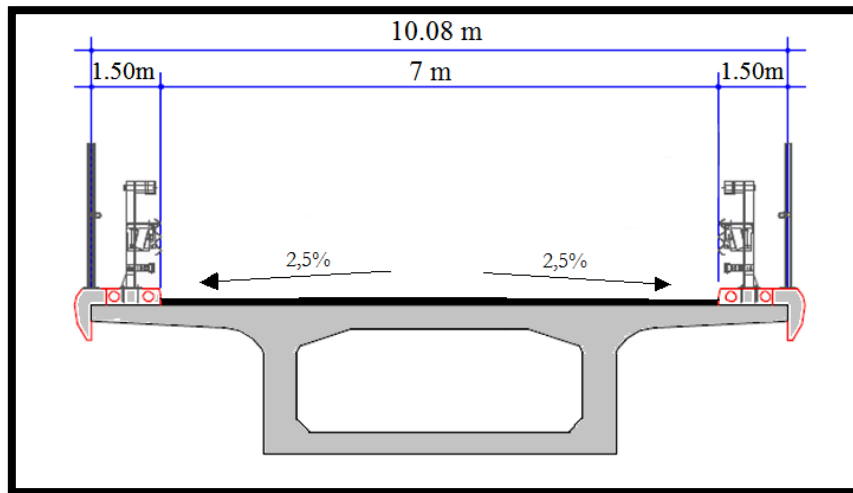


Figure II.3 : Profil en travers.

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

Les composantes du profil en travers de notre chaussée sont :

- La largeur roulable $L_r = 7$ m.
- Largeur des trottoirs $L_t = 1,50$ m.
- Nombre de voies de circulation égale à 2.
- La pente transversale égale à 2,5 %.

II.2 Données naturelles du site

II.2.1 Situation et topographie

Le terrain étudié est situé entre les villes de Tadmaït au Sud Ouest et Sidi Naamane au Nord Est. Le projet consiste à franchir l'Oued Sébaou à partir de la RN12 vers le CW 224 A. Le site est constitué d'un large lit d'Oued et des berges surélevées de près de 13 m.

II.2.2 Contexte géologique

La carte géologique ainsi que les études géotechniques réalisées dans la zone indiquent qu'on est en présence d'une épaisse assise marneuse de teinte grise, représentant le substratum de la région. Localement, cette formation est recouverte par des dépôts alluvionnaires.

II.2.3 Etude géotechnique

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.

Les investigations menées par le laboratoire central des travaux publics entene de Tizi ouzou (LCTP) ont conclu que le mode de fondation approprié compte tenu du contexte géomorphologique du site et de l'importante épaisseur des dépôts alluvionnaires sera des fondations profondes ancrées dans le substratum marneux doté de bonnes caractéristiques géotechniques, repéré à différentes profondeurs comme suit :

Berge droite (coté Sidi Naamane) SC 3 : à partir de 5 m.

Berge gauche (coté Tadmaït) SC 1 : à partir de 21 m.

Dans l'axe du lit de l'Oued SC 4 et SC 2 : à partir de 23 m.

A l'extrémité Sud de la RN 12 SC 4 : à partir de 15 m.

II.2.4 Données sismologiques

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

La région de Tizi-Ouzou est classée comme une zone de moyenne sismicité selon le règlement parasismique Algérien.

L'effort sismique est considéré comme une action accidentelle qui peut induire :

- Chute du tablier.
- Endommagement des appuis.
- Endommagement des joints du tablier.
- Endommagement des piles.

Alors on a pour objectif de:

- Réaliser des appuis résistants.
- Donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier. Prévenir des joints suffisamment ouverts.
- Réaliser une assise d'appuis suffisamment longue.
- Dimensionner les piles pour résister aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

II.2.5 La température

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

II.2.6 La neige

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (Ouvrage en phase de construction).

II.2.7 Le vent

En réalité, l'action du vent induit une pression dynamique sur un pont. Dans les structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de la considérer comme une pression statique, par contre dans les ponts souples (ex: pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de leur comportement dynamique.

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par [fascicule 61, Titre II] on prend une surcharge du vent répartie de 125Kg/m^2 soit $0,125\text{ t/m}^2$.

II.2.8 L'humidité

L'ouvrage en question franchit l'un des oueds connus en débit et circulation des eaux surtout en hiver, tous ces facteurs augmentent l'humidité du milieu. De ce fait le pont sera classé en classe I pour remédier à l'agression du milieu.

II.2.9 Les données hydrauliques

Comme notre pont franchit un cours d'eau (Oued Sebaou), il est nécessaire de connaître le régime hydraulique c'est-à-dire le niveau des eaux, le débit, le tracé de la rivière en vue d'éviter le phénomène d'affouillement qui a causé la ruine de nombreux ponts.

II.2.10 Le phénomène d'affouillement

L'affouillement autour des appuis de ponts implantés dans un cours d'eau est un phénomène naturel dans le mécanisme est souvent mal connu. Le niveau d'un cours d'eau est évidemment variable dans le temps, son étude coïncide avec celle des crues dont les causes peuvent être très diverses (crues d'averses, crues de fonte de neige...etc.).

D'une façon générale, les cours d'eau adaptent leur tracé, leur profil en travers et leur profil en long à la combinaison des débits liquide et solide qui se produit à un instant donné. Le creusement, le comblement, la sinuosité du lit correspondent à ces modes d'adaptation pour aboutir, en l'absence de toute intervention humaine, à un état stable.

Dans la réalité, les choses ne se présentent pas si simplement. En effet, les interventions humaines (barrages, endiguements, extractions des matériaux ...etc.) perturbent l'évolution normale et naturelle des cours d'eau. Les extractions anarchiques de matériaux (sable, caillou) entraînent un abaissement graduel du lit des rivières suivi d'une diminution de la section mouillée par conséquence on aura une augmentation considérable de la vitesse d'écoulement qui provoquera directement un grand problème d'affouillement aux niveaux des piles.

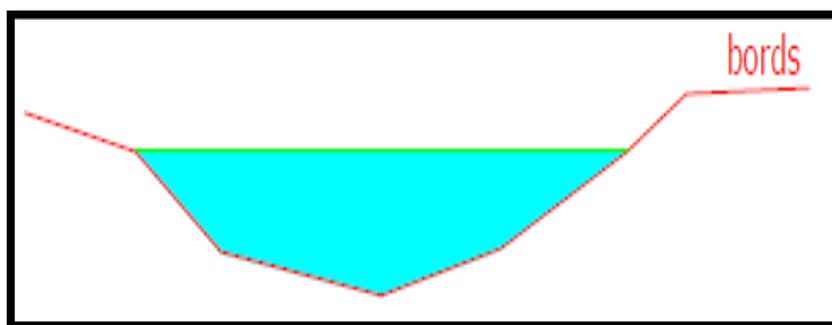


Figure II.4 : Section mouillée avant l'extraction du sable.

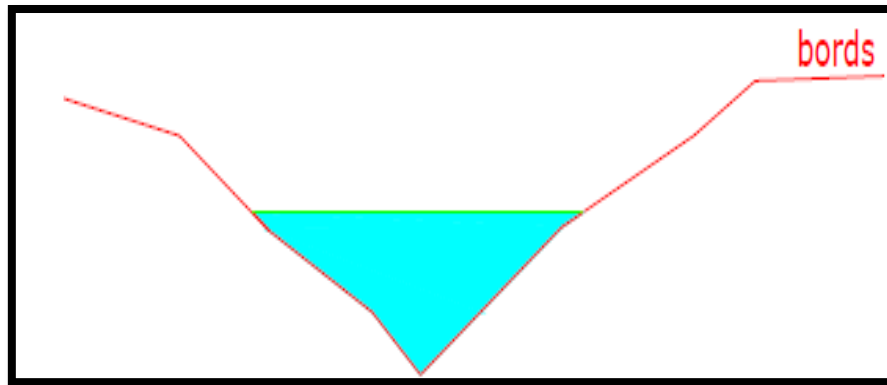


Figure II.5 : Diminution de la section mouillée après l'extraction du sable.

C'est pour cela qu'il faut veiller à implanter les fondations sous la profondeur maximale d'affouillement générale.

Remarque : les crevasses créées par les extracteurs de sables entraînent une diminution de la section mouillée et une augmentation de la vitesse d'écoulement qui aggrave le phénomène d'affouillement.

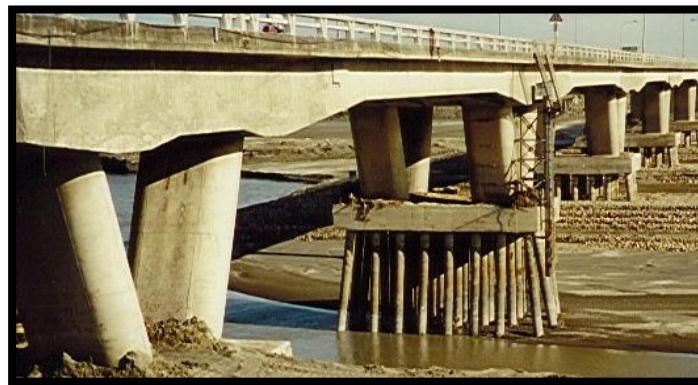


Figure II.6 : phénomène d'affouillement.

II.3 La brèche à franchir

L'analyse des données conduit à définir la brèche à franchir. Une brèche est la raison même de l'existence de l'ouvrage. Elle résulte de la topographie du site, de la ligne rouge du projet et des caractéristiques des obstacles à franchir, ce qui conduit à une longueur minimale de l'ouvrage.

Ces obstacles peuvent être issus :

- De contrainte naturelle : un cours d'eau, un thalweg, la présence d'un sol compressible impropre à la construction (remblai).
- De contraintes fonctionnelles : un gabarit de voie routière ou ferrée, une sur largeur de visibilité, les données liées au maintien d'une communication adaptée à la faune sauvage.
- De contraintes d'environnement (contraintes d'emprises, contraintes hydraulique,..), architecturales ou d'exploitation (dédoublage routier à terme,...).

II.4 Les positions possibles des appuis

Les appuis d'un pont assurent la liaison mécanique entre le tablier et le sol d'appuis. Ils se composent des piles, culées ou piédroits en élévation, et de leur fondations associées. Leur conception est tributaire, par nature, de la qualité des sols d'appuis mais peut également être influencée par les conditions de liaison au tablier (encastrement, appuis simples,...).

II.5 Principe d'implantation des appuis

L'étude de l'implantation possible des appuis d'un ouvrage précède obligatoirement la définition des types de structure (tabliers) envisageables. Elle ne peut efficacement commencer qu'après la visite du site.

Le choix de l'implantation des appuis résulte d'une analyse multicritères visant à comparer, pour chacune des solutions d'implantations d'appuis envisagées, et en respect du programme défini par le maître d'ouvrage, le mode, les difficultés, l'impact sur le milieu physique et naturel, et le coût de réalisation des appuis mais aussi de la structure du tablier qu'ils se destinent à porter.

En pratique, l'implantation des appuis d'un ouvrage est un processus itératif, qui commence, après analyse des contraintes du projet, par la détermination de la brèche à franchir qui donne la position des appuis d'extrémité.

Elle se poursuit par la recherche des zones possibles d'implantation des appuis intermédiaires qui définit naturellement les portées de l'ouvrage et permet d'envisager les différents types de structure possibles pour le tablier.

Les portées d'ouvrage ainsi déduites des possibilités d'implantation des appuis ne permettent pas toujours d'aboutir à une proposition d'ouvrage satisfaisante en raison, par exemple :

- D'épaisseurs de structure incompatibles avec les gabarits à respecter.
- Des proportions entre les différentes travées qui en résultent (esthétique).
- Des portées de rive trop longue et couteuses, ou trop courte pouvant occasionner des soulèvements de tablier sur culées (balancement).

Lorsque c'est le cas, ces raisons conduisent à revenir sur le schéma initial et à revoir la position des appuis intermédiaires jusqu'à la définition d'une solution acceptable, tant pour les appuis que pour les structures de tablier.

Pour satisfaire l'ensemble de ces critères, il peut parfois être nécessaire de redéfinir la position des appuis d'extrémité.

En conclusion, l'implantation définitive des appuis résulte d'une recherche itérative convergeant vers des solutions techniquement, esthétiquement et économiquement satisfaisantes, qui respectent le milieu naturel.

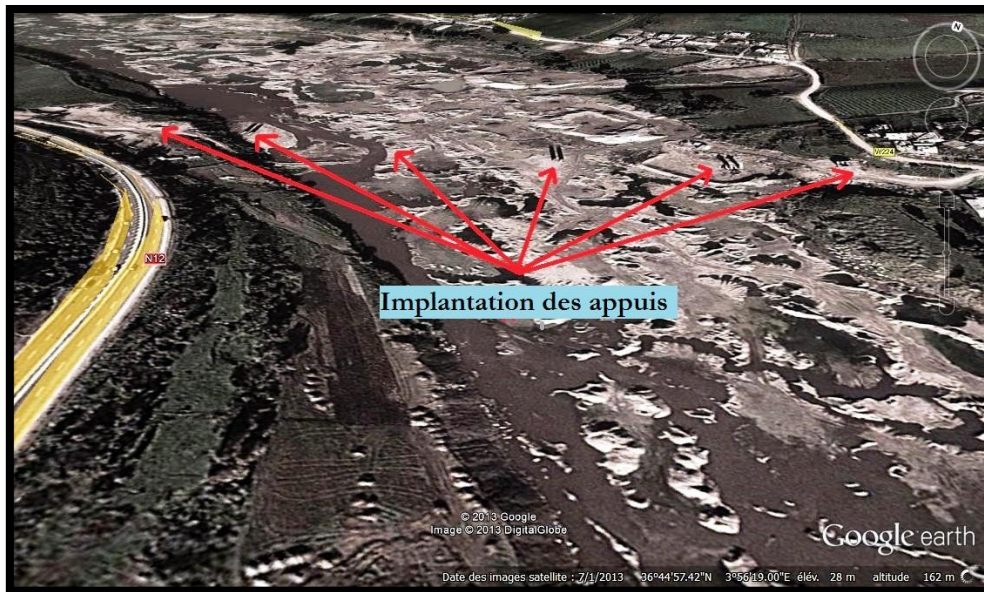


Figure II.7 : Implantation des appuis.

II.6 Le gabarit à respecter

Il s'agit de l'espace libre à réserver sous le tablier lors du franchissement d'une voie de circulation terrestre ou autre.

Le gabarit à réserver dépend de la nature de l'obstacle à franchir (voie routière, chemin de fer, canal, rivière navigable, etc..)

II.7 Les conditions d'exécution

Dès le stade d'études d'avant-projet, l'ingénieur doit être en mesure d'évaluer les conséquences de ces choix d'implantation d'appuis et des techniques ou disposition de construction.

Outre la stabilité, il doit apprécier l'impact du projet sur l'environnement naturel de l'ouvrage et les conséquences fâcheuses qu'une défaillance pourrait avoir sur les constructions avoisinantes.

Cette évaluation doit concerner les effets parasites sur les terrains suite à la construction du nouvel ouvrage mais aussi et surtout aux problèmes que pourraient entraîner, tant pour l'ouvrage proprement dit que pour les constructions et leurs occupants, ou les réseaux, des travaux provisoires insuffisamment étudiés, comme :

- Un terrassement pouvant occasionner une instabilité de versant ou un glissement de terrain.
- Un pompage intempestif visant à rabattre la nappe et à faciliter la construction d'une fondation, pouvant occasionner des tassements nuisibles aux constructions.

- Un battage de palplanche, ou l'emploi d'explosifs à proximité de construction propageant des vibrations et pouvant occasionner des désordres.

Dans de tels cas, le conseil d'un spécialiste s'impose. Il doit en outre permettre de définir les travaux provisoires indirectement liés à l'ouvrage mais dont la réalisation peut entraîner des conséquences néfastes (piste de chantier à flanc de versant).



Figure II.8 : Vue satellitaire sur le site d'implantation.

III Pré-dimensionnement

Dans les ouvrages de portée supérieure à 70 m, le poids propre du tablier représente une fraction importante de la charge globale qui, en raison de la méthode de construction, est supportée en totalité par les sections voisines des piles. Les sections en travée sont par conséquent beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui, ce qui conduit logiquement au choix d'un tablier de hauteur variable, décroissante des piles vers la clé.

Les tabliers de hauteur variable sont économiquement intéressants dans une large gamme de portées, allant de 70 à 300 m. la variation de hauteur peut être conçue de diverses manières, la plus courante est de type parabolique. Le fléau doit être symétrique pour que sa stabilité en construction soit plus facile à assurer. La partie de la travée de rive coulée sur cintre ou en sur-encorbellement est toujours de hauteur constante (même hauteur qu'à la clé).

III.1 Pré-dimensionnement de la structure longitudinale

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. Les efforts décroissent de l'encastrement (sur appuis) jusqu'à l'extrémité libre, ce qui conduit au choix d'un tablier à hauteur variable qui offre un certain nombre d'avantage, dont le plus important est celui de l'économie des matériaux.

III.1.1 Répartition des travées

Afin de déterminer les portées de notre ouvrage, nous adopterons le raisonnement suivant :

- Eviter d'avoir des réactions négatives sur piles-culées qui tendraient à soulever les poutres au-dessus de leurs appareils d'appuis.
- Eviter l'augmentation du nombre de piles.
- Choisir des portées économiques.

Donc on a opté pour 3 travées intermédiaires et 2 travées de rives.

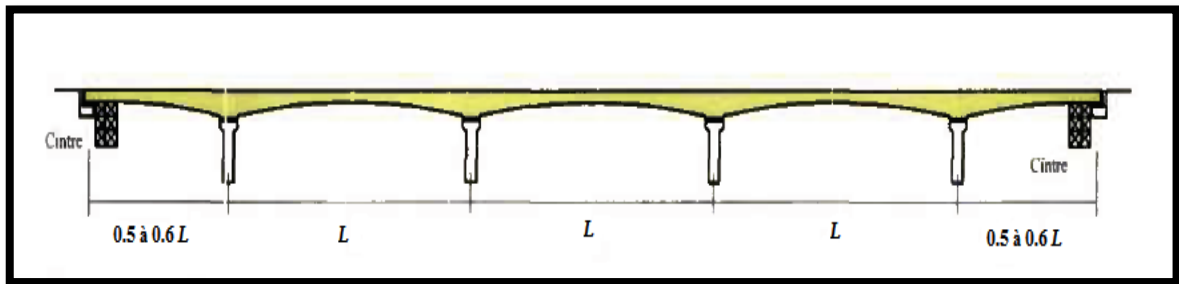


Figure II.9 : Distribution des travées.

Comme il est indiqué dans le schéma ci-dessus, les portées intermédiaires sont symétriques de longueur de 100 m.

La longueur des travées de rives est déterminée de la loi suivante :

$$0,5 l_i \leq l_r \leq 0,6 l_i$$

Avec : l_i : longueur de la travée intermédiaire.

l_r : longueur de la travée de rive.

Donc : $50 \leq l_r \leq 60$ m.

Dans notre cas on prend : $l_r = 56$ m.

III.1.2 Hauteur sur pile

Elle dépend essentiellement de la portée principale du pont. Dans les cas courants, la hauteur sur pile h_p est comprise entre $1/16$ et $1/18$ de la portée de la travée considérée comme montré ci-dessous :

$$\frac{l_i}{18} \leq h_p \leq \frac{l_i}{16}$$

Donc $5,55 \leq h_p \leq 6,25$

Tel que l_i désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

Dans notre cas on prend $h_p = 6$ m.

III.1.3 Hauteur à la clé

La hauteur à la clé h_c est en général comprise entre $1/60$ et $1/30$ de la longueur de la travée considérée, avec un minima de 2,20 m afin de permettre la circulation à l'intérieur de la

poutre caisson pour l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontrainte et la surveillance de l'ouvrage.

$$\frac{li}{60} \leq hc \leq \frac{li}{30}$$

Donc : $1,67 \leq h_c \leq 3,33$.

Dans notre cas, on prend : $hc = 2,50$ m.

III.1.4 Découpage en voussoirs

a) Voussoirs sur pile

Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile (VSP) doit avoir une longueur suffisante afin de pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

b) Voussoirs courants

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages.

Lorsque les voussoirs sont coulés en place, les deux critères de choix sont le temps de bétonnage et la réduction du nombre de cycles et donc de voussoirs.

c) Voussoirs de clavage

La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée. Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs de clavage est inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution. Leur longueur minimale est ainsi d'environ deux mètres.

On opte pour le découpage suivant :

- Voussoir sur pile : 7,5 m (4 voussoirs).
- Voussoirs courant : 5 m (72 voussoirs).
- Voussoir de clavage : 3 voussoirs de 2,50 m et 2 voussoirs de 2,25 m.
- Voussoirs coulés sur cintre : 5 m (2 voussoirs).

III.2 Pré-dimensionnement de la section transversale

Particulièrement, seules les poutres caissons sont utilisées dans la construction par encorbellement, pour les raisons suivantes :

- Les moments de flexions sont négatifs dans la majeure partie des travées. Les membres inférieurs doivent alors résister à des contraintes de compression élevées surtout au voisinage des piles, d'où la nécessité de prévoir un hourdi inférieur formant une table de compression.
- La grande rigidité à la torsion des sections fermées permet d'obtenir une stabilité en phase de construction et de supprimer les entretoises.
- Le bon rendement mécanique (de l'ordre de 0,6) et une résistance élevée à la rupture.
- Les caissons sont, le plus souvent, de hauteur variable (variation décroissante des piles vers la clé) à fin de réduire le poids propre en adaptant des sections résistantes aux efforts appliqués.

III.2.1 Epaisseur des âmes

Leur exécution se traduit souvent par des difficultés du bétonnage liées à leur grande précontrainte. L'épaisseur minimale (e_{\min}) des âmes est donc conditionnée par l'ancrage des câbles de précontrainte, ce qui donne :

$$\begin{aligned} e_{\min} &= 36 \text{ cm pour des unités 12T13} \\ e_{\min} &= 44 \text{ cm pour des unités 12T15} \\ e_{\min} &= 59 \text{ cm pour des unités 19T15} \end{aligned} \quad (\text{CALGARO})$$

On peut ajouter que la résistance à l'effort tranchant impose une épaisseur utile d'âme :

$$e_a = 0,26 + L/500 \quad (\text{SETRA 2003})$$

e_a : épaisseur de l'âme.

L : longueur la portée principale en m.

$$e_a = 0,26 + 100/500.$$

Ce qui nous donne : $e_a = 46 \text{ cm}$.

Dans notre cas, on utilise des câbles 12T15s, On choisit : $e_a = 50 \text{ cm}$.

III.2.2 Epaisseur du hourdis supérieure

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

Sa valeur minimale peut aller de 22 à 26 cm selon la largeur totale du hourdis pour les ponts route.

$$\text{Son épaisseur est donnée par :} \quad E_s = \frac{D}{25} \quad (\text{SETRA 2003})$$

D : entraxe des âmes exprimé en mètre.

$$\text{Ce qui donne, } E_s = \frac{5,5}{25} = 0,22 \text{ m.}$$

On prend $E_s = 25 \text{ cm}$.

III.2.3 Epaisseur du hourdis inférieur

L'épaisseur du hourdis inférieur (E_i) est minimale à la clef et maximale sur pile. Les lois de variation de l'épaisseur en fonction de l'abscisse horizontale sont soit linéaire, soit parabolique, soit du 4^{ème} degré. Cette dernière loi de variation permet de maintenir l'épaisseur minimum du hourdis sur une grande longueur et de gagner du poids. Des variations d'épaisseur en escalier, dites aussi "à la demande" sont parfois adoptées. Dans les parties coulées sur cintre, l'épaisseur du hourdis inférieur reste constante et égale à celle de la clef.

Cette épaisseur est fonction de plusieurs paramètres, on peut citer :

- L'intensité des efforts de compression en phase de construction ou de service.
- Le logement des câbles de continuités.
- L'ancrage de ces câbles et la diffusion des efforts de précontrainte.

a) Épaisseur à la clé

Elle est donnée par :

$$E_i = 2\varnothing + d + e \quad (\text{SETRA 2003})$$

Avec une épaisseur minimale supérieure ou égale à (18 à 22 cm).

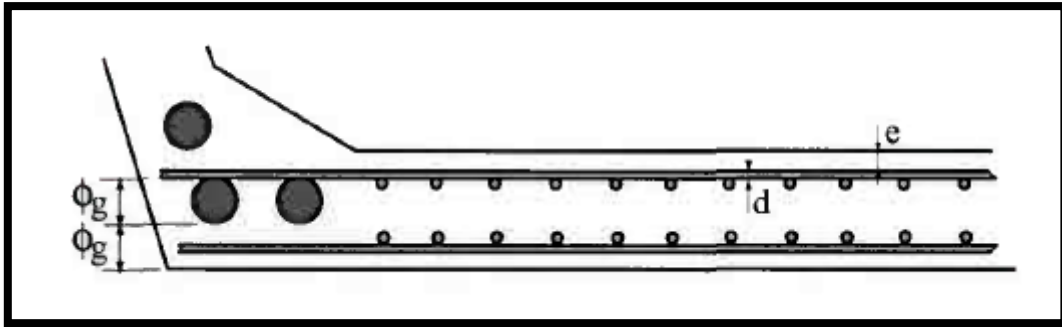


Figure II.10 : Épaisseur du hourdis à la clé.

Avec :

E_i : épaisseur du hourdis inférieur (cm).

\varnothing : diamètre extérieur des conduites de précontrainte (cm).

d : diamètre des aciers de ferrailage (cm).

e : enrobage (cm).

Donc :

$$E_i = 2 \times 8,8 + 2 + 5 = 24,6 \text{ cm. On prend } E_i = 25 \text{ cm.}$$

Il est également bon que cette épaisseur ne soit pas inférieure au tiers de l'épaisseur des âmes, pour que le caisson puisse être considéré comme indéformable transversalement.

Cette condition est vérifiée ($\frac{50}{3} = 16,67 \text{ cm}$).

b) Épaisseur sur pile

L'épaisseur du hourdis inférieur (E_i) sur pile est en générale 2 à 2,5 fois plus grande que celle à la clé (CALGARO).

Ce qui donne :

$$E_i = 2 \times 25 = 50 \text{ cm.}$$

III.2.4 Dimensionnement des goussets

a) Gousset supérieur

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui, en général, conditionnent leurs dimensions :

- Ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants.
- Leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.
- Ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage.
- Ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage.
- Ils engraisent les nœuds âmes/hourdis supérieur pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dûs à la diffusion des câbles de fléaux.

Le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle α compris entre 30 et 45° pour faciliter le bétonnage. Par contre, leur contour extérieur est assez souvent circulaire, pour des raisons purement; esthétiques.

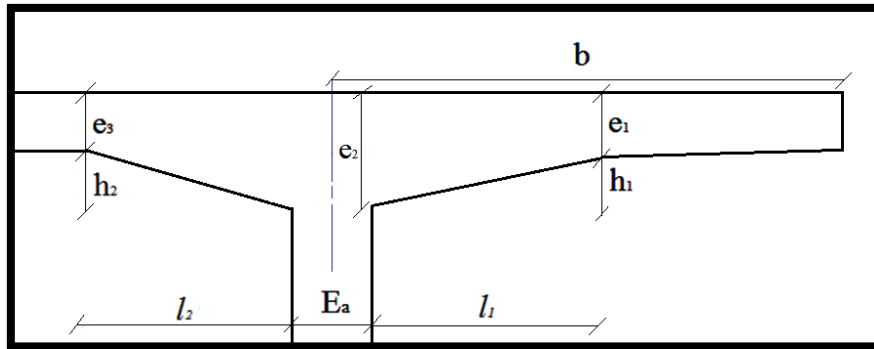


Figure II.11: Gousset supérieur.

La valeur de l'épaisseur (e_1) est comprise entre $b/8$ et $b/7$. (SETRA 2003)

Avec $b = 2,29$ m on aura : $29 \leq e_1 \leq 33$ cm. On choisit : $e_1 = 30$ cm.

$e_2 = 50$ cm.

$e_3 = 25$ cm.

$h_1 = e_2 - e_1 = 50 - 30 = 20$ cm.

$h_2 = e_2 - e_3 = 50 - 25 = 25$ cm.

$l_1 = 100$ cm.

$l_2 = 90$ cm.

b) Gousset inférieur

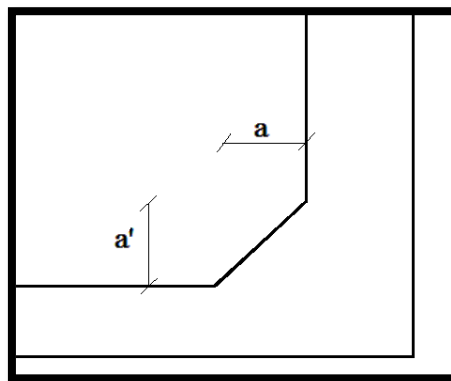


Figure II.12 : Gousset inférieur.

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

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

On prend $a = a' = 30$ cm.

IV Caractéristiques géométriques

Déterminons les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites (sur pile et à la clé).

Divisons le caisson en différentes parties rectangulaires et triangulaires, notées « i », cela facilitera le travail.

On pose :

. Y_{Gi} : ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure.

. S_i : aire de la section « i ».

. d_i : distance entre le centre de gravité de la section « i », et le centre de gravité de la section totale.

. I_{Gi} : moment d'inertie de la section « i », par rapport à son centre de gravité.

On rappelle que :

Pour une section rectangulaire : $I_{Gi} = \frac{bh^3}{12}$

Pour une section triangulaire : $I_{Gi} = \frac{bh^3}{36}$

L'ordonné du centre de gravité (CDG) :

$$Y_G = \Sigma (Y_{Gi} S_i) / \Sigma S_i$$

Moment d'inertie total par rapport à son centre de gravité :

$$I_{Gx} = 2 \times \Sigma (I_{Gi} + S_i d_i^2) \text{ (théorème d'Huygens)}$$

Avec :

V : distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure :

$$V = h - Y_G$$

h : hauteur de la section du voussoir.

Y_G : ordonnée du centre de gravité de la section par rapport à la fibre inférieure.

V' : distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure :

$$V' = Y_G$$

ρ : rendement géométrique de la section :

$$\rho = I_{Gx} / S.V.V'$$

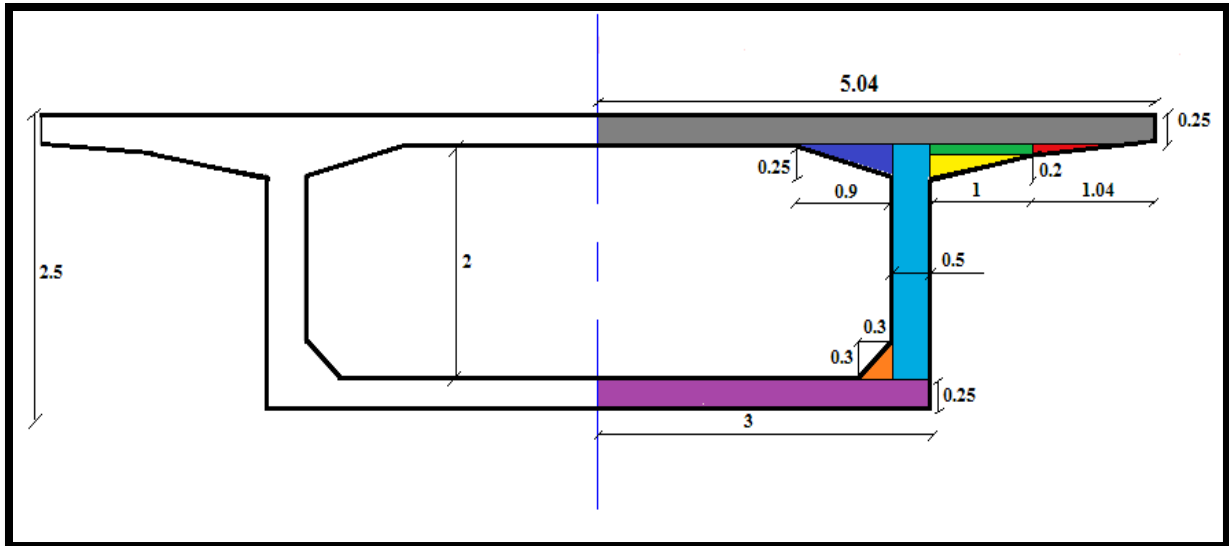


Figure II.13 : Coupe transversale du voussoir à la clé.

Eléments	b_i (m)	h_i (m)	S_i (m ²)	Y_{Gi} (m)	$S_i Y_{Gi}$ (m ³)	d_i^2 (m ²)	$d_i^2 * S_i$ (m ³)	I_{Gi} (m ⁴)	I_{Gx} (m ⁴)
	5,05	0,25	1,2600	2,375	2,9925	0,78535044	0,98954155	0,00656250	0,99610405
	1,04	0,05	0,0260	2,233	0,0580	0,55383364	0,01439967	0,00000361	0,01440328
	1,00	0,05	0,0500	2,225	0,1112	0,54199044	0,02709952	0,00001041	0,02710993
	1,00	0,20	0,1000	2,133	0,2133	0,41499364	0,04149936	0,00022222	0,04172158
	0,50	2,00	1,0000	1,250	1,2500	0,05702544	0,05702544	0,33333333	0,39035877
	0,90	0,25	0,1125	2,166	0,2436	0,45859984	0,05159248	0,00039062	0,05198310
	0,30	0,30	0,0450	0,350	0,0157	1,29686544	0,05835894	0,00022500	0,05858399
	3,00	0,25	0,7500	0,250	0,0937	1,85995044	1,39496283	0,00390625	1,39886908
Σ			3,3435		4,9780				2,97913371

Tableau II.1 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé.

- Surface totale du voussoir :

$$S = 2 \times \Sigma S_i = 2 \times 3,3435 = 6,687 \text{ m}^2.$$

- Centre de gravité du voussoir :

$$X_G = 5,04 \text{ m} \quad Y_G = 1,4889 \text{ m}$$

- Moment d'inertie du voussoir :

$$I_{Gx} = 2 \times 2,97913378 = 5,95926742 \text{ m}^4$$

- Rendement géométrique :

$$V = 2,5 - 1,4889 = 1,0111 \text{ m}$$

$$V' = Y_G = 1,4889 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{5,9598}{6,687 \times 1,0111 \times 1,4889} = 0,59208$$

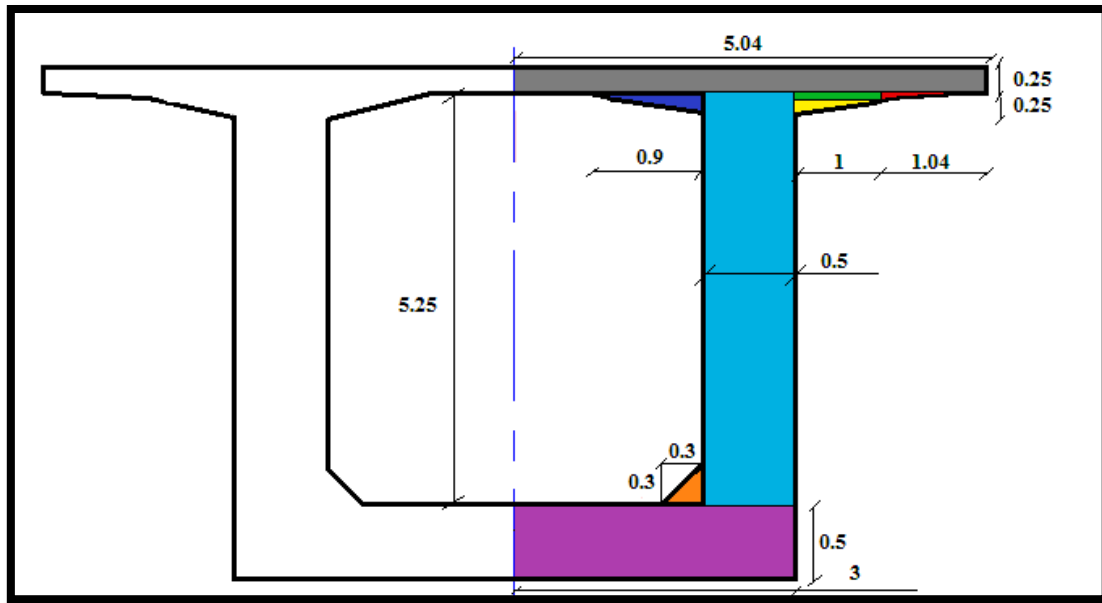


Figure II.14 : Coupe transversale du voussoir sur pile.

Eléments	b_i (m)	h_i (m)	S_i (m ²)	Y_{Gi} (m)	$S_i * Y_{Gi}$ (m ³)	d_i^2 (m ²)	$d_i^2 * S_i$ (m ³)	I_{Gi} (m ⁴)	I_{Gx} (m ⁴)
	5,05	0,25	1,260	5,875	7,4025	7,7841	9,8079	0,00656250	9,81452850
	1,04	0,05	0,026	5,733	0,1490	7,0119	0,1823	0,00000361	0,18231312
	1,00	0,05	0,050	5,725	0,2862	9,9696	0,3484	0,00001041	0,34849042
	1,00	0,20	0,100	5,633	0,5633	6,4923	0,6492	0,00022222	0,64945262
	0,50	5,25	2,625	3,125	8,2031	0,0016	0,0042	6,02929687	6,03349688
	0,90	0,25	0,112	5,666	0,6374	6,6615	0,7494	0,00039062	0,74981624
	0,30	0,30	0,045	0,600	0,0270	6,1752	0,2778	0,00022500	0,27811013
	3,00	0,50	1,500	0,250	0,3750	8,0372	12,0558	0,03125000	12,0870875
Σ			5,713		17,6436				30,1432954

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

- Surface totale du voussoir :

$$S = 2 \times \Sigma S_i = 2 \times 5,7138 = 11,437 \text{ m}^2.$$

- Centre de gravité du voussoir :

$$X_G = 5,04 \text{ m} \quad Y_G = 3,085 \text{ m}$$

- Moment d'inertie du voussoir :

$$I_{Gx} = 2 \times 30,14329 = 60,2865 \text{ m}^4$$

- Rendement géométrique :

$$V = 6 - 3,085 = 2,915 \text{ m}$$

$$V' = Y_G = 3,085 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{60,2865}{11,437 \times 2,915 \times 3,085} = 0,5861$$

V Loi de variation des différents paramètres

V.1 Variation de la hauteur de la poutre h(x)

a) Travée de rive

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

- L'extrados est rectiligne.
- L'intrados à une hauteur constante égale à 2,5 m sur culée, puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre une hauteur de 6 m au niveau de la pile.
- La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.

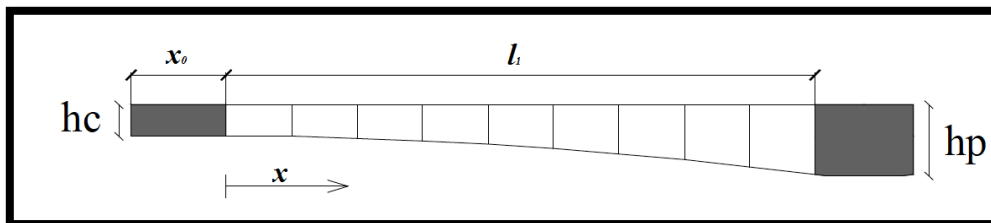


Figure II.15 : Variation de la hauteur de la travée de rive.

La variation de la hauteur h(x) est donnée par les relations suivantes (CALGARO):

- Pour $x \leq 0$: $h(x) = h_c$
- Pour $0 < x \leq l_1$: $h(x) = h_c + (h_p - h_c) \left(\frac{x}{l_1}\right)^2$

Avec : h_p : hauteur du voussoir sur pile.

h_c : hauteur du voussoir à la clé.

l_1 : longueur à hauteur variable de la travée de rive.

b) Travée intermédiaire

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

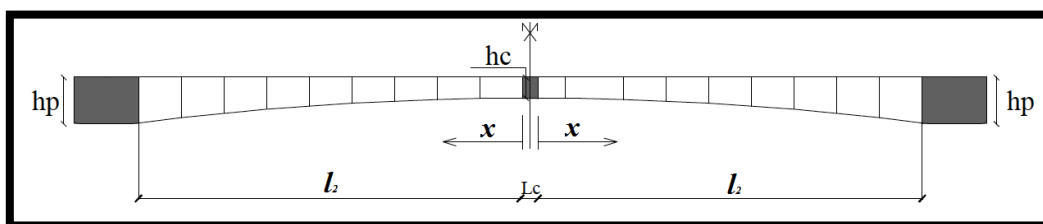


Figure II.16 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire.

La variation de la hauteur $h(x)$ est donnée par :

$$h(x) = h_c + (h_p - h_c) \left(\frac{x}{l_2}\right)^2 \quad (0 < x \leq l_2)$$

V.2 Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $E(x)$

a) Travée de rive

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure ci-dessous :

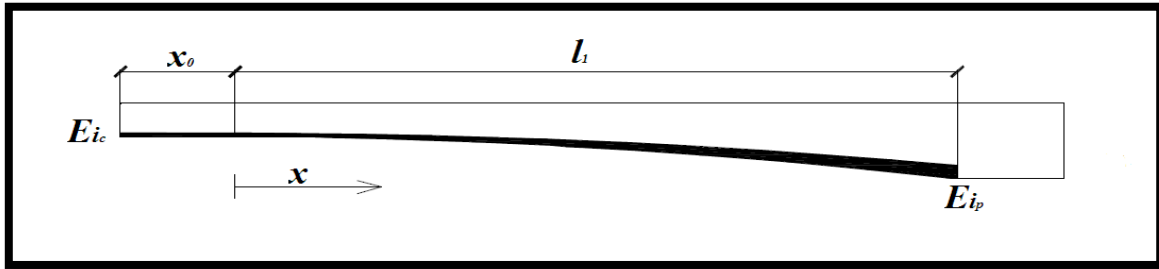


Figure II.17 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.

La variation des épaisseurs $E_i(x)$ est donnée par les relations suivantes (Calgario 1994):

- Pour $x \leq 0$: $E_i(x) = E_{ic}$
- Pour $0 < x \leq l_1$: $E_i(x) = E_{ic} + (E_{ip} - E_{ic}) \left(\frac{x}{l_1}\right)^2$

Avec :

E_i : épaisseur du hourdis inférieur.

E_{ic} : épaisseur du hourdis inférieur à la clé.

E_{ip} : épaisseur du hourdis inférieur au voisinage de la pile.

b) Travée intermédiaire

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

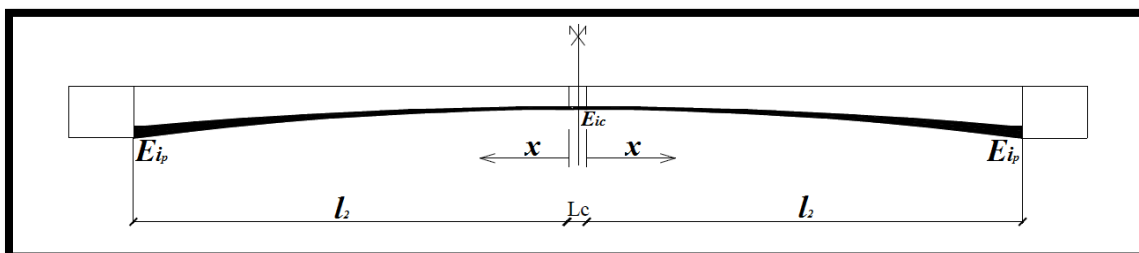


Figure II.18 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.

La variation est donnée par :

$$E_i(x) = E_{ic} + (E_{ip} - E_{ic}) \left(\frac{x}{l_2}\right)^2 \quad (0 < x \leq l_2)$$

V.3 Variation de la section S(x)

a) Travée de rive

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure suivante :

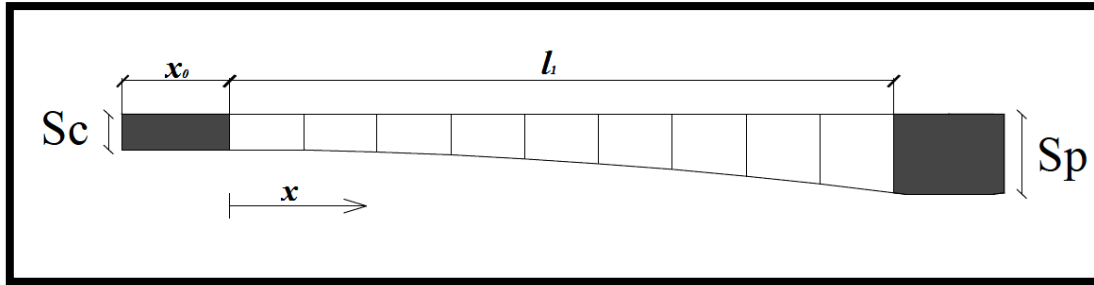


Figure II.19 : Variation de la section de la travée de rive.

La variation de l'aire de la section S(x) est caractérisée par les fonctions suivantes (Calgaro1994) :

- Pour $x \leq 0$: $S(x) = S_c$
- Pour $0 < x \leq l_1$: $S(x) = S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{l_1}\right)^2$

Avec : S_c : section du voussoir à la clé.

S_p : section du voussoir sur pile.

l_1 : longueur à hauteur variable de la travée de rive.

b) Travée intermédiaire

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

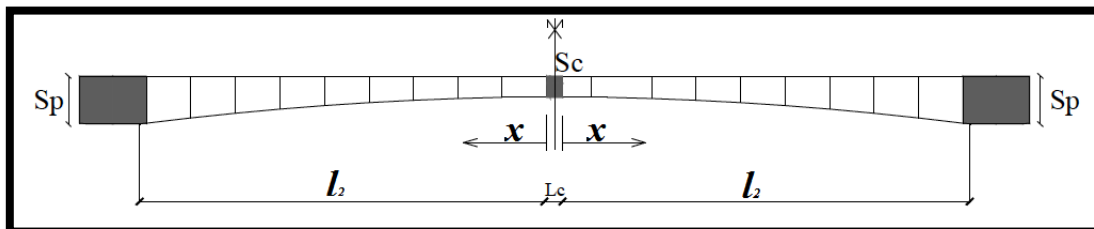


Figure II.20 : Variation de la section de la travée intermédiaire.

La variation S(x) est donnée par :

$$S(x) = S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{l_2}\right)^2 \quad (0 < x \leq l_2)$$

Avec:

S_c : section du voussoir à la clé.

S_p : section du voussoir sur pile.

l_2 : longueur à hauteur variable de la demi-travée intermédiaire.

V.4 Variation de l'inertie I(x)

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

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

a) Travée de rive

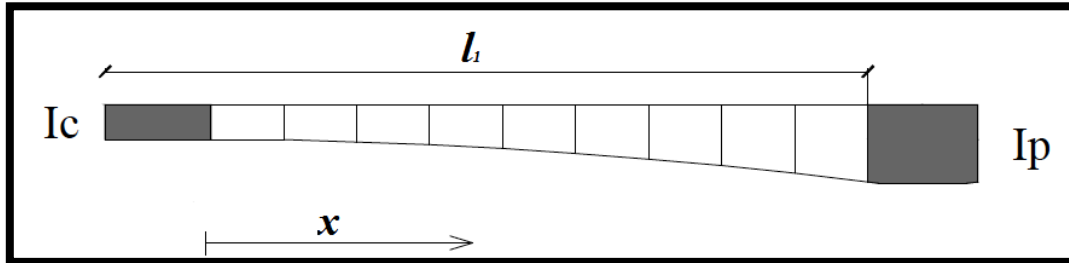


Figure II.21 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive.

La variation des inerties $I(x)$ est donnée par les relations suivantes (Calgaro 1994) :

- Pour $x \leq 0$: $I(x) = I_c$
- Pour $0 < x \leq l_1$: $I(x) = I_c (1 + k (\frac{x}{l_1})^2)^{5/2}$

Avec : $k = (\frac{I_p}{I_c})^{0.4} - 1$

b) Travée intermédiaire

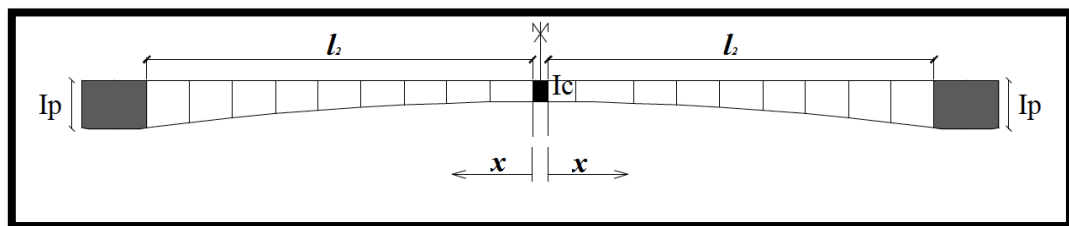


Figure II.22 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire.

La variation est donnée par :

$$I(x) = I_c (1 + k (x / l_2)^2)^{5/2} \quad (0 < x \leq l_2)$$

Avec: $k = (I_p / I_c)^{0.4} - 1$

I_p : inertie de la section du voussoir sur pile.
 I_c : inertie de la section du voussoir à la clé.

V.5 Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir

La variation des centres de gravité $Y_G(x)$ est donnée par les relations suivantes (Calgaro 1994) :

a) Travée de rive

- Pour $x \leq 0$: $Y_G(x) = Y_{Gc}$
- Pour $0 < x \leq l_1$: $Y_G(x) = Y_{Gc} + (Y_{Gp} - Y_{Gc}) (x/l_1)^2$

Avec :

Y_{Gc} : centre de gravité de la section du voussoir à la clé.

Y_{Gp} : centre de gravité de la section du voussoir sur pile.

b) Travée intermédiaire

$$Y_G(x) = Y_{Gc} + (Y_{Gp} - Y_{Gc}) (x/l_1)^2 \quad (0 < x \leq l_2)$$

V.6 Récapitulatif des variations des différents paramètres

a) Travée de rive

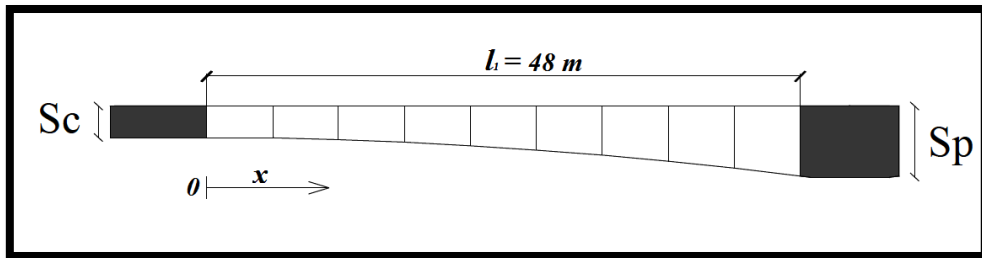


Figure II.23 : Variation de la section de la travée de rive.

x (m)	h (x)	E _i (x)	S (x)	Y _G (x)	I (x)	V (x)	V' (x)	ρ (x)	C' (x)	C (x)
0	2,500	0,250	6,687	1,4889	5,9582	1,011	1,4889	0,5918	0,5984	0,8812
2,25	2,508	0,251	6,697	1,4924	6,0082	1,015	1,4924	0,5918	0,6011	0,8833
7,25	2,579	0,255	6,795	1,5253	6,4896	1,053	1,5253	0,5942	0,6261	0,9063
12,25	2,728	0,270	6,996	1,5928	7,5483	1,135	1,5928	0,5966	0,6773	0,9504
17,25	2,952	0,283	7,300	1,6950	9,3360	1,256	1,6950	0,6002	0,7544	1,0173
22,25	3,252	0,305	7,707	1,8310	12,0955	1,420	1,8310	0,6032	0,8566	1,1050
27,25	3,628	0,333	8,217	2,0030	16,1761	1,624	2,0030	0,6047	0,9825	1,2115
32,25	4,080	0,367	8,831	2,2094	22,0516	1,870	2,2094	0,6041	1,1301	1,3348
37,25	4,608	0,406	9,547	2,4501	30,3416	2,157	2,4501	0,6010	1,2970	1,4727
42,25	5,210	0,449	10,367	2,7255	41,8332	2,484	2,7255	0,5959	1,4805	1,6241
47,25	5,891	0,500	11,289	3,0350	57,5046	2,855	3,0350	0,5876	1,6779	1,7837
48	6,000	/	11,437	3,0850	60,2865	2,915	3,0853	0,5861	1,7086	1,8082

Tableau II.3 : Variations des différents paramètres de la travée de rive.

b) Travée intermédiaire

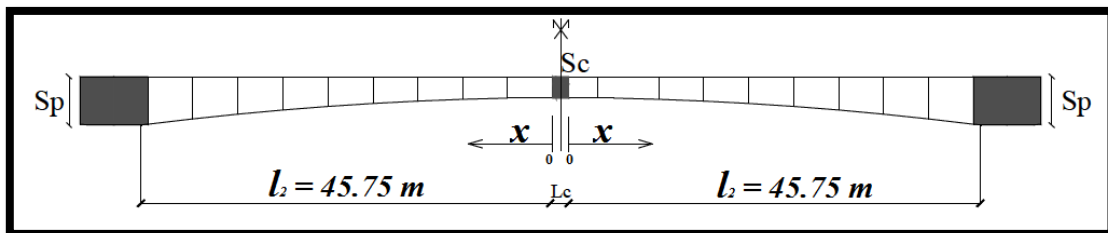


Figure II.24 : Variation de la section de la travée intermédiaire.

x (m)	h (x)	E _i (x)	S (x)	Y _G (x)	I (x)	V (x)	V'(x)	ρ (x)	C (x)	C' (x)
0	2,500	0,250	6,687	1,4889	5,9582	1,0111	1,4889	0,5918	0,5984	0,8812
5	2,542	0,253	6,744	1,5079	6,2330	1,0340	1,5079	0,5927	0,6129	0,8938
10	2,667	0,262	6,914	1,5651	7,1025	1,1018	1,5651	0,5956	0,6563	0,9323
15	2,876	0,278	7,197	1,6605	8,7058	1,2154	1,6605	0,5993	0,7284	0,9951
20	3,169	0,300	7,594	1,7939	11,2875	1,3750	1,7939	0,6025	0,8285	1,0809
25	3,545	0,327	8,105	1,9655	15,2149	1,5794	1,9655	0,6046	0,9550	1,1885
30	4,005	0,361	8,729	2,1753	21,0008	1,8296	2,1753	0,6044	1,1059	1,3149
35	4,548	0,400	9,467	2,4232	29,3289	2,1247	2,4232	0,6016	1,2784	1,4580
40	5,175	0,447	10,318	2,7092	41,0819	2,4657	2,7092	0,5960	1,4696	1,6147
45	5,886	0,500	11,282	3,0333	57,3709	2,8526	3,0333	0,5876	1,6764	1,7826
45,75	6,000	/	11,437	3,0853	60,2865	2,9147	3,0853	0,5861	1,7084	1,8084

Tableau II.4 : Variation des différents paramètres de la travée intermédiaire.

VI Caractéristiques géométriques du caisson sur pile plein

Les caractéristiques géométriques données dans le tableau (tableau II-2) concernant le voussoir sur pile ne sont utilisées que pour établir les différentes lois de variation, notre voussoir sur pile présente une section transversale maximale illustrée à la Figure II.17 ci-dessous.

L'augmentation de la section est dûe aux raisons suivantes :

- Efforts tranchants très importants au niveau de cette zone.
- Le hourdis inférieur doit résister transversalement à la poussée au vide dûe aux effets combinés de la compression de ce hourdis et de sa courbure
- Passage des câbles de précontrainte provisoire.
- Adopter une marge de sécurité sur la contrainte limite afin de diminuer les redistributions par fluage.



Figure II.25 : Coupe transversale du voussoir sur pile plein.

Eléments	b_i (m)	h_i (m)	S_i (m ²)	Y_{Gi} (m)	$S_i * Y_{Gi}$ (m ³)	d_i^2 (m ²)	$d_i^2 * S_i$ (m ³)	I_{Gi} (m ⁴)	I_{Gx} (m ⁴)
	2,04	0,25	0,510	5,875	2,996	9,144	4,663	0,0026500	4,666
	1,04	0,05	0,026	5,733	0,149	8,305	0,215	0,00000036	0,215
	1,00	0,05	0,050	5,725	0,286	8,259	0,412	0,00000100	0,413
	1,00	0,20	0,100	5,750	0,563	7,739	0,773	0,00022000	0,774
	3,00	0,50	1,500	5,633	8,625	8,404	12,606	0,0312500	12,637
	1,50	3,50	5,250	3,750	19,687	0,808	4,243	5,3793500	9,602
	3,00	2,00	6,000	1,000	6,000	3,426	20,557	2,5464400	22,557
Σ			13,436		38,307				50,866

Tableau II.5 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

- Surface totale du voussoir :

$$S = 2 \times \Sigma S_i = 2 \times 13,436 = 26,872 \text{ m}^2.$$

- Centre de gravité du voussoir :

$$X_G = 5,04 \text{ m} \quad Y_G = 2,851 \text{ m}$$

- Moment d'inertie du voussoir :

$$I_{Gx} = 2 \times 50,8667142 = 101,733428 \text{ m}^4$$

- Rendement géométrique :

$$V = 6 - 2,851 = 3,149 \text{ m}$$

$$V' = Y_G = 2,851 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{101,733}{26,872 \times 3,149 \times 2,851} = 0,4216$$

CHAPITRE III



*Caractéristiques des
matériaux*

I Introduction

Ce chapitre sera consacré à tous les matériaux qu'on va utiliser dans la construction de cet ouvrage d'art, et on donnera leurs caractéristiques mécaniques qui nous seront utiles dans les chapitres suivants.

II Généralités

De nos jours, le béton armé est le matériau le plus répondu dans les constructions par rapport au bois, à la pierre et même au métal. Il est le matériau préféré du point de vu constructif et architectural, il est employé couramment dans :

- Les bâtiments industriels civils.
- Les centrales thermiques et nucléaires.
- Les constructions hydrauliques.
- Les ouvrages d'art tel que les ponts, tunnels, pistes d'aérodrome, réservoirs,...

III Définition du béton et du béton armé

Le béton est un matériau artificiel obtenu en mélangeant en proportion convenable et de manière homogène :

- du ciment (jouant le rôle d'un liant)
- un granulat composé du sable et du gravier
- de l'eau.

Le béton frais fait prise et durci ce qui est traduit par un accroissement de sa résistance à la compression et à la traction. La résistance à la compression atteint les valeurs les plus élevées (25 à 40 MPa), mais la résistance à la traction est relativement faible (elle est de l'ordre de 2 à 4 MPa), c'est-à-dire 1/10 de la résistance à la compression.

Au vu de ces résistances, on peut dire que le béton est un matériau fragile, et pour palier à ces inconvénients, on associe au béton de l'acier, le matériau ainsi obtenu est le béton armé.

Le béton armé est obtenu par enrobage correct dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal (effort de traction). Cette association des deux matériaux (béton + acier) est basée essentiellement sur :

- leurs possibilités d'adhérence,
- leurs coefficients de dilatation sont très voisins ($11 \cdot 10^{-6}$ pour l'acier et $10 \cdot 10^{-6}$ pour le béton),
- Pas de réactions chimiques entre les deux matériaux.

Le béton armé s'obtient en coulant le béton à l'état pâteux à l'intérieur d'un moule qu'on appelle coffrage et qui peut être en bois ou en métal, dans ces moules, on dispose avant le coulage d'un squelette constitué par des barres d'acier qui seront enrobés dans le béton, ces aciers s'appellent armatures.

III.1 Résistance à la compression

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section 200 cm^2 et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32").

Elle est notée $f_{c_{28}}$ et s'exprime en MPa, elle varie en fonction de l'âge du béton.

Le règlement du BAEL (béton armé aux états limites) donne des lois d'évolution de f_{cj} (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge " j " en jours comme suit :

- Pour un béton âgé de moins de 28 jours, on utilise les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,67+0,83 j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95 j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

- Pour un béton âgé de 28 jours et plus on considère que $f_{cj} = f_{c28}$.

Le béton de notre ouvrage est caractérisé par :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa pour le tablier et les pieux} \\ 27 \text{ MPa pour les piles et culées} \end{cases}$$

III.2 La résistance à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression. Les règles du BAEL donnent la relation suivante :

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

Pour notre ouvrage :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (35) = 2,7 \text{ MPa}$ (pour le tablier et les pieux).
- $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (27) = 2,22 \text{ MPa}$ (pour les piles et les culées).

III.3 Déformation instantanées du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, et à l'âge de j jours, le module de déformation instantanée du béton est donné par les règles du BPEL par la relation suivante :

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

Pour notre ouvrage :

$E_{ij} = 35981,73 \text{ MPa}$ pour le tablier et les pieux.

$E_{ij} = 33000 \text{ MPa}$ pour les piles et les culées.

III.4 Module de déformation différée (longue durée)

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée du béton à l'âge de (j) jours, correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est égale à :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

Pour notre ouvrage :

$E_{ij} = 12102,94 \text{ MPa}$ pour le tablier et les pieux.

$E_{ij} = 11100 \text{ MPa}$ pour les piles et les culées.

III.5 Contrainte de calcul à l'état limite ultime [BAEL, 91]

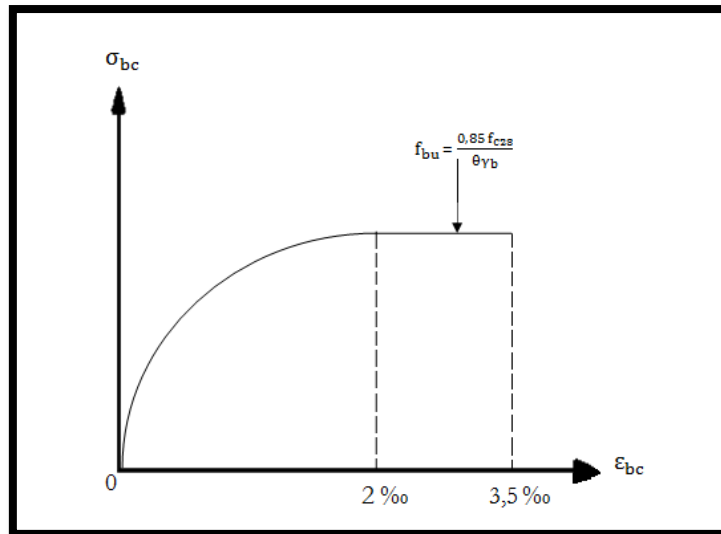


Figure III.1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal, l'ordonnée de ce palier a pour valeur :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

f_{bu} représente la contrainte de calcul du béton à l'état limite ultime (E.L.U).

Avec :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas général.

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas des combinaisons accidentelles.

$\theta = 1$ si la combinaison d'actions considérée a une durée d'application supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$ si la durée d'action est comprise entre 1 et 24 h.

$\theta = 0,85$ si cette durée est inférieure à 1 h.

Pour le tablier et les pieux :

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ MPa en situation durable ou transitoire.} \\ 25,86 \text{ MPa en situation accidentelle.} \end{cases}$$

Pour les piles et les culées :

$$f_{bu} = \begin{cases} 15,30 \text{ MPa en situation durable ou transitoire.} \\ 19,96 \text{ MPa en situation accidentelle.} \end{cases}$$

III.6 Contrainte de calcul à l'état limite de service (ELS)

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{c28}$ ($\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$).

Pour le tablier et les pieux :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa.}$$

Pour les piles et les culées :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa.}$$

III.7 Déformation transversale du béton

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec : E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{En zone fissurée (ELU)} \\ 0 & \text{En zone non fissurée (ELS)} \end{cases}$$

III.8 Qualités attendues d'un béton pour ouvrages en BP

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuses.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différés la plus faible possible.
- Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi bonne que possible.

Pour avoir ces qualités, nous avons utilisé du ciment Portland (C.P.J 425) plus des adjuvants.

IV Le béton précontraint

Comme le béton armé, le béton précontraint associe béton et armatures, mais il s'en différencie de façon fondamentale dans son principe. En 1928, Eugène Freyssinet eut l'idée géniale qui révolutionna le monde de la construction en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint.

Il définissait ainsi la précontrainte: « Pré-contraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération. »

La précontrainte, en effet, a pour but de soumettre le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression. Une fois l'ouvrage en service, ce gain en compression va s'opposer aux contraintes de traction créées par les charges appliquées à l'ouvrage (poids propre, charge d'exploitation, charge climatique, etc.). Le béton, matériau qui présente une faible résistance à la traction, se trouve ainsi utilisé au mieux de ses possibilités en ne travaillant qu'en compression. La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte.

Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton. L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton. La précontrainte permet la réalisation d'ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts ou

réservoirs de grande capacité) aussi bien que d'éléments qui, tout en étant de faible épaisseur, doivent assurer des portées relativement longues (dalles-planchers, poutres). Elle est à l'origine de progrès considérables pour l'utilisation du béton dans les ouvrages d'art et les structures coulées en place ou réalisées à partir d'éléments préfabriqués.

Le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 Kg/m³, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m³ (c'est à dire 500 Kg de Ciment pour 1 m³ de béton).

La précontrainte peut être appliquée au béton:

- soit par pré-tension (mise en tension des aciers avant coulage du béton).
- soit par post-tension (mise en tension des câbles après durcissement du béton).

IV.1 Précontrainte par pré-tension

Ce mode consiste à tendre préalablement les armatures en acier à très haute limite d'élasticité entre deux points fixes (culées), à bétonner les formes requises en béton autour de ces armatures tendues, puis à relâcher la tension au droit des culées après durcissement du béton. La mobilisation de l'adhérence de l'armature sur le béton empêche celle-ci de se détendre et provoque la mise en compression de la pièce en béton.

Ce principe, quoique limité à des produits à précontrainte rectiligne ou faiblement déviée, de longueur limitée (30 m) et de masse transportable (30 t) est très largement exploité. Il met en jeu une très grande partie de la consommation totale d'acier de précontrainte (probablement 80 % de la consommation mondiale annuelle, soit 800 000 t).

IV.2 Précontrainte par post-tension

Contrairement au mode de réalisation précédent, cette précontrainte s'applique sur des structures dont le béton a déjà durci.

Les forces de précontrainte sont alors généralement créées par des câbles circulant librement dans la structure, mis en tension à partir de leur extrémité par des vérins prenant appui sur la structure elle-même.

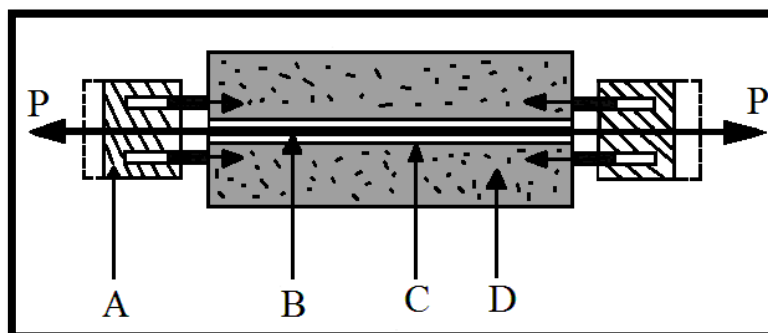


Figure III.2 : Mise en tension d'un câble (post-tension).

- A : vérin.
- B : câble.
- C : conduit (gaine).
- D : béton.
- P : effort de précontrainte.

V 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 pour limiter la fissuration.

V.1 Acier actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

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

●Fils

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm, ce qui permet de les livrer en couronnes. Ils peuvent être soit ronds et lisses (pour la post-tension) soit au contraire nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton (pré-tension).

Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5 mm, 7 mm ou 8 mm.

●Barres

De diamètre supérieur ou égal à 12,5 mm, elles ne sont livrées que rectilignes (et sous longueur maximale de l'ordre de 12 m). Elles peuvent être soit lisses, soit nervurées.

Les diamètres les plus courants sont 26 mm, 32 mm et 36 mm. Mais il existe des barres plus grosses (Macalloy Ø 40, 50 et même 75 mm). De telles armatures ne sont employées qu'en post-tension.

●Torons

Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches.

Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignés par leur diamètre nominal (diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite).

Les diamètres les plus utilisés sont les suivants :

- 12,5 mm (fréquemment désigné par T13)
- 12,9 mm (T13S)
- 15,2 mm (T15)
- 15,7 mm (T15S)

Ces armatures sont employées aussi bien en pré-tension (dans les pièces importantes) qu'en post-tension.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{p0} = \min(0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg})$$

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'aciers de précontrainte.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

• La limite élastique

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représentent 89% de la résistance garantie à la rupture.

• Module de Young

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

- 200 000 MPa pour les barres.
- 190 000 MPa pour les torons.

Diagramme contrainte déformation

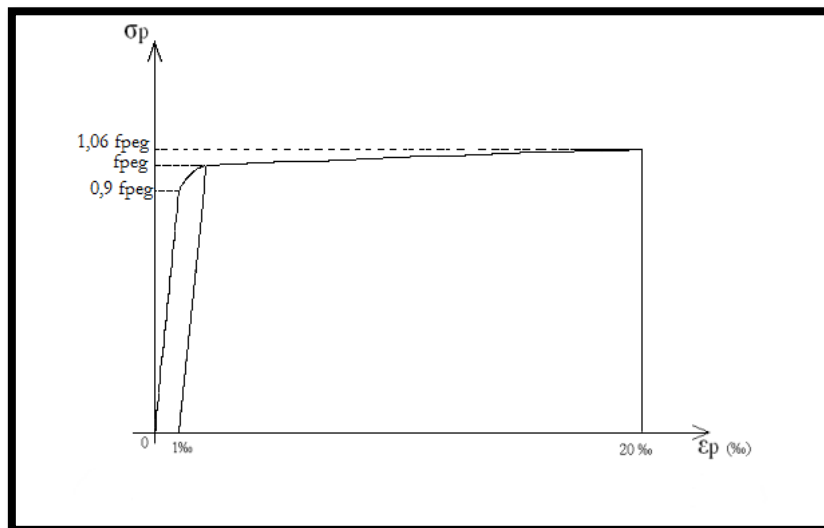


Figure III.3 : Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte.

Les aciers actifs utilisés dans le projet sont des 12T15S dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Contrainte de rupture garantie $f_{\text{prg}} = 1860 \text{ N/mm}^2$.
- Contrainte élastique $f_{\text{peg}} = 1660 \text{ N/mm}^2$.
- Module d'élasticité $E_p = 1,9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.
- Section nominale d'un toron 1T15S = 150 mm^2 .
- Section du câble (12T15S) $A_p = 1800 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$.
- Diamètre de la gaine $\varnothing = 8 \text{ cm}$ intérieur, et $8,8 \text{ cm}$ extérieur.
- Résistance caractéristique d'un toron 1T15S = 245 KN.
- Résistance caractéristique d'un câble (12T15S) = 2940 KN.
- Coefficient de frottement gaine câble en ligne droite : $j = 0,002 \text{ m}^{-1}$.
- Coefficient de frottement gaine câble en courbe : $f = 0,2 \text{ rd}^{-1}$.
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$.
- Relaxation à 1000h : $\rho_{1000} = 2,5 \%$.

V.2 Aciers passifs

Ils sont nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (en absence d'étriers précontraints) et pour limiter la fissuration. Les aciers de montage constituent une cage d'armatures.

On utilise les aciers Fe E40.

- Limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.
- Allongement à la rupture 10 ‰
- Module d'élasticité: $E_s = 2 \times 10^5$ MPa.
- Contrainte limite de traction :

•Etat limite ultime (ELU)

Dans le calcul à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

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

$$\sigma_{su} = \frac{400}{\gamma_s} = \begin{cases} 400 \text{ MPa pour une situation accidentelle} \\ 347.83 \text{ MPa pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

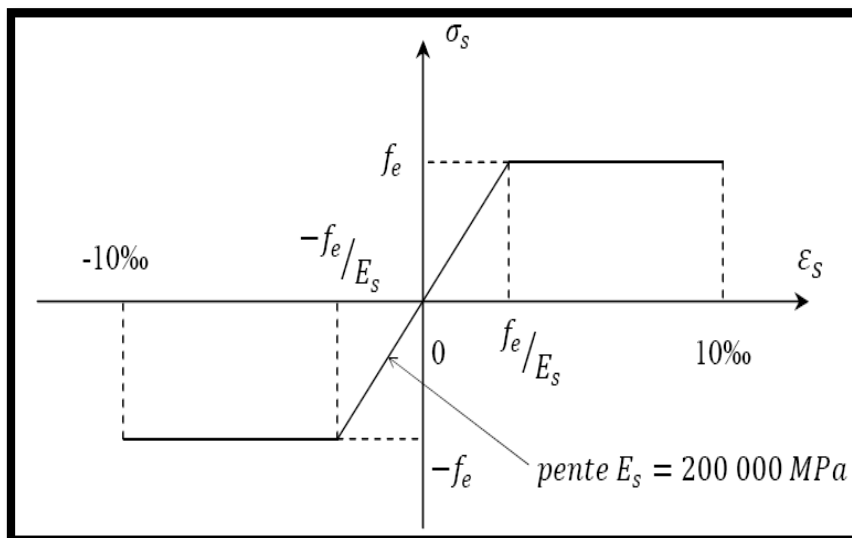


Figure III.4 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

• Etat limite de service (ELS)

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 f_e ; 110\sqrt{nf_{tj}})$.
- En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (1/2 f_e ; 90\sqrt{nf_{tj}})$.

Avec : $n = 1$ pour les treillis soudés et ronds lisses.
 $n = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence.

- Module d'élasticité longitudinale (E_s) de l'acier :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ (MPa)}$$

CHAPITRE IV



Charges et surcharges

I 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.

II Définitions

II 1 Largeur roulable (L_r)

C'est la largeur du tablier comprise entre les dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les surlargeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), bandes dérasées (BDG), etc.

II 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 :

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

L_{ch} : largeur chargeable en m.

L_r : Largeur roulable en m

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

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

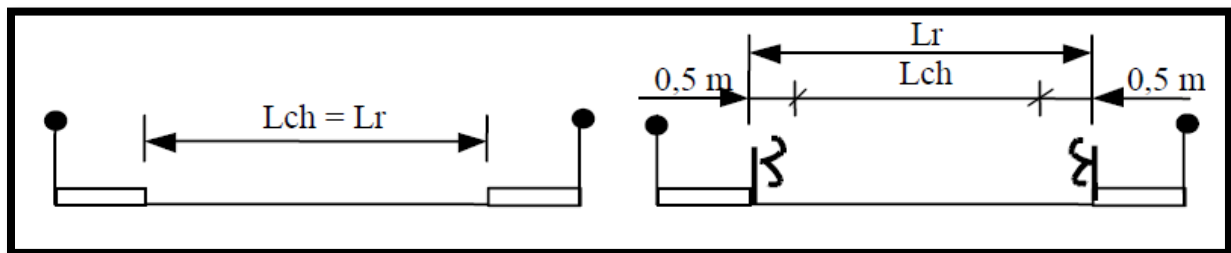


Figure IV.1 : Largeur roulable (L_r), Largeur chargeable (L_{ch}).

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

II.3 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:

$$N_v = \frac{L_{ch}}{3}$$

Par exceptions, les chaussées comprises entre 5 m (inclus) et 6 m sont considérées comme ayant 2 voies. $5 \leq L_{ch} \leq 6 \text{ m} \rightarrow N_v = 2 \text{ voies}$. (Voir CPC Art 2.2)

II.4 Largeur réelle d'une voie (V)

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

$$V = \frac{L_{ch}}{N_v}$$

III Classe des ponts

Les ponts sont rangés en 3 classes suivant leur largeur roulable L_r , et leur destination:

- **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 :

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

Tableau IV.1 : Classe de ponts.

Dans notre cas : $L_r = 7 \text{ m} \longrightarrow$ classe 1.

❖ Application numériques

1) Largeur chargeable :

$$L_{ch} = L_r = 7 \text{ m.}$$

2) Nombre de voies:

$$N_v = \frac{L_{ch}}{3} = \frac{7}{3} = 2,33.$$

Donc $N_v = 2 \text{ voies}$.

3) Largeur de la voie :

$$V = \frac{L_{ch}}{N_v} = \frac{7}{2} = 3,5 \text{ m}$$

IV Evaluation des charges et surcharges

IV.1 Charges hors trafic

IV.1.1 Charges permanentes (CP)

C'est le poids propre des caissons pour le cas de notre ouvrage. Il est noté G et égale à :

$$G = 2G_r + 3G_i + 2G_c + 3G_{vc} + 4G_{vp}$$

G_r : poids de la partie à hauteur variable de la travée de rive.

G_i : poids de la partie à hauteur variable de la travée intermédiaire.

G_c : poids de la partie à hauteur constante de la travée de rive.

G_{vc} : poids du voussoir de clavage.

G_{vp} : poids du voussoir sur pile.

Calcul du poids des différentes parties :

$$G_r = \gamma_b \times V_r = \gamma_b \times \int_0^{48} S(x) dx$$

$$G_r = 2,5 \times \int_0^{48} (6,687 + (11,437 - 6,687)(x/48)^2) dx$$

$$G_r = 992,44 \text{ t}$$

γ_b : poids volumique du béton égale à 2,5 t/m³.

$$G_i = 2 [\gamma_b \times V_i] = 2 \left[2,5 \int_0^{45,75} S(x) dx \right]$$

$$G_i = 1891,84 \text{ t}$$

$$G_c = \gamma_b \times V_c = 2,5 \times 5 \times S_c$$

$$G_c = 2,5 \times 5 \times 6,687$$

$$G_c = 83,587 \text{ t}$$

$$G_{vc} = \gamma_b \times V_{vc} = 2,5 \times 2,5 \times S_c$$

$$G_{vc} = 2,5 \times 2,5 \times 6,687$$

$$G_{vc} = 41,794 \text{ t}$$

$$G_{vp} = \gamma_b \times V_{vp}$$

Calcul du volume du voussoir sur pile (V_{vp}) :

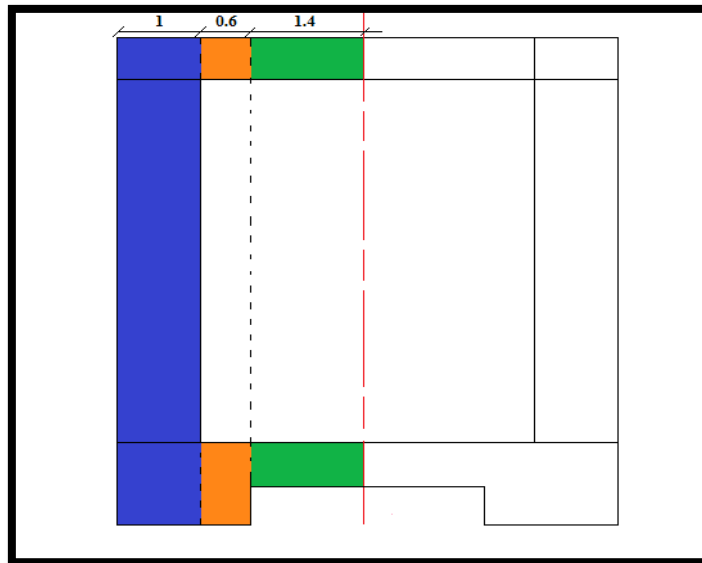





Figure IV. 2 : Coupe longitudinale du voussoir sur pile.

S_1 : section transversale au niveau 
 S_2 : section transversale au niveau 
 S_3 : section transversale au niveau 

$$S_1 = 26,872 \text{ m}^2 \quad S_2 = 18,462 \text{ m}^2 \quad S_3 = 15,462 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 V_{vp} &= (S_1 \times 1) \times 2 + (S_2 \times 0,6) \times 2 + (S_3 \times 1,4) \times 2 \\
 V_{vp} &= 53,744 + 22,154 + 43,293 \\
 V_{vp} &= 119,191 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$G_{vp} = 2,5 \times 119,191 \Rightarrow G_{vp} = 297,977 \text{ t}$$

Donc :

$$G = 9144,864 \text{ t}$$

IV.1.2 Charges complémentaires permanentes (CCP)

On prend en considération le poids des éléments suivants :

- Le revêtement.
- Les trottoirs + corniches.
- Les garde-corps.
- Les glissières de sécurité.

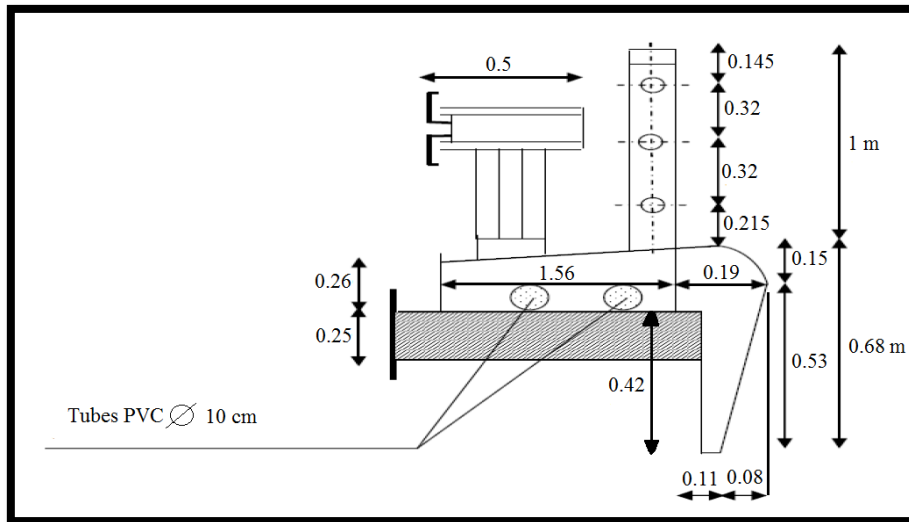


Figure IV. 3 : Coupe transversale du trottoir et des éléments non porteurs.

a) Revêtement

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

➤ Poids de la chape d'étanchéité (P_{et})

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

➤ Poids de la couche de roulement (P_{cr})

$$P_{cr} = 7 \times 0,08 \times 2,4 = 1,344 \text{ t/ml.}$$

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

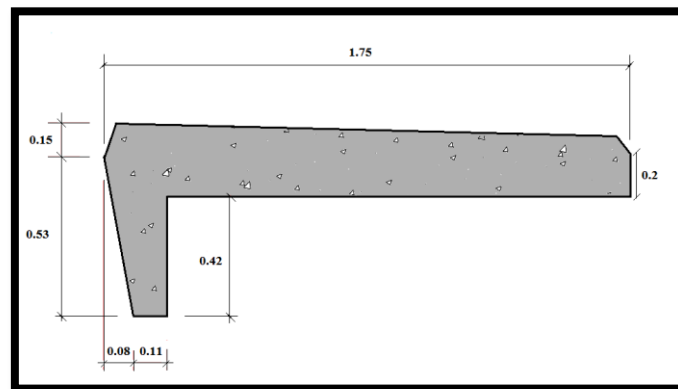


Figure IV.4 : Coupe transversale (trottoir+corniche).

$$P_{tr+cor} = 2(0,4903 \times 2,5) = 2,451 \text{ t/ml.}$$

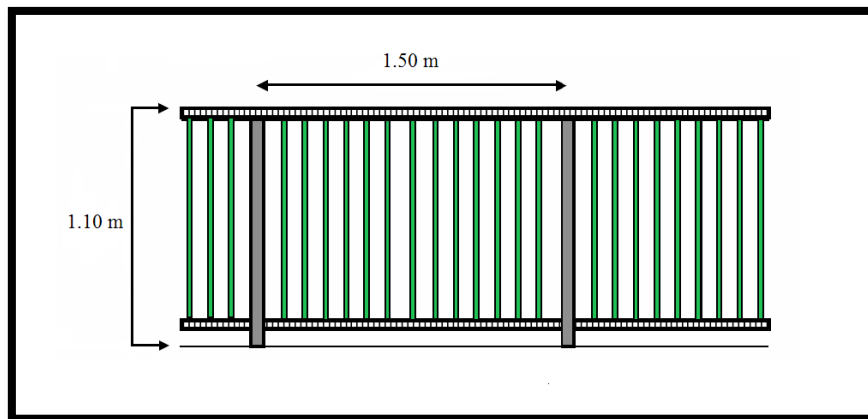
c) Poids des garde-corps (P_{gc})

Figure IV.5 : Garde corps.

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

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

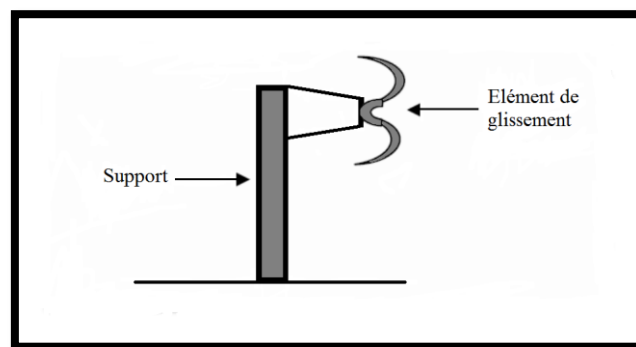
d) Poids des glissières de sécurité P_{gli} 

Figure IV.6 : Glissière de sécurité.

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de : 0,06 t/ml.
Donc :

$$P_{gli} = 0,12 \text{ t/ml}$$

CCP = revêtement + corniche + Trottoirs + garde corps + glissière de sécurité
CCP = 0,154 + 1,344 + 2,451 + 0,2 + 0,12 = 4,269 t/ml

IV.2 Charges dues au trafic

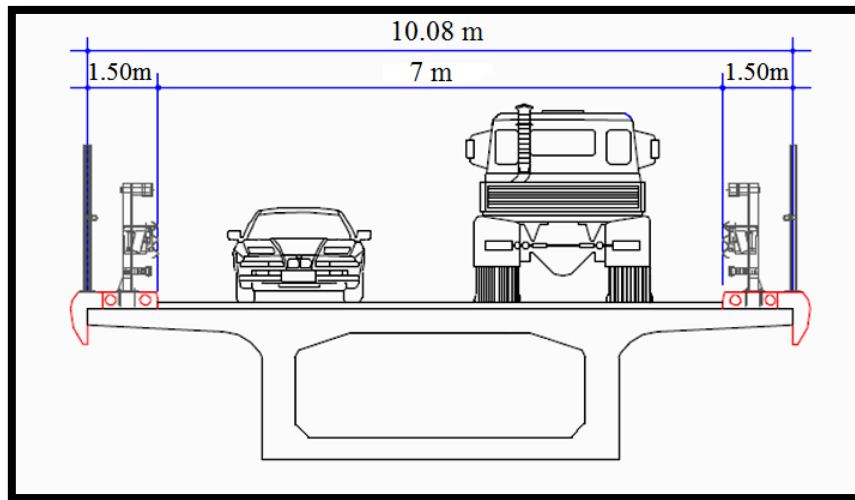


Figure IV.7 : Charges routières.

IV.2.1 Système de charge "A"

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

$$A(L) = 0,23 + \frac{36}{L+12} \quad (\text{t/m}^2)$$

Où L , la longueur chargée, est en m.

Cette valeur de $A(L)$ est à multiplier par des coefficients de corrections 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 :

Nombre 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	/	/	/

Tableau IV.2 : Valeurs de a_1 selon la classe de ponts.

Dans notre cas $a_1 = 1$.

a_2 est défini par la loi suivante :

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

$$V_0 = \begin{cases} 3,5 \text{ m pour un pont de 1ere classe} \\ 3 \text{ m pour un pont de 2eme classe} \\ 2,75 \text{ m pour un pont de 3eme classe} \end{cases}$$

Notre pont est de 1^{ère} classe donc $v_0 = 3,5 \text{ m}$. $\longrightarrow a_2 = \frac{3,5}{3,5} = 1$.

❖ Application numérique

a) Pour une travée chargée : $L=56 \text{ m}$

$$1) A(L) = 0,23 + \frac{36}{56+12} = 0,759 \text{ t/m}^2.$$

$$2) A(L)_c = 1 \times 1 \times 0,759 = 0,759 \text{ t/m}^2.$$

- Pour une voie chargée : $L_{ch} = 3,5 \text{ m}$:

$$A(L)_c = 0,759 \times 3,5 = 2,657 \text{ t/ml.}$$

- Pour deux voies chargées : $L_{ch} = 7 \text{ m}$:

$$A(L)_c = 0,759 \times 7 = 5,313 \text{ t/ml.}$$

b) Pour une travée chargée $L=100 \text{ m}$

$$A(L) = 0,23 + \frac{36}{100+12} = 0,551 \text{ t/m}^2.$$

- Pour une voie chargée : $L_{ch} = 3,5 \text{ m}$

$$A(L)_c = 0,551 \times 3,5 = 1,928 \text{ t/ml.}$$

- Pour deux voies chargées : $L_{ch} = 7 \text{ m}$

$$A(L)_c = 0,551 \times 7 = 3,857 \text{ t/ml.}$$

Les charges $A(L)$ doivent être disposées sur le tablier de manière à produire l'effet le plus défavorable pour l'élément considéré. On choisit la longueur et la largeur des zones chargées de façon à produire les effets maximaux dans l'élément de l'ouvrage qu'on étudie.

Les règles ci-après sont applicables:

➤ **Transversalement**

La largeur de la zone surchargée comprend un nombre entier de voies de circulation. Celui-ci influe sur la valeur de a_1 comme indiqué dans le tableau IV-2.

➤ **Longitudinalement**

Les zones chargées sont déterminées par la considération de la ligne d'influence de l'effort considéré (moment fléchissant, effort normal ou effort tranchant): Les limites de ces zones coïncideront avec le zéro de la ligne d'influence, de manière à trouver l'effet le plus défavorable.

- Si l'on surcharge plusieurs zones, la longueur L à prendre en compte est la somme des longueurs des zones chargées. Par conséquent, la valeur de $A(L)$ est différente dans chaque cas.

- Pour déterminer l'effet le plus défavorable de $A(L)$, il faut prendre la plus grande valeur de $A(L)$ selon le cas c'est à dire, si une ligne d'influence comporte plusieurs zones de même signe, il faut charger ces zones une à une, puis deux ensembles, trois ensembles, etc, en essayant toutes les combinaisons possibles, sauf, si certains cas peuvent à l'évidence être écartés d'office.

Nous présentons là un exemple de cas de charges de $A(L)$:

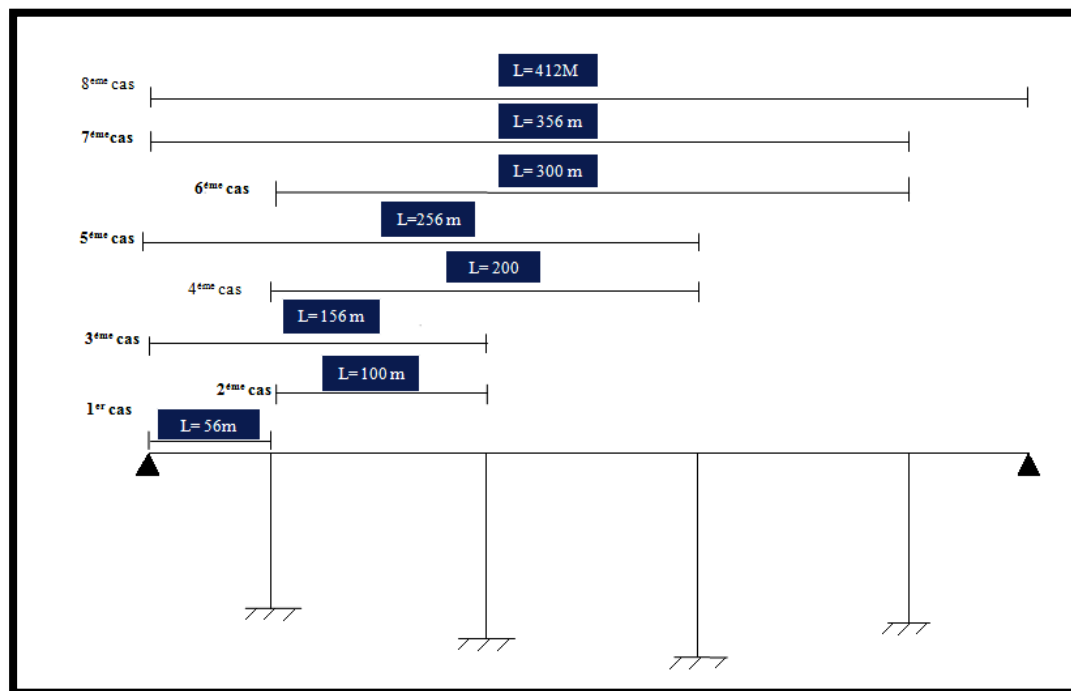


Figure IV.8 : Exemple de cas de charge de $A(L)$.

Les résultats des cas de charge de la figure IV-8 sont mentionnés dans le tableau suivant:

	L (m)	A(L) (t/m ²)	a ₁	a ₂	Une voie chargée		Deux voies chargées	
					L _{ch} (m)	A (L) (t/ml)	L _{ch} (m)	A (L) (t/ml)
1 ^{er} cas	56	0,759	1	1	3,5	2,657	7	5,313
2 ^{eme} cas	100	0,551	1	1	3,5	1,929	7	3,857
3 ^{eme} cas	156	0,444	1	1	3,5	1,554	7	3,108
4 ^{eme} cas	200	0,400	1	1	3,5	1,400	7	2,800
5 ^{eme} cas	256	0,364	1	1	3,5	1,274	7	2,548
6 ^{eme} cas	300	0,345	1	1	3,5	1,208	7	2,415
7 ^{eme} cas	356	0,328	1	1	3,5	1,148	7	2,296
8 ^{eme} cas	412	0,315	1	1	3,5	1,103	7	2,205

Tableau IV. 3 : Résultats des cas de chargement.

IV.2.2 Système de charge "B"

Les charges de type B sont composées de 3 systèmes distincts:

- Le système B_c se compose de 3 essieux de camions types.
- Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux appelés essieux-tandems.
- Le système B_r se compose d'une roue isolé.

IV.2.2.1 Système B_c

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

Masse totale.....	30 t
Masse portée par chacun des essieux arrière.....	12 t
Masse portée par l'essieu avant	6 t
Longueur d'encombrement	10,50 m
Largeur d'encombrement.....	2,50 m
Distance des essieux arrière	1,50 m
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière.....	4,50 m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....	2 m
Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25 m de côté.	
Surface d'impact d'une roue avant: carré de 0,20 m de côté.	

Les caractéristiques du convoi B_c sont présentées ci-après (Figure IV-9). Les charges sont données par essieu.

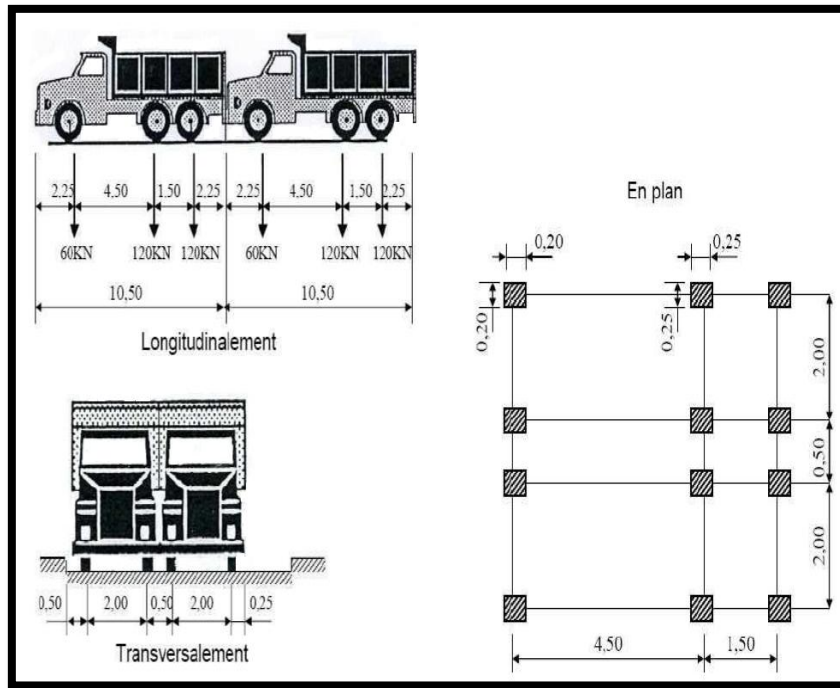


Figure IV.9 : Les dimensions du système B_c.

Suivant la classe du pont et le nombre de files de camions considérées, les valeurs des charges du système B_c à prendre en compte sont multipliées par un coefficient b_c dont les valeurs sont indiquées dans le tableau suivant :

Nombre de files de camions		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{ère}	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2 ^{ème}	1	1	/	/	/
	3 ^{ème}	1	0,8	/	/	/

Tableau IV.4 : Valeurs de b_c.

❖ Règles d'application de la charge B_c

On choisit le nombre et la disposition des convois de manière à produire l'effet le plus défavorable; tout en respectant le règlement suivant:

• Sens longitudinal

Le nombre de camions est limité à 2 par file, orientés dans le même sens. La distance des 2 camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable et peut être nulle (minimum 4,5 m entre essieux des 2 camions). On peut considérer une partie d'un camion, l'autre partie étant sur la travée suivante ou sur le remblai 'accès, mais on ne peut couper un camion.

• Sens transversal

Le nombre de files de camions, N_f, ne doit pas dépasser le nombre de voies, N_v, (c'est à dire N_f ≤ N_v), même si cela est géométriquement possible. On ne peut pas couper une file de camion. De plus, une distance minimale de 0,25 m est exigée entre l'axe de la file de roues la plus excentrée et le bord de:

- La largeur chargeable s'il s'agit du calcul des poutres principales.

- La largeur roulable s'il s'agit du calcul des autres éléments du tablier (hourdis, entretoises).

❖ Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B seront amplifiées de majorations dynamiques, le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes Bc, Bt, Br est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

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

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

G : sa charge permanente.

S : sa charge B maximale.

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c ou b_t en fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées suivant le fascicule 61 titre II .

$$b_c = \begin{cases} 1,2 & \text{pour 1 file} \\ 1,1 & \text{pour 2 files} \end{cases}$$

Donc :

$S = n \times 30 \times bc$ avec n : nombre de camion et chaque camion a 30 t.

❖ Calcul du coefficient de majoration dynamique

1^{er} cas : travée de rive chargée (L = 56 m)

On a : $G_1 = G_r + G_c + \frac{1}{2} G_{vp} + CCP \Rightarrow G_1 = 992,44 + 83,587 + \frac{1}{2} (297,977) + 4,269$
 $G_1 = 1229,284$ t.

- Pour une file chargée: on a $b_c = 1,2$

$$S = 2 \times 30 \times 1,2 = 72 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 56} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{1229,284}{72}} = 1,041$$

- Pour deux files chargées : on a $b_c = 1,1$

$$S = 4 \times 30 \times 1,1 = 132 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 56} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{1229,284}{132}} = 1,048$$

2^{ème} cas : travée intermédiaire chargée (L = 100)

On a : $G_2 = G_i + G_{vc} + 2 (\frac{1}{2} G_{vp}) + CCP$
 $G_2 = 1891,84 + 41,794 + 297,977 + 4,269$
 $G_2 = 2235,88$ t

- Pour une file chargée : on a $b_c = 1,2$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 100} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{2235,88}{72}} = 1,024$$

- Pour deux files chargées : on a $b_c = 1,1$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 100} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{2235,88}{132}} = 1,03$$

Les valeurs de δ sont résumés dans le tableau suivant :

Travée chargée(m)	bc (1 file)	bc (2 files)	δ (1 file)	δ (2 files)
56	1,2	1,1	1,04	1,05
100	1,2	1,1	1,02	1,03
156	1,2	1,1	1,01	1,01
200	1,2	1,1	1,01	1,01
256	1,2	1,1	1,00	1,01
300	1,2	1,1	1,00	1,00
356	1,2	1,1	1,00	1,00
412	1,2	1,1	1,00	1,00

Tableau IV.5 : Valeurs de δ pour B_c .

Donc les surcharges du système b_c seront frappées par le coefficient $\delta = 1,05$.

IV.2.2.2 Système de charge B_t

Un tandem du système B_t comporte deux essieux (2×16 t), tous deux à roues simples munies de pneumatiques.

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

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3,5m de large.

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 :

Classe de pont	1	2
b_t	1	0,9

Tableau IV. 6 : Valeur de b_t selon la classe de pont.

- Les ponts de 3^{ème} classe n'ont pas de coefficient b_t .

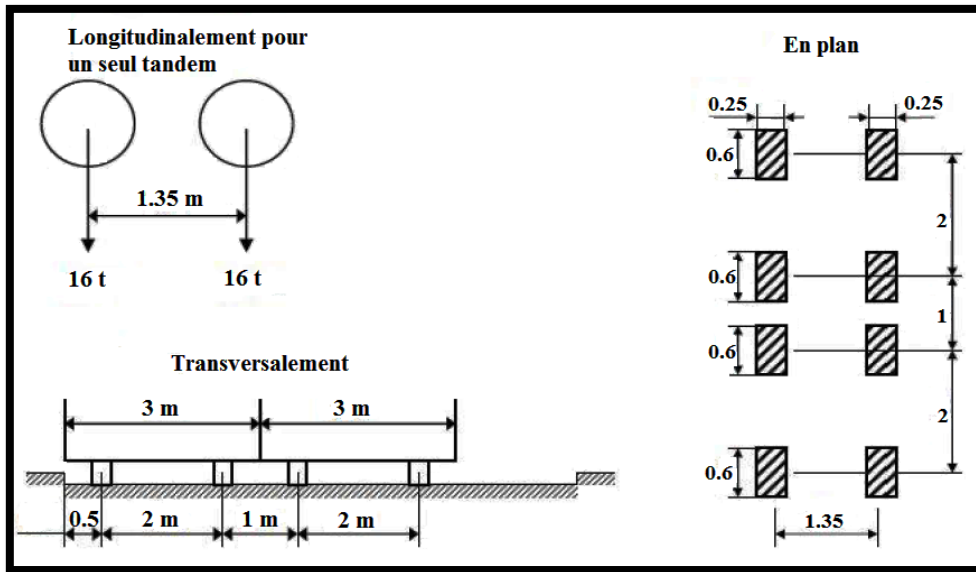


Figure IV.10 : Les dimensions du système Bt.

Les surcharges du système Bt sont frappées par le coefficient de majoration dynamique.

❖ Calcul coefficient de majoration dynamique

1^{er} cas : pour une travée chargée (L = 56 m)

$$G = 1229,284 \text{ t.}$$

S : La charge Bt.

$$S = n \times 32 \times bt.$$

Pour un pont de première classe on a $bt = 1$.

- Pour une voie chargée : on a : $n = 1$

$$S = 1 \times 32 \times 1 = 32 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 56} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{1229,284}{32}} = 1,03.$$

- Pour deux voies chargées on a : $n = 2$

$$S = 2 \times 32 \times 1 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 56} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{1229,284}{64}} = 1,04.$$

2^{er} cas : pour une travée chargée (L = 100 m)

$$G = 2235,88 \text{ t}$$

S : charge b_t

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

- Pour une voie chargée : on a : $n = 1$

$$S = 1 \times 32 \times 1 = 32 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 100} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{2235,88}{32}} = 1,021.$$

- Pour deux voies chargées : on a : $n = 2$

$$S = 2 \times 32 \times 1 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 100} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{2235,88}{64}} = 1,023.$$

Les valeurs de δ sont résumés dans le tableau suivant :

Travée chargée (m)	bt (1 file)	bt (2 files)	δ (1 file)	δ (2 files)
56	1	1	1,03	1,04
100	1	1	1,02	1,02
156	1	1	1,01	1,01
200	1	1	1,01	1,01
256	1	1	1,00	1,01
300	1	1	1,00	1,00
356	1	1	1,00	1,00
412	1	1	1,00	1,00

Tableau IV.7: Valeurs de δ pour B_t .

Les surcharge du système Bt sont frappées par le coefficient $\delta = 1,040$.

IV.2.2.3 Surcharge Br

Ce système de charge est composé d'une roue isolée de 10t qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

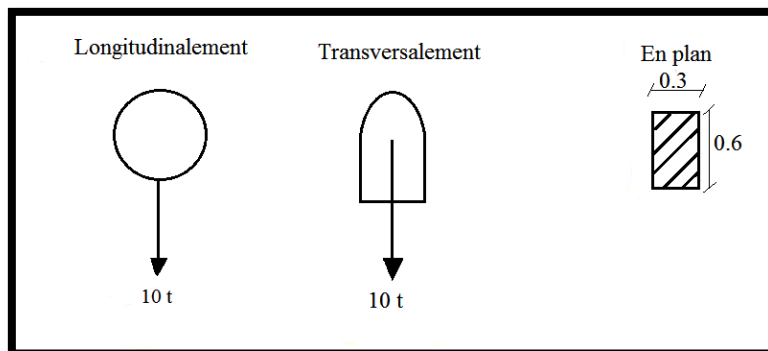


Figure IV.11 : Les dimensions du système B_r .

IV.2.3 La surcharge militaire (M_{C120})

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type M_{C120} susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B.

Les véhicules M_{C120} peuvent circuler en convois.

Dans le sens transversal : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité.

Un véhicule de type M_{C120} comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale 110 t
- Longueur d'une chenille 6,10 m
- Largeur d'une chenille 1 m
- Distance entre axes des chenilles 3,30 m
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

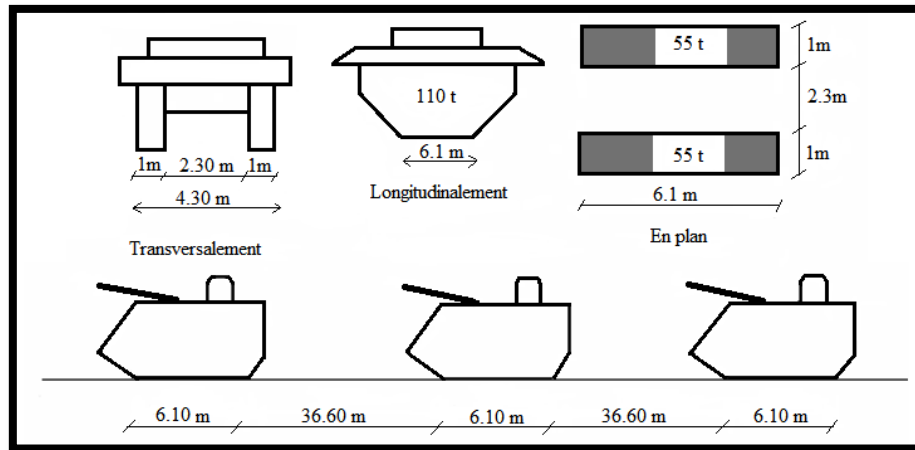


Figure IV.12 : Les dimensions du système Mc120.

❖ Calcul du coefficient de majoration dynamique

1^{er} cas : pour une travée chargée ($L = 56 \text{ m}$)

$$G = 1229,284 \text{ t}$$

$$S = n \times 110 = 1 \times 110 = 110 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 56} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{1229,284}{110}} = 1,05.$$

2^{ème} cas : pour une travée chargée ($L = 100 \text{ m}$)

$$G = 2235,88 \text{ t.}$$

$$S = n \times 110 = 1 \times 110 = 110 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 100} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{2235,88}{110}} = 1,03.$$

Les valeurs de δ sont résumés dans le tableau suivant :

Travée chargée (m)	δ
56	1,05
100	1,03
156	1,02
200	1,02
256	1,02
300	1,02
356	1,02
412	1,02

Tableau IV.8 : Valeurs de δ pour Mc120.

Les surcharges du système Mc120 sont multipliées par le coefficient $\delta = 1,05$.

➤ Récapitulatif des valeurs de δ

Systemes	Travée	Cas de charge	α	β	δ
B_c	Travée de rive	Une file chargée	0,033	0,0086	1,05
		Deux files chargées	0,033	0,0156	
	Travée intermédiaire	Une file chargée	0,019	0,0048	
		Deux files chargées	0,019	0,0087	
B_t	Travée de rive	Une voie chargée	0,033	0,0038	1,04
		Deux voies chargées	0,033	0,0077	
	Travée intermédiaire	Une voie chargée	0,019	0,0021	
		Deux voies chargées	0,019	0,0042	
MC120	Travée de rive		0,033	0,0130	1,05
	Travée intermédiaire		0,019	0,0073	

Tableau IV.9 : Valeurs de δ .

IV.2.4 Charges exceptionnelles D240

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

Le convoi de type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 tonnes de poids total. Ce poids est supposé répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long, le poids par mètre linéaire égal à 12,9 t/ml.

- Le poids par mètre linéaire égal à 12,9 t/ml.
- Le poids par mètre carré égal à 4,032 t/m².

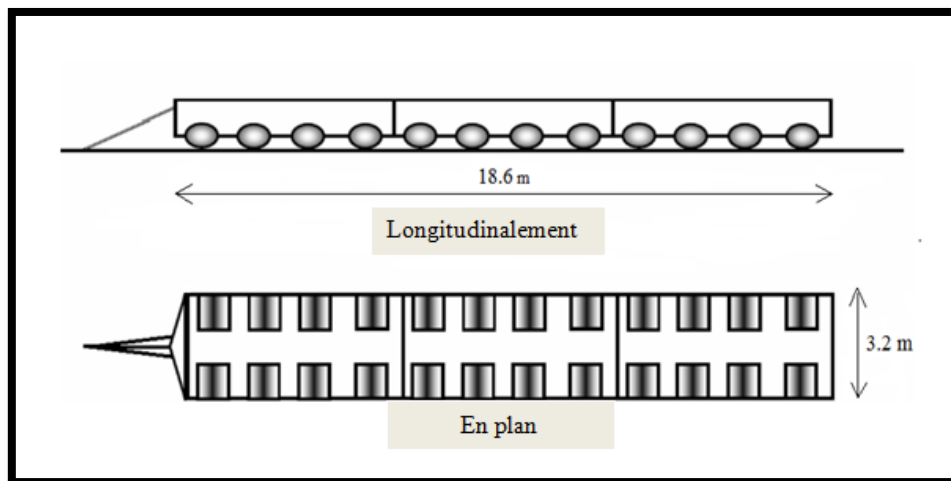


Figure IV.13 : Les dimensions du système D240.

❖ Remarque

- Ce type de convoi est à prendre seul.
- La surcharge de ce convoi n'est pas majorée par le coefficient de majoration dynamique (δ) car il circule avec une vitesse très petite.

IV.3 Autres surcharges

IV.3.1 Surcharges sur les trottoirs St

La surcharge de trottoir c'est une charge uniformément répartie, il y a deux cas de surcharges de trottoirs :

- Surcharge locale : c'est une surcharge uniformément répartie de 450 kg/m^2 .
- Surcharge globale : de 150 kg/m^2 .

Dans notre ouvrage, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m^2 (Selon le fascicule 61 titre II).

Premier trottoir chargé : $St = 0,15 \times 1,5 = 0,225 \text{ t /ml}$.

Deuxième trottoir chargé : $St = 0,15 \times 1,5 = 0,225 \text{ t /ml}$.

Les deux trottoirs chargés : $St = 2 (0,15 \times 1,5) = 0,45 \text{ t /ml}$.

IV.3.2 Le vent

D'après le fascicule 61 titre II ; le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée, la répartition de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général, la valeur représentative de la pression dynamique du vent est prise égal à $P = 2 \text{ KN/m}^2$.

❖ Remarque

- $P = 2 \text{ KN/m}^2$ 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 $1,25 \text{ KN/m}^2$ car la durée de réalisation du projet dépasse 1 mois.

IV.3.3 La température

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journalièrement 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 DBK $\Delta T = \pm 30^\circ \text{ C}$.

La répartition exacte de la température T dans un ouvrage suit des lois complexes, de la forme indiquée sur le schéma ci-dessous :

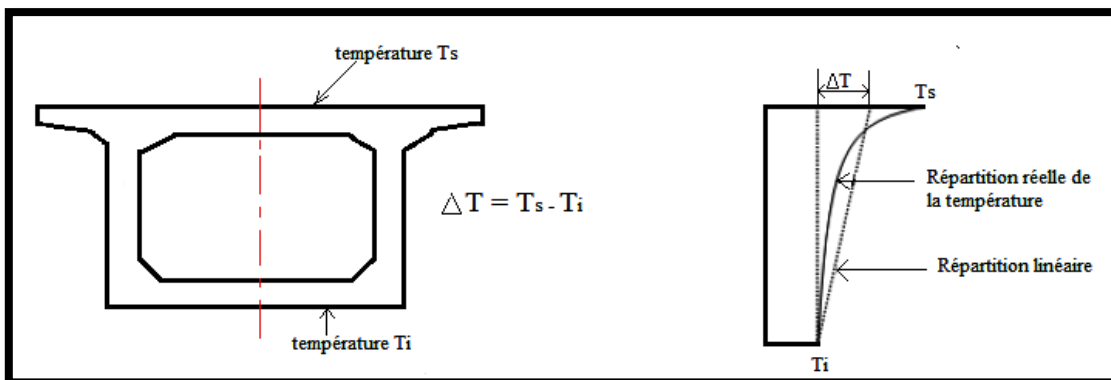


Figure IV.14 : Loi de répartition de la température.

IV.3.4 Forces de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, c'est un effort s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

IV.3.4.1 Effort de freinage correspondant à la charge A

L'effort de freinage correspondant à la charge A est donné par le fascicule 61 titre II :

$$F = \frac{1}{20 + 0,0035 \times S} \times A(L)$$

Avec :

A(L) : chargement égale à 5,313 t/ml.

S : surface chargée par m pour deux voies $\Rightarrow S = 56 \times 7 = 392 \text{ m}^2$.

Donc on aura :

$$F = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 392} \times 5,313 = 0,249 \text{ t/m.}$$

Pour calculer F en tonne, il suffit de multiplier par la longueur de la travée du cas le plus défavorable pour A(L), dans notre cas on prend 56 m.

Donc on aura : $F = 0,249 \times 56 = 13,944 \text{ t.}$

IV.3.4.2 Effort de freinage correspondant au système de charge Bc

Les forces de freinage produites par le système de charge Bc seront appliquées au niveau de la chaussée. Un seul camion est supposé freiner, l'effort de freinage développé par le camion sur le pont est égal à son poids 30 t.

IV.3.5 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 structurale.

Le territoire national étant divisé en quatre zones de sismicité croissante définie comme suit :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone 1 : sismicité faible.

Zone 2 : sismicité moyenne IIa et IIb.

Zone 3 : sismicité élevée

La région de TIZI-OUZOU est classée en zone II-a après le séisme du 21/05/2003.

V Combinaisons des charges

V.1 Les coefficients de majoration

Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1,00
Surcharge A (L)	1,60	1,20
Système B _c	1,60	1,20
MC120	1,50	1,00
D240	1,50	1,00
Gradient thermique (ΔT)	0	0,50
Vent (W)	1,50	0
Surcharge sur les Trottoirs (ST)	1,60	1,20

Tableau IV.10 : Valeurs des coefficients de majoration.

Tel que :

G : les charges permanentes.

Q_r : charges d'exploitations des ponts routes sans caractère particulier.

W : charge du vent.

ΔT : gradient thermique.

V.2 Les combinaisons

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

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro de la combinaison
A L'E.L.U	1,35G + 1,6(A (l) + ST)	1
	1,35G + 1,6(B _C + ST)	2
	1,35G + 1,5MC ₁₂₀	3
	1,35G + 1,5D ₂₄₀	4
	1,35G + 1,6(B _t + ST)	5
A L'E.L.S	G + 1,2(A (l) + ST)	6
	G + 1,2(B _C + ST)	7
	G + MC120	8
	G + D240	9
	G + 1,2(A (l) + ST) + 0,5 ΔT	10
	G + 1,2(BC + ST) + 0,5 ΔT	11
	G + 1,2(B _t + ST)	12
	G + MC120 + 0,5 ΔT	13
	G + D240 + 0,5 ΔT	14
	G + 1,2(B _t + ST) + 0,5 ΔT	15

Tableau IV.11 : Combinaisons de charges.

CHAPITRE V



Etude longitudinale

I 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.

II 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 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)

III 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.

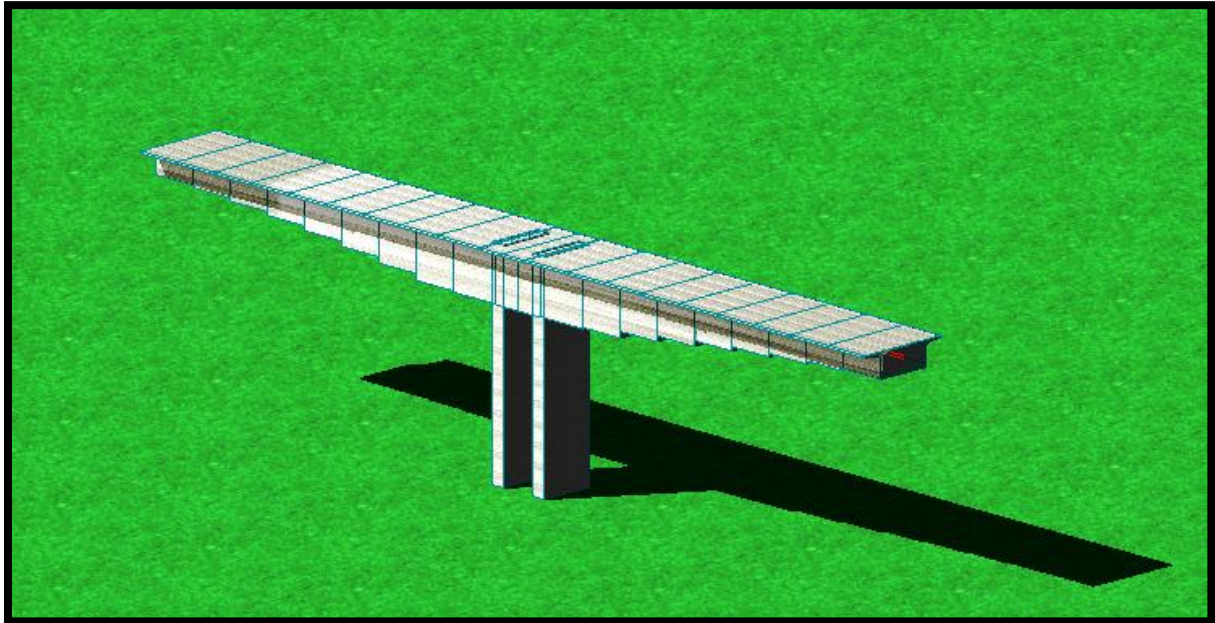


Figure V.1 : Vue 3D du fléau.

-Les schémas en dessous expliquent les phases de construction :

Phase 1 :

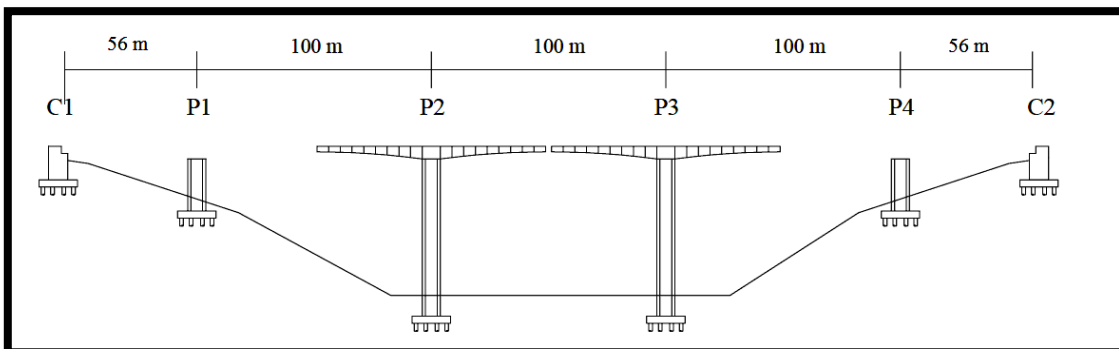


Figure V.2 : Réalisation des fléaux sur les piles centrales (P2 et P3).

Phase 2 :

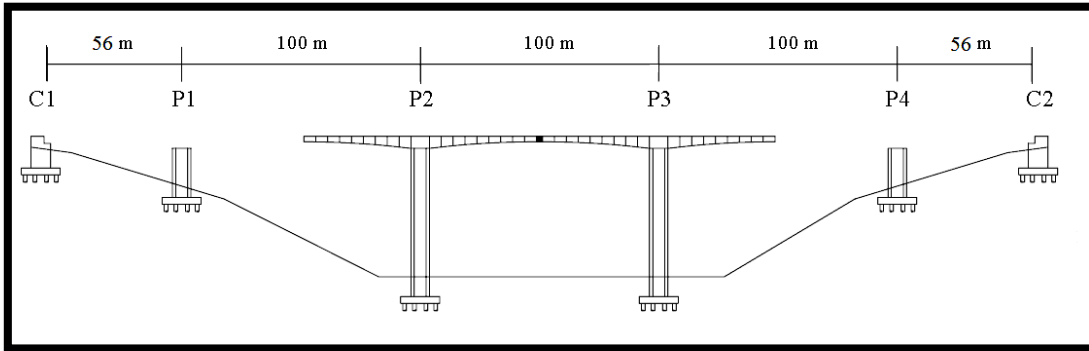


Figure V.3 : Clavage à la clé des deux fléaux réalisés.

Phase 3 :

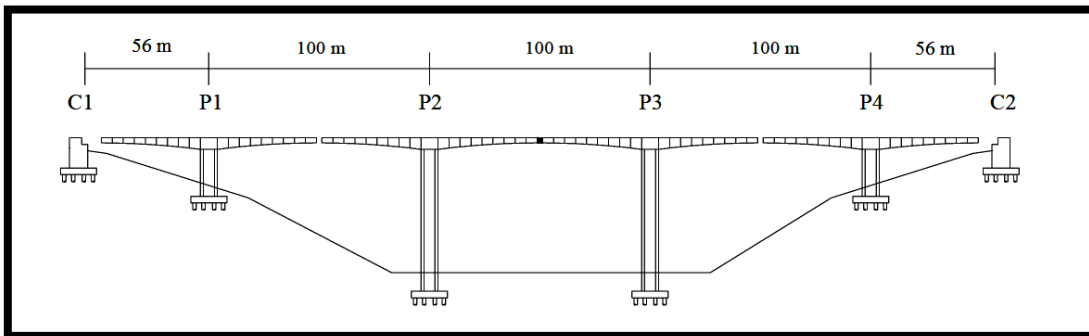


Figure V.4 : Réalisation des fléaux sur les piles de rives (P1 et P4).

Phase 4 :

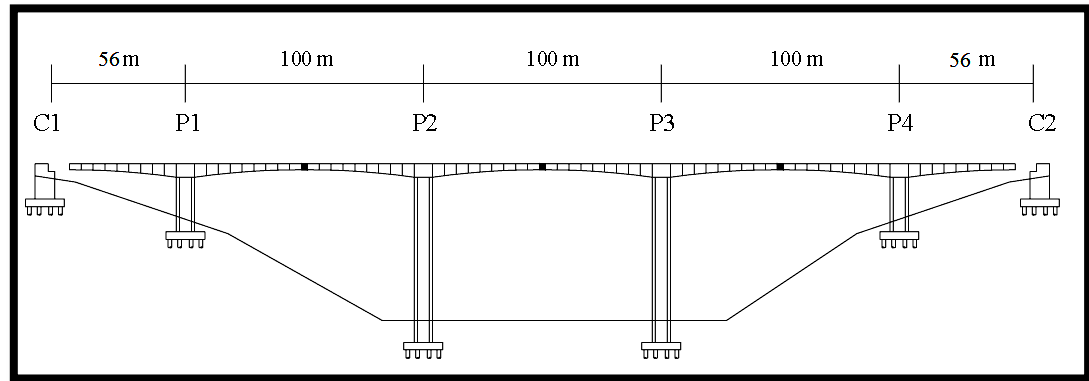


Figure V.5 : Clavage des deux nouveaux fléaux avec les fléaux déjà réalisés.

Phase 5 :

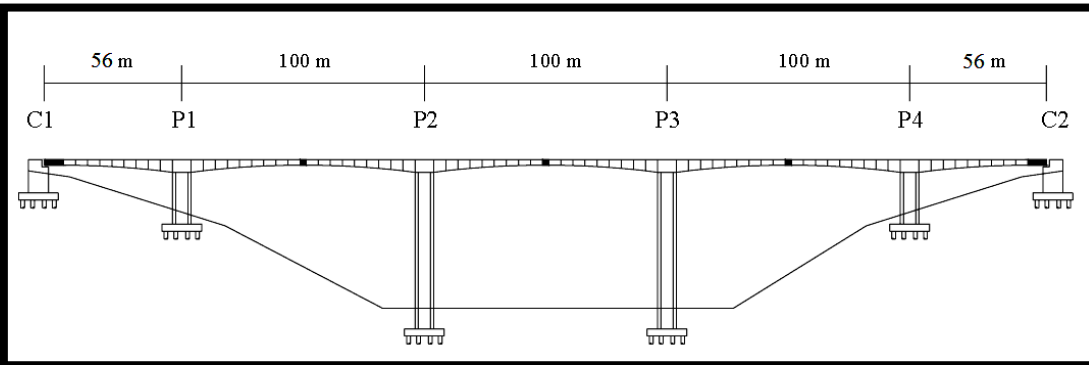


Figure V.6 : Clavage des deux fléaux de rive avec les culées.

IV Charges appliquées au fléau (phase de construction)

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

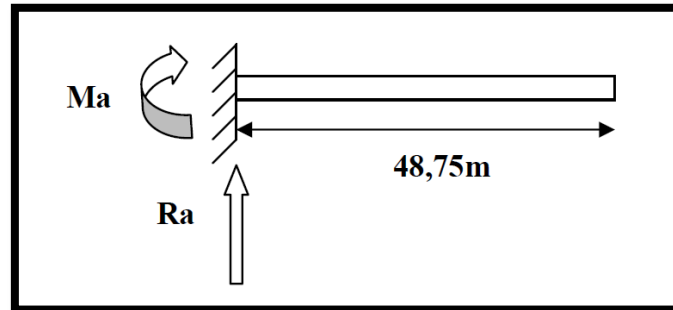


Figure V.7: Schéma statique du demi-fléau.

IV. 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 :

$$G(x) = \frac{1}{2} G_{vp} + \gamma_b \times S(x) = \frac{1}{2} G_{vp} + \gamma_b \left(S_p - 2 \left(S_p - S_c \right) \frac{x}{L} + \left(S_p - S_c \right) \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right)$$

γ_b : poids volumique du béton égale à 2,5 t/m³.

S_p : l'aire de la section sur pile.

S_c : l'aire de la section à la clé.

G_{vp} : poids du voussoir sur pile.

IV.2 Surcharges de chantier

IV.2.1 Les charges connues (équipement mobile)

Sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction.

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipement mobile noté Q_{PRC1} , dont la valeur courante varie de 0,30 à 0,90 MN suivant la longueur des voussoirs et la largeur du tablier.

(SETRA2003)

Dans notre cas $Q_{PRC1} = 0,55 \text{ MN} = 55 \text{ t}$.

IV.2.2 Charges de chantier aléatoire

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux matériaux stockés sur le tablier (par exemple rouleaux de câbles), aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques diverses et négligées par ailleurs.

On distingue :

- Une charge répartie (Q_{PRA1}) de 200 N/m^2 sur un demi-fléau dans les cas courants (portée $< 120 \text{ m}$) ; cette charge s'applique sur les voussoirs terminés et sur l'équipage mobile.

(SETRA 2003)

$$Q_{PRA1} = 0,02 \text{ t/m}^2.$$

- Une charge concentrée (Q_{PRA2}) de $(50 + 5 b) \text{ KN}$ appliquée en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé (b désigne la largeur du hourdis supérieur du caisson exprimée en mètres) ; cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel, etc.

Ces charges sont disposées de façon à produire l'effet le plus défavorable.

(SETRA 2003)

$$Q_{PRA2} = 50 + 5 \times 10,08 = 100,4 \text{ KN} = 10,04 \text{ t}.$$

IV.3 Le vent

Le fascicule 61 titre II prescrit une charge de 100 kg/m^2 si la phase de construction n'excède pas un mois, sinon 125 kg/m^2 . Donc pour notre projet on prend 125 kg/m^2 .

$$\text{Donc } Q_w = 0,125 \text{ t/m}^2.$$

IV.4 Actions accidentelles (F_A)

En cours d'exécution, des incidents peuvent survenir, par exemple la chute d'une partie d'un équipage mobile. Cette dernière est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique égale à 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute.

(SETRA 2003)

$$F_A = 2 \times Q_{PRC1} = 110 \text{ t}.$$

V Effets dûs aux charges appliquées sur le demi-fléau

V.1 Effets dûs au poids propre

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

V.1.1 Effort tranchant

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

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

V.1.2 Moment fléchissant

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

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

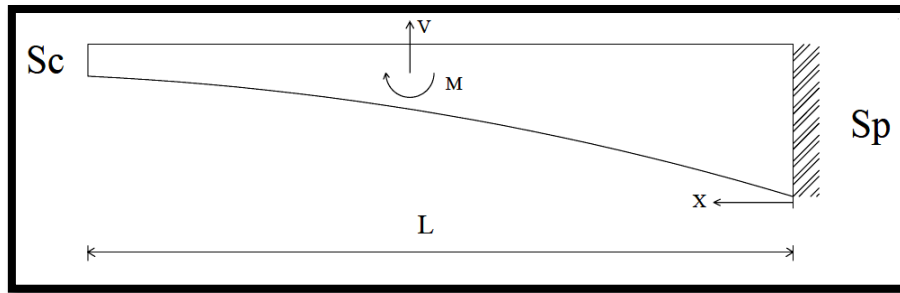


Figure V.8 : Efforts dûs au poids propre.

V.2 Effets dûs aux surcharges de chantier

V.2.1 Effets dûs aux charges réparties (Q_{PRA1})

$$Q_{PRA1} = 0,02 \text{ t/m}^2.$$

$$Q_{PRA1} = 0,02 \times 10,08 = 0,2016 \text{ t/ml.}$$

V.2.1.1 Effort tranchant

$$V(x) = 0,2016 (L - x)$$

V.2.1.2 Moment fléchissant

$$M(x) = 0,2016 \left(-\frac{x^2}{2} + xL - \frac{L^2}{2} \right)$$

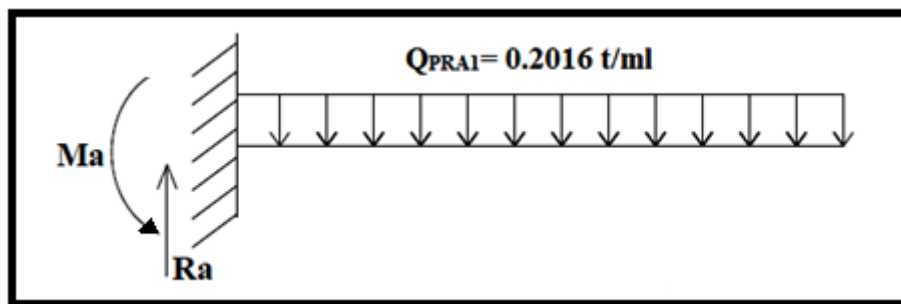


Figure V.9 : Surcharges réparties de chantier.

V.2.2 Effets dûs aux charges concentrées (Q_{PRA2})

$$Q_{PRA2} = 10,04 \text{ t.}$$

V.2.2.1 Effort tranchant

$$V(x) = 10,04 \text{ t}$$

V.2.2.2 Moment fléchissant

$$M(x) = 10,04 \text{ t} (x - L_1)$$

Avec $L_1 = 43,75 \text{ m}$ longueur du demi-fléau.

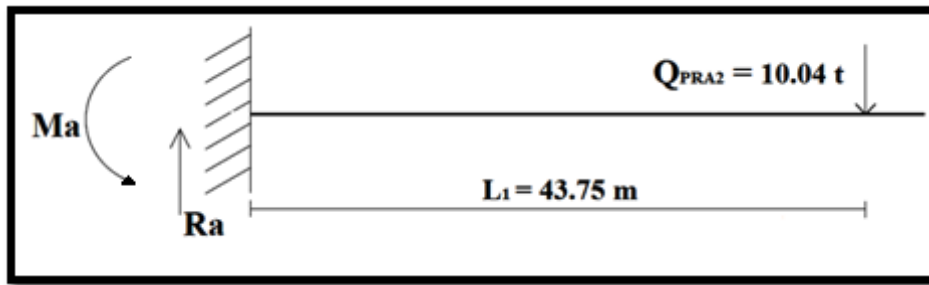


Figure V.10 : Surcharge concentrée.

IV.2.3 Effet de la charge de l'équipage mobile

$$Q_{PRC1} = 55 \text{ t.}$$

V.2.3.1 Effort tranchant

$$V(x) = 55 \text{ t.}$$

V.2.3.2 Moment fléchissant

$$M(x) = 55 (x - L_2)$$

Avec $L_2 = 46,25 \text{ m}$ est la distance entre axes du dernier voussoir en cours de construction et le voussoir sur pile.

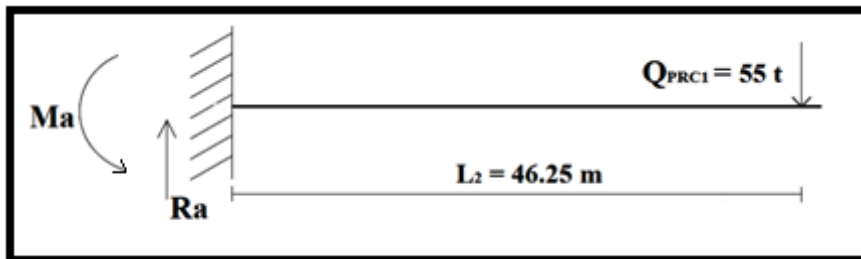


Figure V.11 : Surcharge de l'équipage mobile.

IV.2.4 Effets des charges du vent

$$Q_w = 0,125 \text{ t/m}^2.$$

$$Q_w = 0,125 \times 10,08 = 1,26 \text{ t/ml.}$$

V.2.4.1 Effort tranchant

$$V(x) = 1,26 (L - x)$$

V.2.4.2 Moment fléchissant

$$M(x) = 1,26 \left(-\frac{x^2}{2} + xL - \frac{L^2}{2} \right)$$

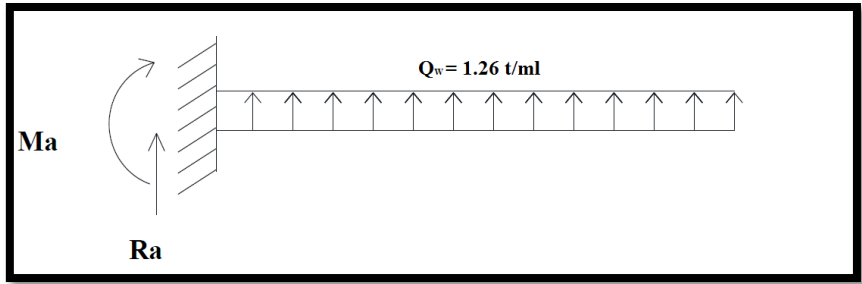


Figure V.12 : Surcharges du vent.

V.2.5 Effet de l'action accidentelle

V.2.5.1 Effort tranchant

$V(x) = 110 \text{ t}$

V.2.5.2 Moment fléchissant

$M(x) = 110 (L_2 - x)$

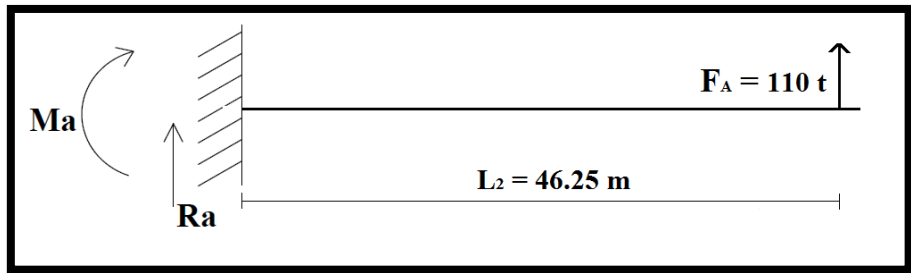


Figure V.13 : Surcharge de l'action accidentelle.

X(m)	G		Q _{PRA1}		Q _{PRA2}		Q _{PRC1}		Q _w		F _A	
	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)
0	1190,58	-24775,69	9,83	-239,56	10,04	-439,25	55	-2543,75	-61,42	1497,23	-110	5087,5
3	1041,51	-21398,13	9,22	-210,98	10,04	-409,13	55	-2378,75	-57,64	1318,63	-110	4757,5
8,75	875,53	-15886,66	8,06	-161,28	10,04	-351,4	55	-2062,5	-50,4	1008,00	-110	4125,0
13,75	733,12	-11865,03	7,06	-123,48	10,04	-301,2	55	-1787,5	-44,10	771,75	-110	3575,0
18,75	604,30	-8521,46	6,05	-90,72	10,04	-251,0	55	-1512,5	-37,80	567,00	-110	3025,0
23,75	489,39	-5787,22	5,04	-63,00	10,04	-200,8	55	-1237,5	-31,50	393,75	-110	2475,0
28,75	376,58	-3622,29	4,03	-40,32	10,04	-150,6	55	-962,5	-25,20	252,00	-110	1925,0
33,75	272,67	-1999,15	3,02	-22,68	10,04	-100,4	55	-687,5	-18,90	141,75	-110	1375,0
38,75	177,10	-874,73	2,02	-10,08	10,04	-50,2	55	-412,5	-12,60	63,00	-110	825,0
43,75	86,40	-215,99	1,01	-2,52	10,04	0	55	-137,5	-6,30	15,75	-110	275,0
46,25	43,20	-54,00	0,51	-0,63	0	0	55	0	-3,15	3,94	-110	0
48,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau V.1 : Moments et efforts tranchants des différentes surcharges.

- Poids propre (G)

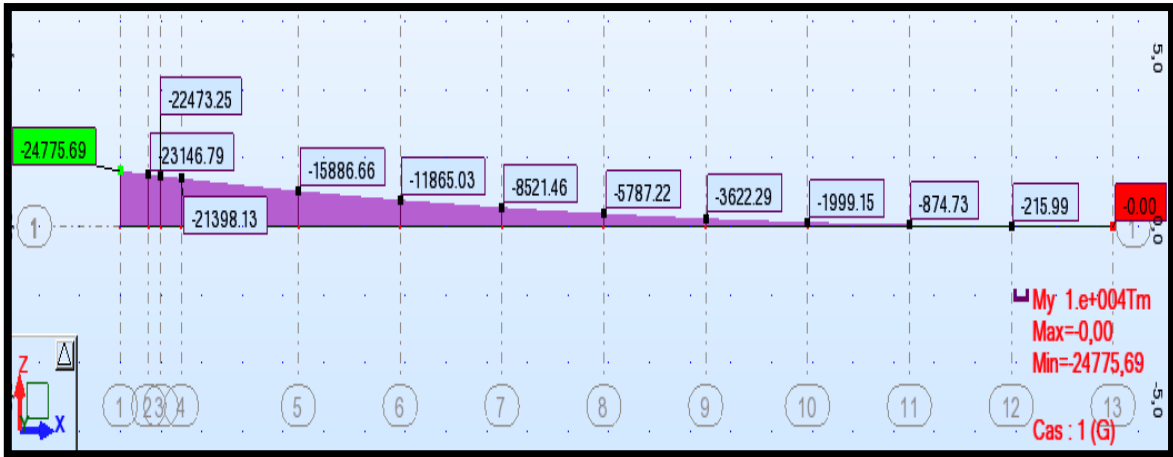


Figure V.14 : Moment fléchissant (G).

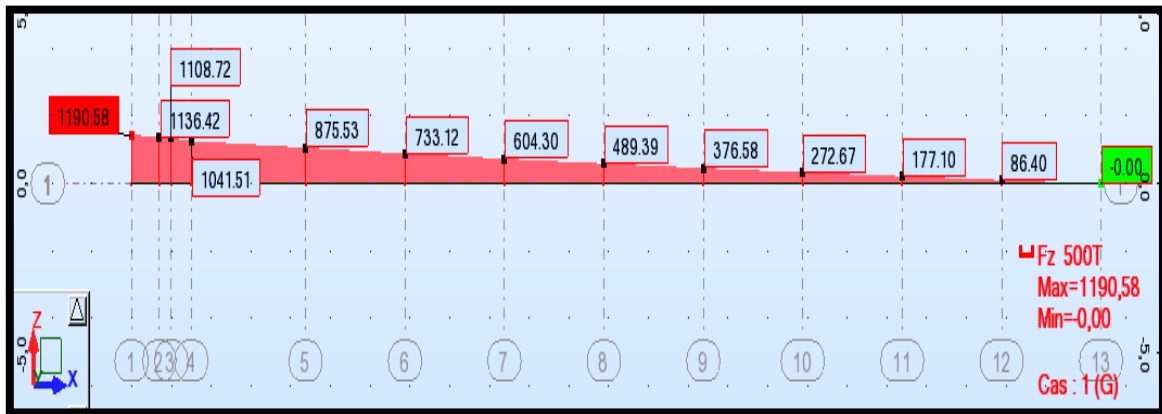


Figure V.15 : Effort tranchant (G).

- Surcharges réparties (Q_{PRA1})

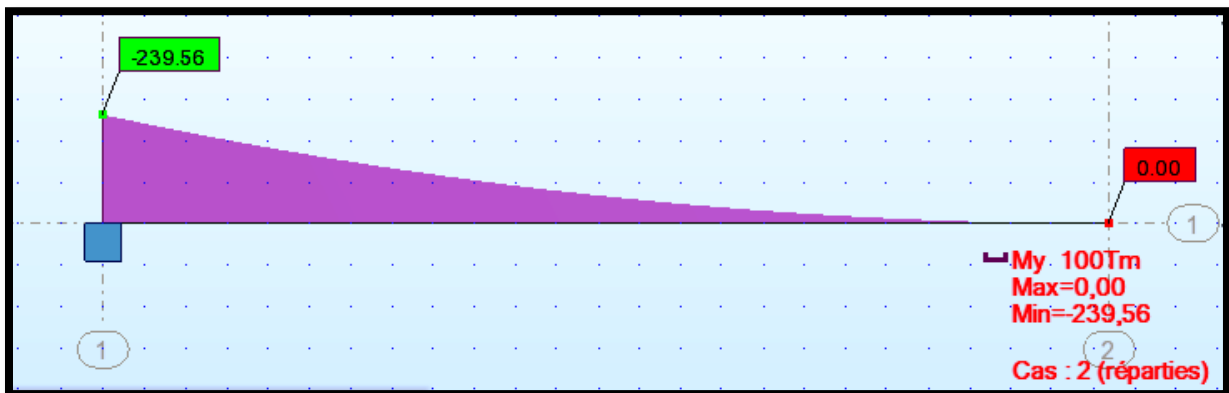


Figure V.16 : Moment fléchissant (Q_{PRA1}).

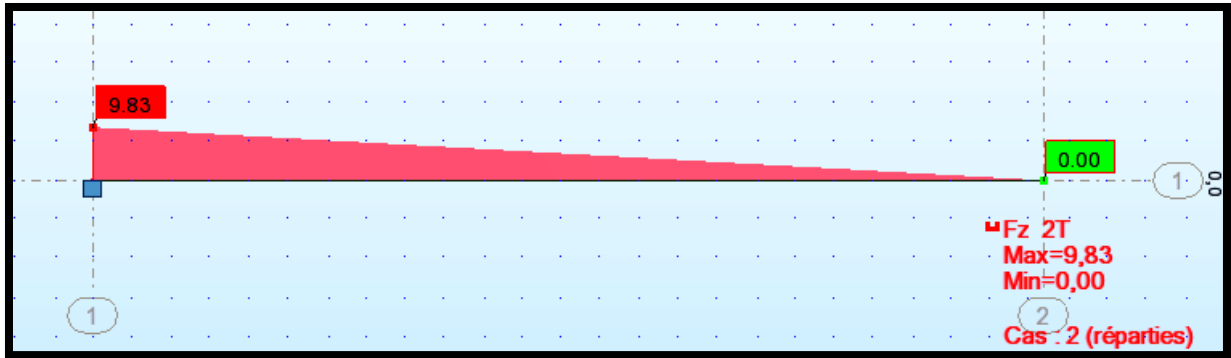


Figure V.17 : Effort tranchant (Q_{PRA1}).

- Surcharges concentrées (Q_{PRA2})

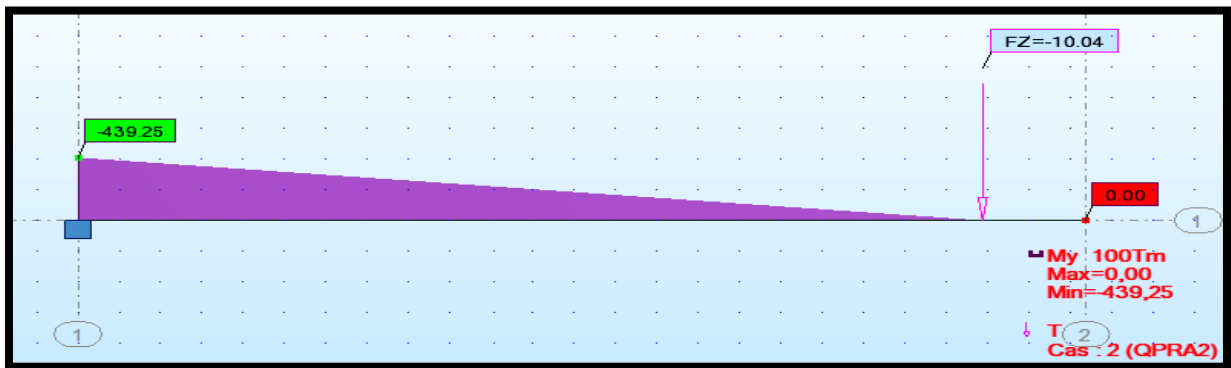


Figure V.18 : Moment fléchissant (Q_{PRA2}).

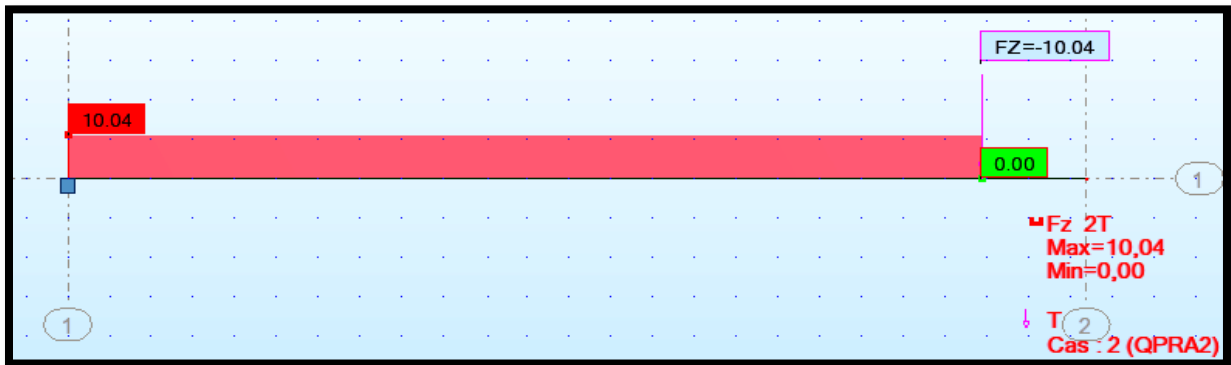


Figure V.19 : Effort tranchant (Q_{PRA2}).

- Surcharge de l'équipage mobile

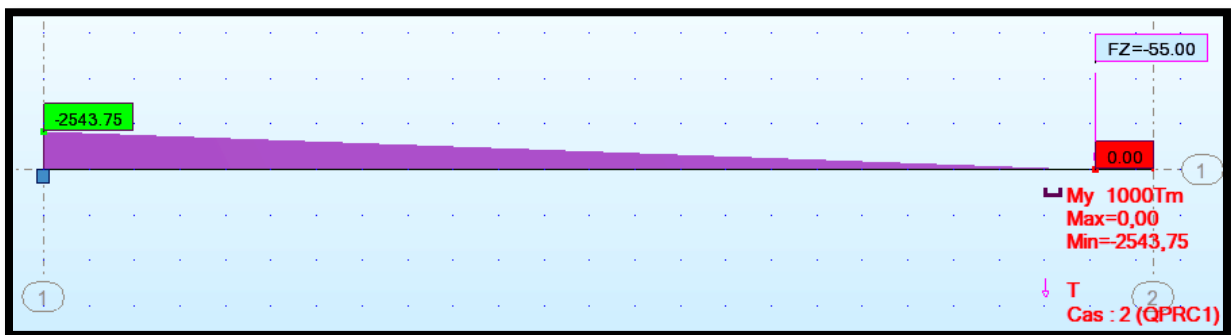


Figure V.20 : Moment fléchissant (Q_{PRC1}).

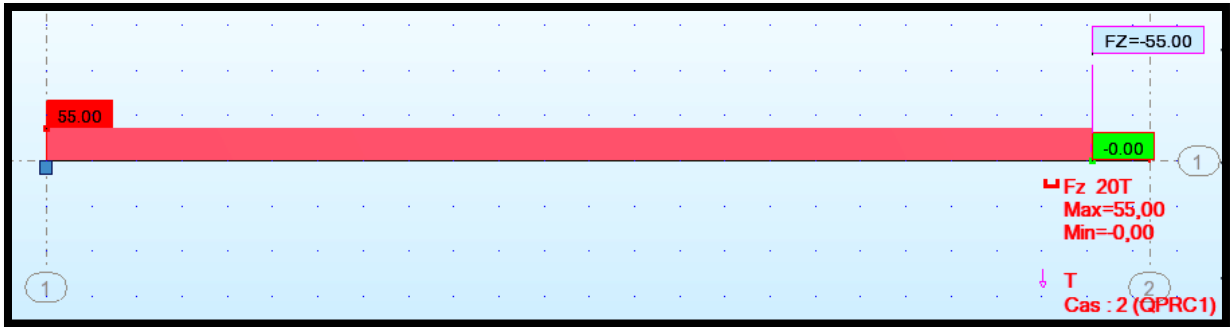


Figure V.21 : Effort tranchant (Q_{PRC1}).

- Surcharge du vent (Q_w)

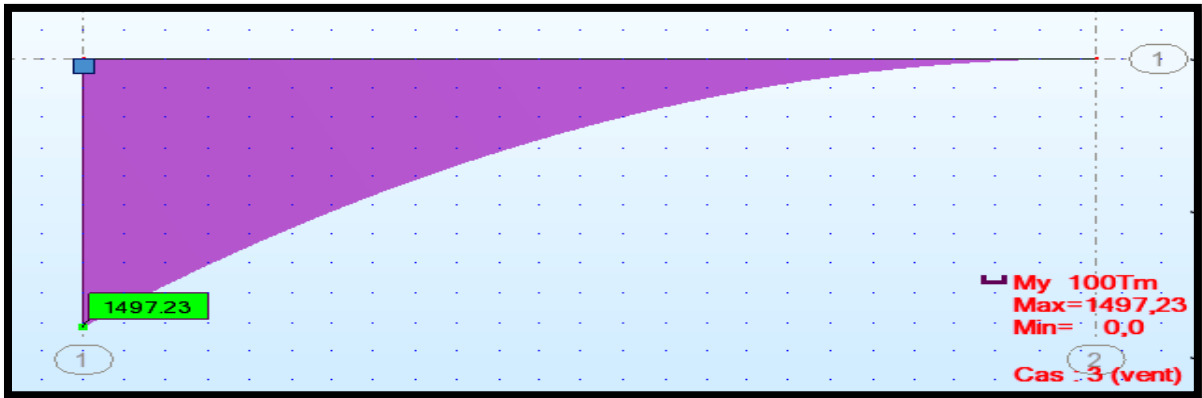


Figure V.22 : Moment fléchissant (Q_w).

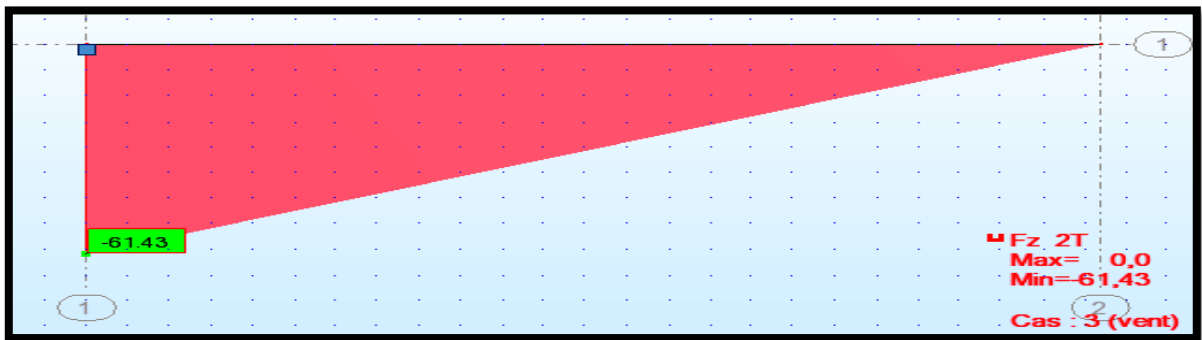


Figure V.23 : Effort tranchant (Q_w).

- Surcharge de l'action accidentelle (F_A)

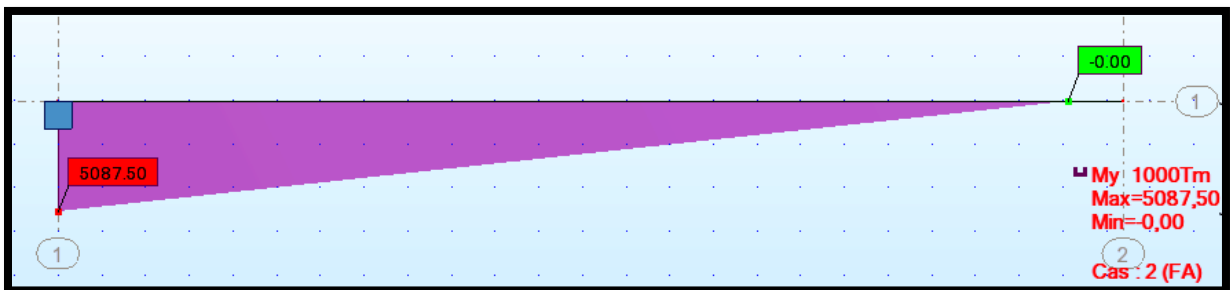


Figure V.24 : Moment fléchissant (F_A).

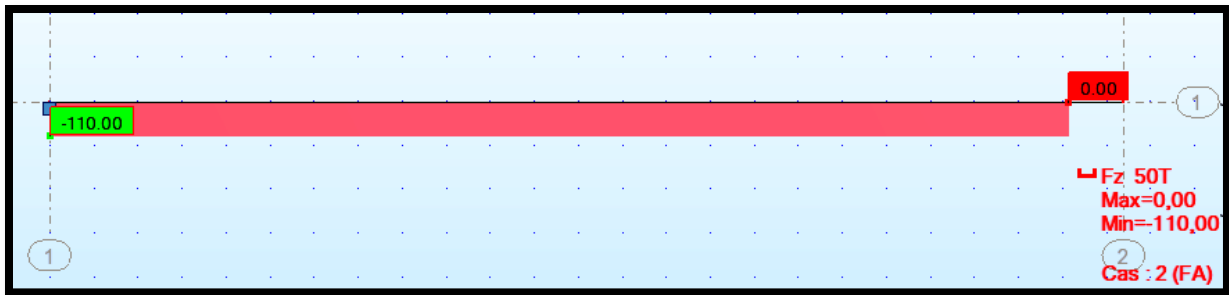


Figure V.25 : Effort tranchant (F_A).

VI Les combinaisons de charges

Pendant la construction des ponts par encorbellements 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, près des culées.

L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. La justification des fléaux doit donc être effectuée vis-à-vis de l'état limite ultime d'équilibre statique, où l'on vise à assurer la stabilité des fléaux sur leur pile.

Pour évaluer ce risque, deux types de situations créant des déséquilibres sont à envisager : une situation temporaire de construction qui relève d'une justification sous combinaison fondamentale et une situation accidentelle qui relève d'une justification sous combinaison accidentelle.

VI.1 Combinaisons en situation temporaire de construction (Type A)

Pour les ouvrages coulés en place, on peut considérer que la phase dimensionnante est le coulage de la dernière paire de voussoirs. On suppose que les deux équipages ont été avancés, que l'un des deux voussoirs a été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire ou a donné lieu à une vidange de l'équipage provoqué par un défaut du béton. Le fléau est donc étudié avec un déséquilibre.

Par conséquent le poids du demi-fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de 2 % (G_{\max}) alors que le poids de son symétrique est minoré de 2 % (G_{\min}). De même, les charges de l'équipage mobile doivent être majorées de 6 % du côté le plus lourd ($Q_{\text{PRCI max}}$) et minorées de 4 % du côté opposé ($Q_{\text{PRCI min}}$) selon le même principe que le poids propre.

Les combinaisons d'action à étudier sont donc les suivantes :

$$\begin{aligned} \text{Combinaison } A_1 &: 1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 (Q_{\text{PRCI max}} + Q_{\text{PRCI min}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}} + Q_w) \\ \text{Combinaison } A_2 &: 0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 (Q_{\text{PRCI max}} + Q_{\text{PRCI min}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}} + Q_w) \end{aligned}$$

Avec :

- $G_{\max} = 1,02 G$, $G_{\min} = 0,98 G$.
- $Q_{\text{PRCI max}} = 1,06 Q_{\text{PRCI}}$, $Q_{\text{PRCI min}} = 0,96 Q_{\text{PRCI}}$. (SETRA 2003)

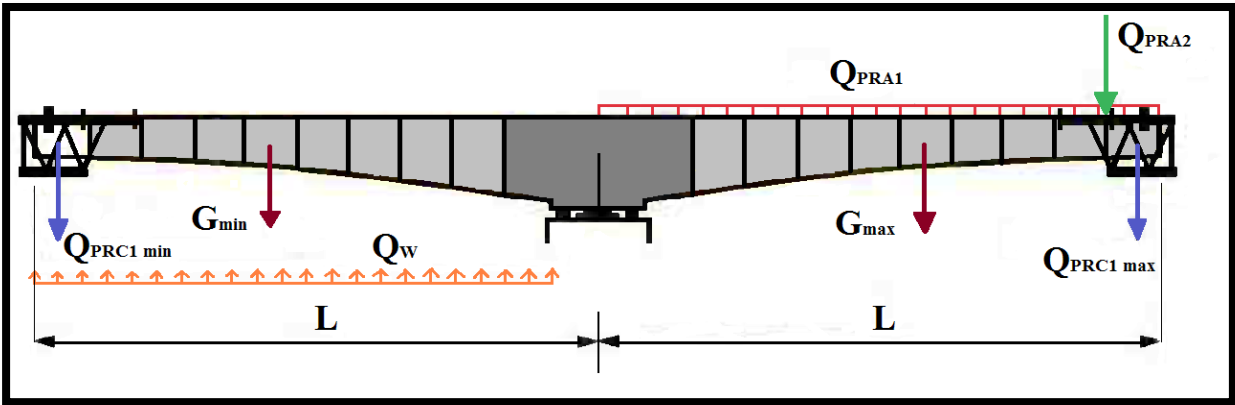


Figure V.26 : Charges en situation temporaire.

VI.2 Combinaisons accidentelles de construction (Type B)

En situation accidentelle, l'ouvrage doit pouvoir résister à la chute d'un équipage mobile. Dans ce cas, le fléau peut décoller de ses cales d'appui provisoires mais la sécurité est assurée en mobilisant à pleine capacité les matériaux, par exemple, dans le cas de la précontrainte de clouage, par surtension de ces câbles.

Les combinaisons à prendre en compte sont :

Combinaison B₁ : $1,1 (G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1\ max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$.
Combinaison B₂ : $0,9 (G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1\ max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$.

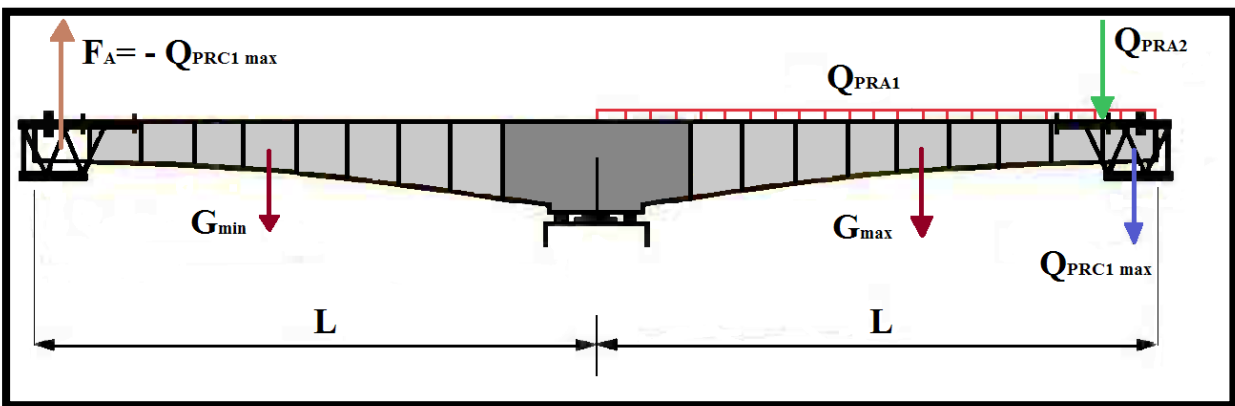


Figure V.27 : Charges en situation accidentelle.

VI.3 Valeurs des différentes combinaisons

combinaisons	Valeur max	
	M (t.m)	V (t)
A1	4128,15	160,88
A2	3929,95	151,35
B1	9858,06	247,15
B2	9659,86	237,63

Tableau V.2 : Valeurs maximales des combinaisons.

- Conclusion

Les valeurs de M et de V à utiliser pour la détermination du nombre de câbles de clouage sont celles de la combinaison la plus défavorable qui est B1.

Le résultat de celle-ci est détaillé ci-dessous :

Voussoirs	Abscisse (m)	M (t.m)	V (t)
Début V9	-48,75	0	0
Début V8	-43,75	-58,66	-23,46
Début V7	-38,75	-68,45	74,31
Début V6	-33,75	-697,58	177,34
Début V5	-28,75	-1864,33	289,53
Début V4	-23,75	-3615,12	410,96
Début V3	-18,75	-5979,63	534,84
Début V2	-13,75	-9001,00	673,70
Début V1	-8,75	-12753,32	827,21
Début VSP	-3,00	-18024,23	1006,14
Milieu VSP G	0	-21315,44	1166,84
Milieu VSP D	0	-31173,51	1413,99
Début V1	3,00	-27150,28	1246,13
Début V2	8,75	-20523,76	1058,74
Début V3	13,75	-15631,99	897,96
Début V4	18,75	-11506,04	752,41
Début V5	23,75	-8068,80	622,47
Début V6	28,75	-5275,37	494,89
Début V7	33,75	-3094,87	377,30
Début V8	38,75	-1478,97	269,05
Début V9	43,75	-390,61	166,28
Fin V9	48,75	0	0

Tableau V.3 : Résultats des efforts (M, V) du fléau en situation accidentelle.

(Combinaison B1).

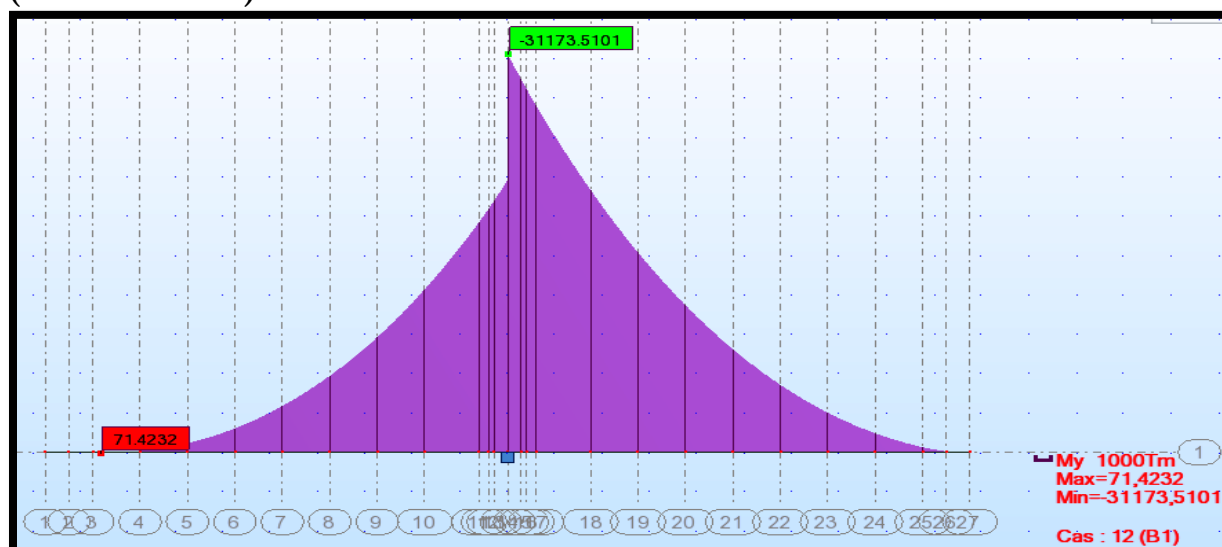


Figure V.28 : Diagramme des moments fléchissant du fléau en situation accidentelle.

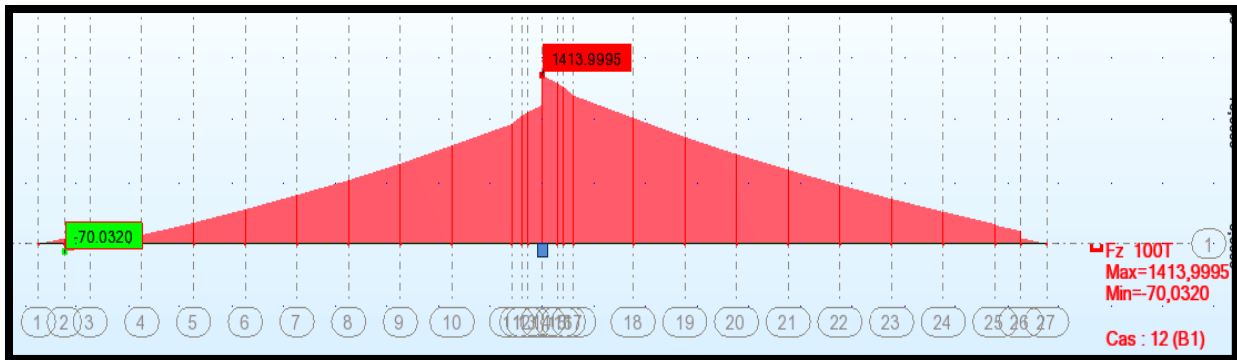


Figure V.29 : Diagramme des efforts tranchants du fléau en situation accidentelle.

Les efforts max à utiliser pour le dimensionnement de la précontrainte provisoire sont donc :

$$M = 31173,51 - 21315,44 = 9858,06 \text{ t.m.}$$

$$V = 1413,99 - 1166,84 = 247,15 \text{ t.}$$

VII Etude de l'encastrement provisoire

Le choix du procédé de stabilisation des fléaux dépend en grande partie de la conception générale de l'ouvrage.

Le système d'appui définitif et la conception des piles jouent évidemment un rôle déterminant au moment du choix de ce dispositif.

Le clouage par câbles de précontrainte est la méthode la plus utilisée pour stabiliser les fléaux en phase provisoire. C'est en principe la méthode la plus économique pour des travées dont la portée est inférieure à 120 mètres et dont les piles, relativement massives, offrent une surface de chevêtre importante.

Elle consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis. Pendant la construction, le voussoir sur pile repose sur un ensemble de cales provisoires dédoublant l'appui. L'utilisation des appuis définitifs pendant la construction des fléaux n'est en effet pas conseillée car les risques de détérioration sont importants et qu'un calage des appuis en fin de construction est de toute façon indispensable.

Les armatures de clouage passent à côté des cales provisoires. Leurs ancrages supérieurs sont placés en général dans des bossages provisoires préfabriqués, posés sur le hourdis supérieur, parfois sur une poutre de répartition métallique. Elles descendent ensuite à travers le voussoir sur pile en passant près des âmes, à côté ou dans l'entretoise d'appui.

Sous l'action de l'effort tranchant V et du moment M des charges appliquées au fléau en cours de construction, ce dernier doit rester en équilibre sur la pile.

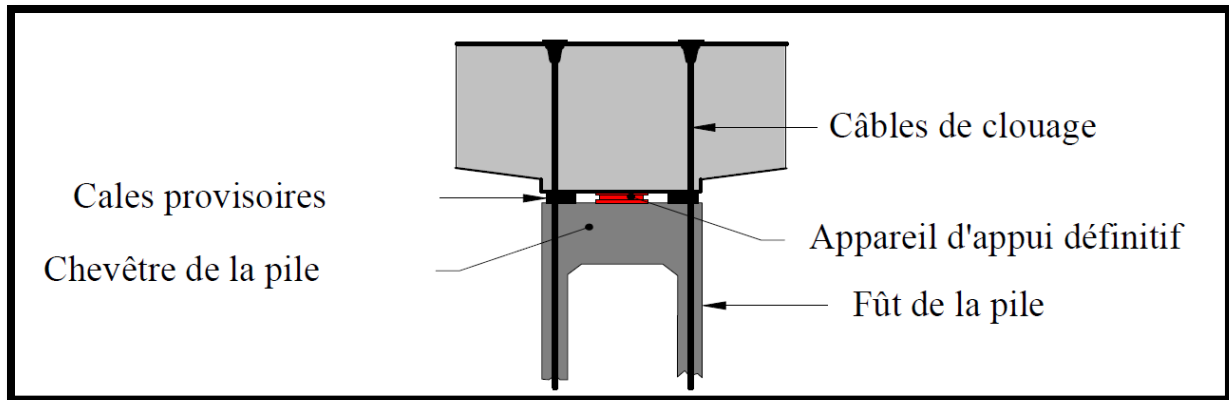


Figure V.30 : Schéma de clouage sur pile par câbles provisoires.

VII.1 Calcul du nombre de câbles

On appelle M et V les sollicitations résultantes des combinaisons de type A et B. On calcule M et V pour chacune des quatre combinaisons A_1 , A_2 , B_1 , et B_2 .

On note e la distance entre axes des deux files de cales d'appui provisoire et D la distance entre un câble et la file de cale opposée (figure v-31).

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : M/V .

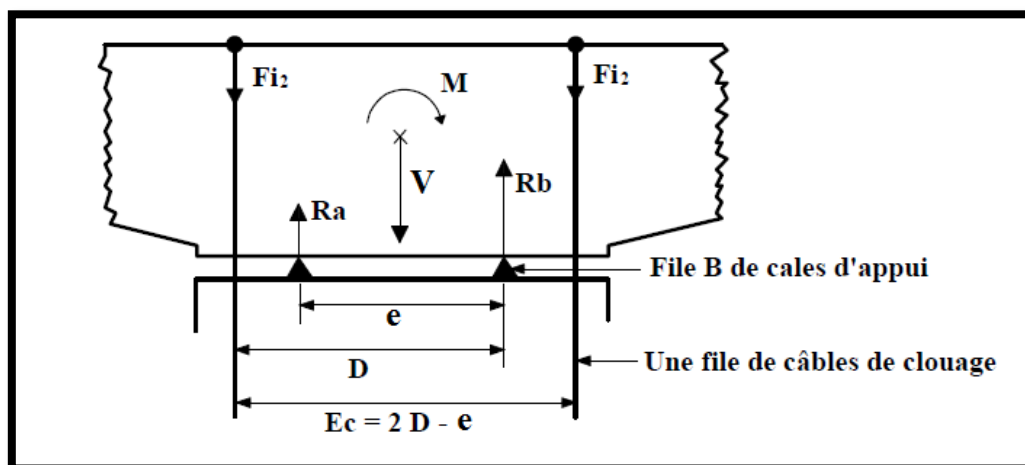


Figure V.31 : Géométrie du système de clouage.

- Dans le cas où $\frac{M}{V} < \frac{e}{2}$, le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires ; on dispose toutefois, par sécurité, un minimum de deux paires de câbles (Par exemple, une paire de câbles 12T15 par file de cales).

- Dans le cas où $\frac{M}{V} > \frac{e}{2}$, des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau.

Pour calculer le nombre de câbles à disposer, on distingue le cas des combinaisons de type A de celui des combinaisons de type B.

$\frac{M}{V} = 23,55$ et $\frac{e}{2} = 2$ donc $\frac{M}{V} > \frac{e}{2}$ (2^{ème} cas) donc les câbles de clouage sont indispensables.

● Situation temporaire de construction (combinaisons A)

Le fléau ne doit pas décoller. La précontrainte doit donc compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et V (Figure V-33.)

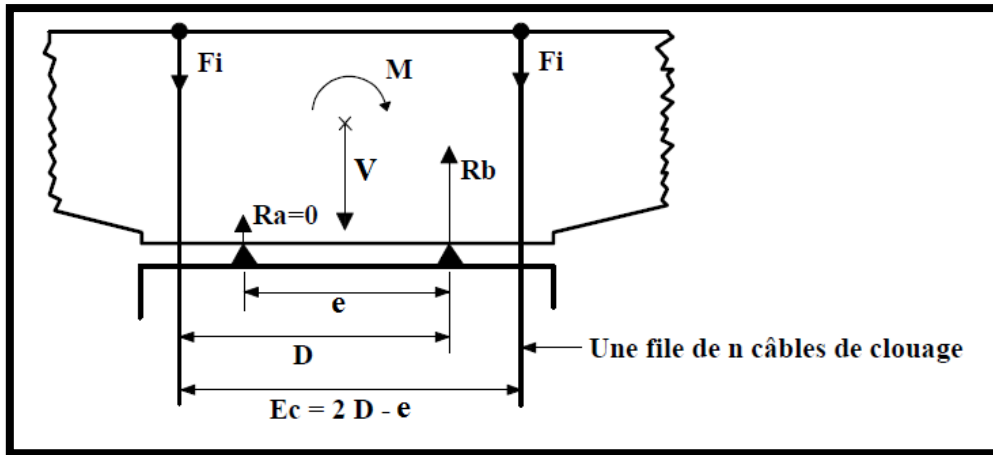


Figure V.32 : Efforts dans les câbles et réactions d'appui.

$$R_a = \frac{V}{2} - \frac{M}{e} + F_i \geq 0$$

$$R_b = \frac{V}{2} + \frac{M}{e} + F_i$$

Avec $F_i = n \times (1 - \rho) \times \sigma_{p0} \times s$ (force des n câbles d'une file avec ρ pourcentage de pertes).

$$\sigma_{p0} = \min (0,80 f_{prg} ; 0,90 f_{peg})$$

f_{prg} et f_{peg} limites de rupture et élastique et s section du câbles.

Le nombre de câbles est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{\left(\frac{M}{e} - \frac{V}{2}\right)}{(1-\rho) \times \sigma_{p0} \times s}$$

$$n = \frac{\left(\frac{9858,06}{4} - \frac{247,15}{2}\right) \times 10^4}{(1-0,25) \times 1488} = 11,65.$$

$n = 11,65$ câbles, on prend 12 câbles à disposer de chaque coté du voussoir.

● Situation accidentelle (combinaison B)

Sous l'action de la résultante V et du moment M des charges appliquées au fléau, le voussoir sur pile reste en équilibre par surtension des câbles d'une file d'appuis provisoires et compression R_b , des cales de l'autre file d'appui (figure V-32).

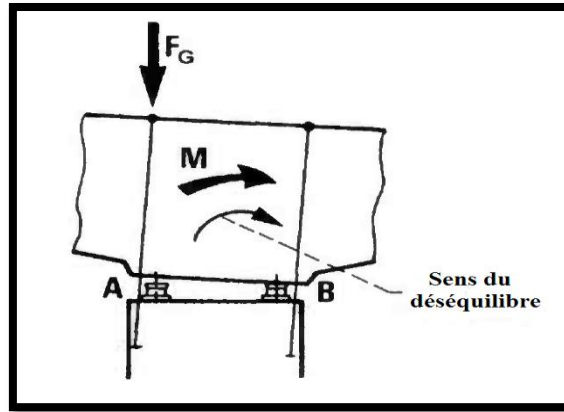


Figure V. 33 : Basculement du fléau avec surtension des câbles.

Le nombre de câbles est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{\left(M - \frac{V \times e}{2}\right) \times \frac{D}{K}}{s} \quad (\text{SETRA 2003})$$

Avec $K = (1 - \rho) \times \sigma_{p0} \times (2D - e) (e - D) + \frac{f_{peg}}{\gamma_p} \times (d^2 + (d - e)^2)$ (SETRA 2003)

$\gamma_p = 1$ pour les combinaisons accidentelles.

Application numérique :

$K = 2,15 \times 10^{10} \text{ N}$.

$$n = \frac{\left(4128,15 - \frac{160,88 \times 4}{2}\right) \times \frac{3,5}{2,15 \times 10^{10}} \times 10^4}{1800 \times 10^{-6}} = 3,44.$$

• **Conclusion**

Pour assurer l'équilibre du fléau, on prend le résultat de la combinaison A qui donne 12 câbles.

Disposition des câbles :

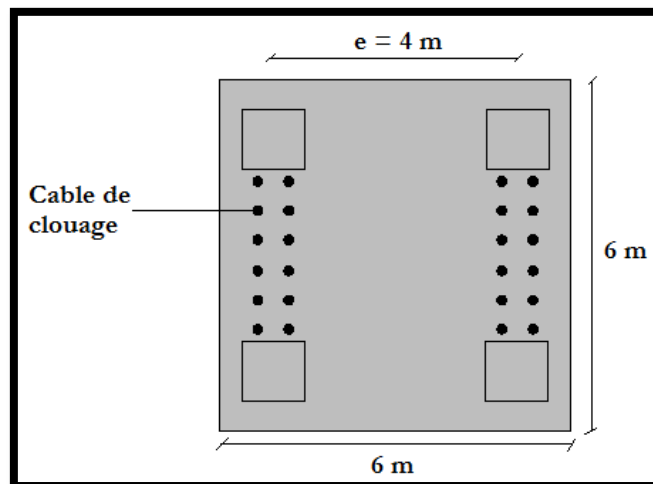


Figure V.34 : Disposition des câbles provisoires.

VIII Clavage de la travée de rive

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

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

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

- Moments et efforts tranchants dûs au poids propre

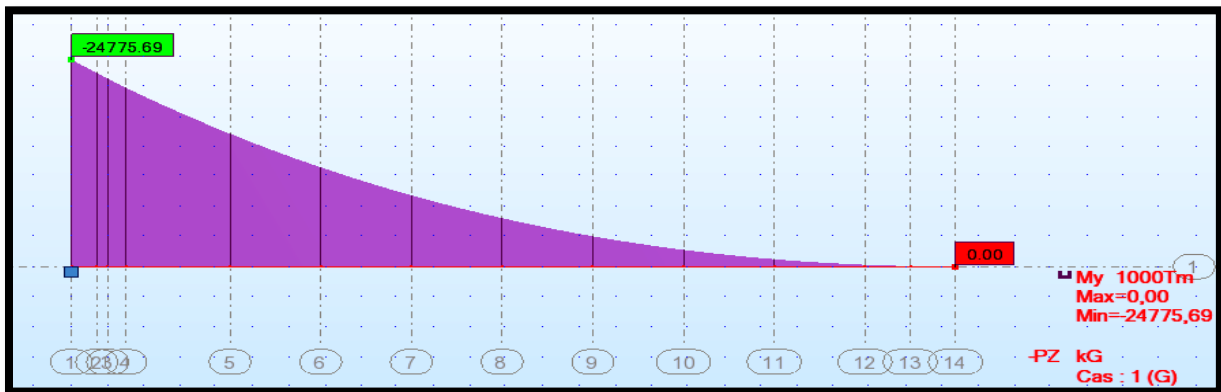


Figure V.35 : Moments dû au poids propre avant le clavage.

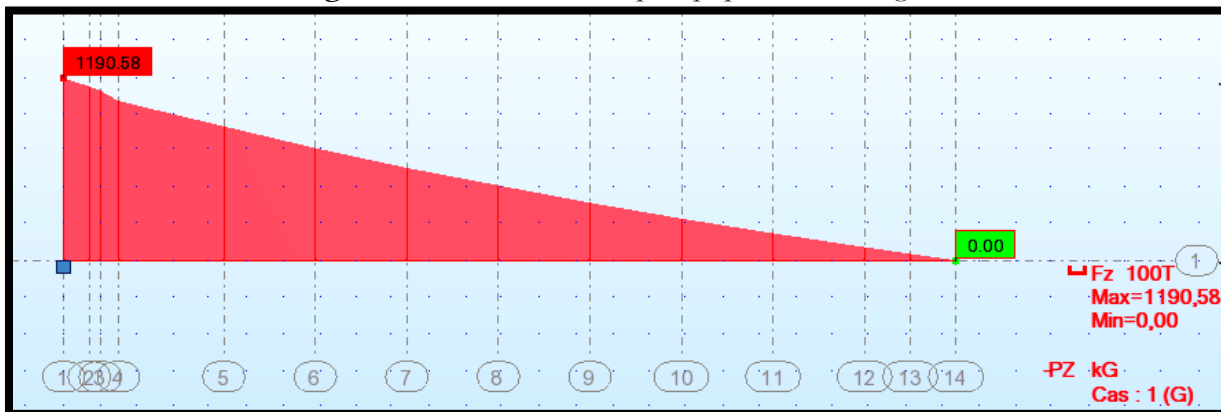


Figure V.36 : Effort tranchant dû au poids propre avant le clavage.

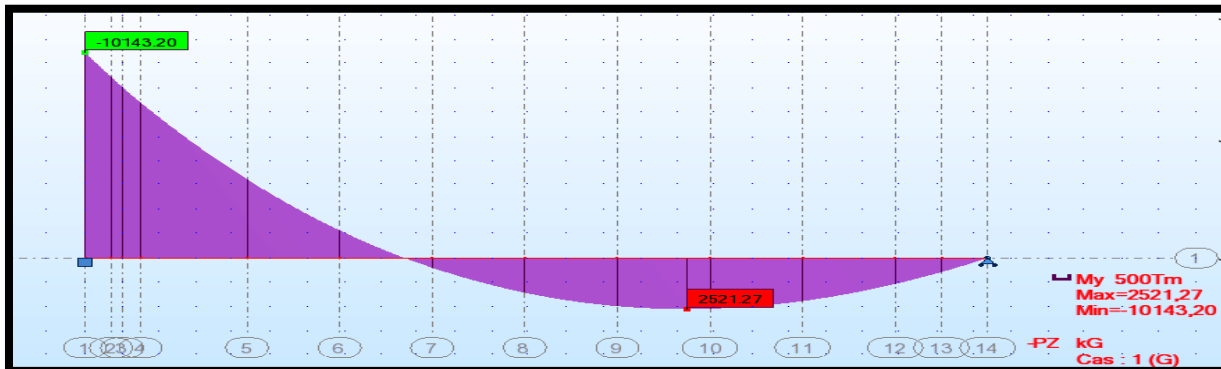


Figure V.37 : Moments dû au poids propre après le clavage.

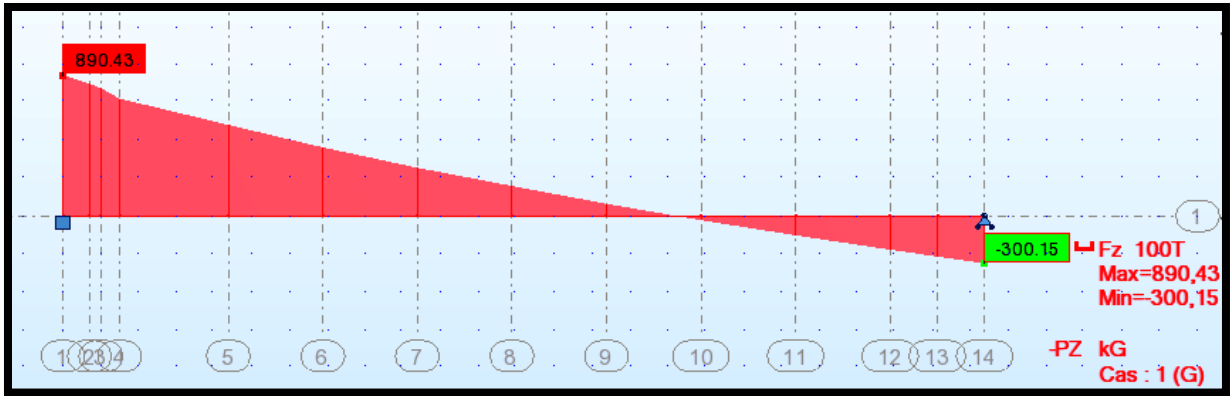


Figure V.38 : Effort tranchant dû au poids propre après le clavage.

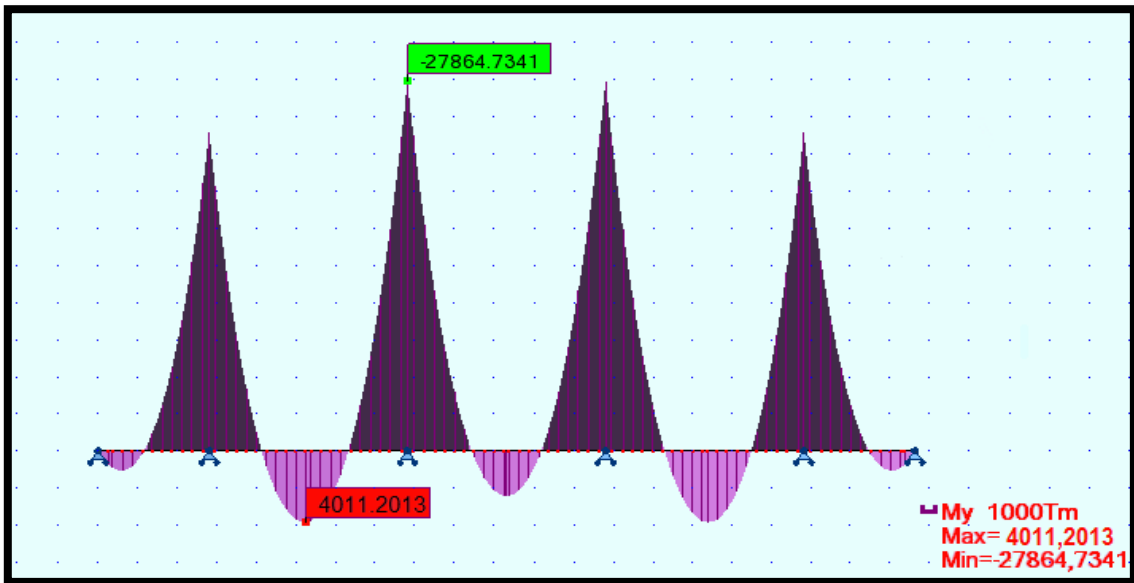


Figure V.39 : Moments dû au poids propre après clavage de toutes les travées.

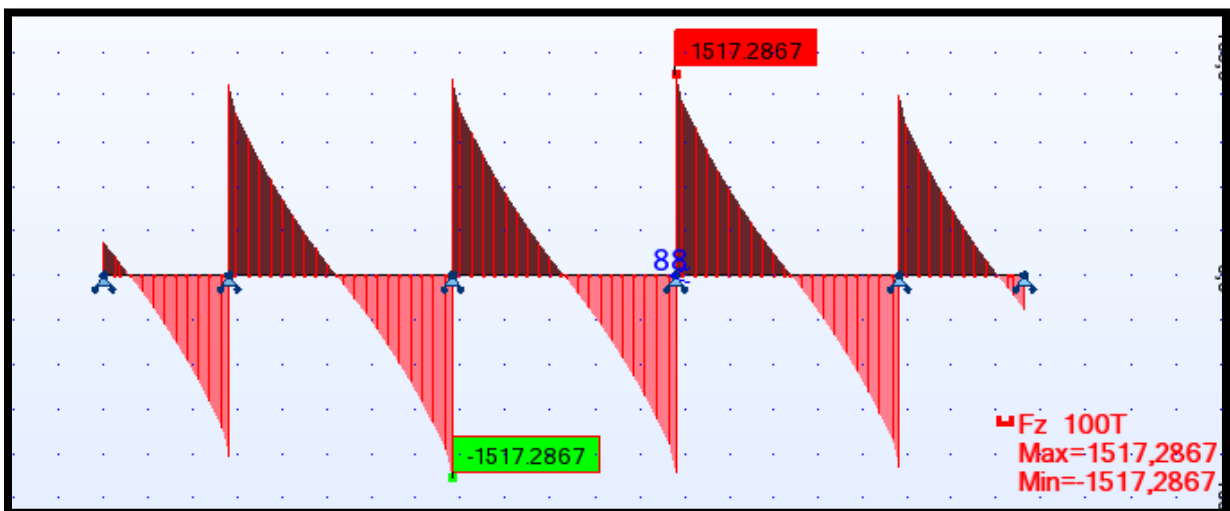


Figure V.40 : Effort tranchant dû au poids propre après clavage de toutes les travées.

IX 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.

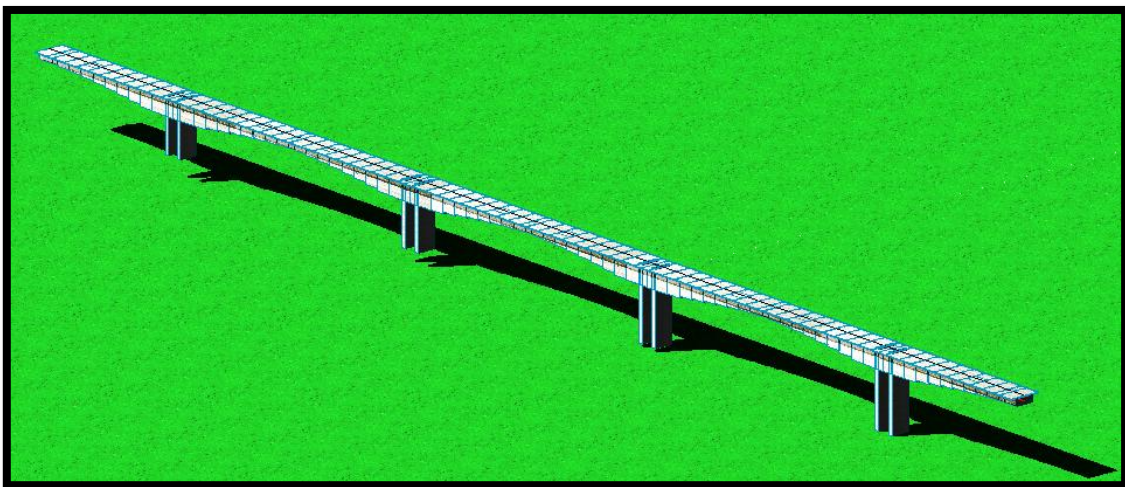


Figure V.41 : Modèle 3D du pont.

IX.1 Sollicitations dues aux poids propre

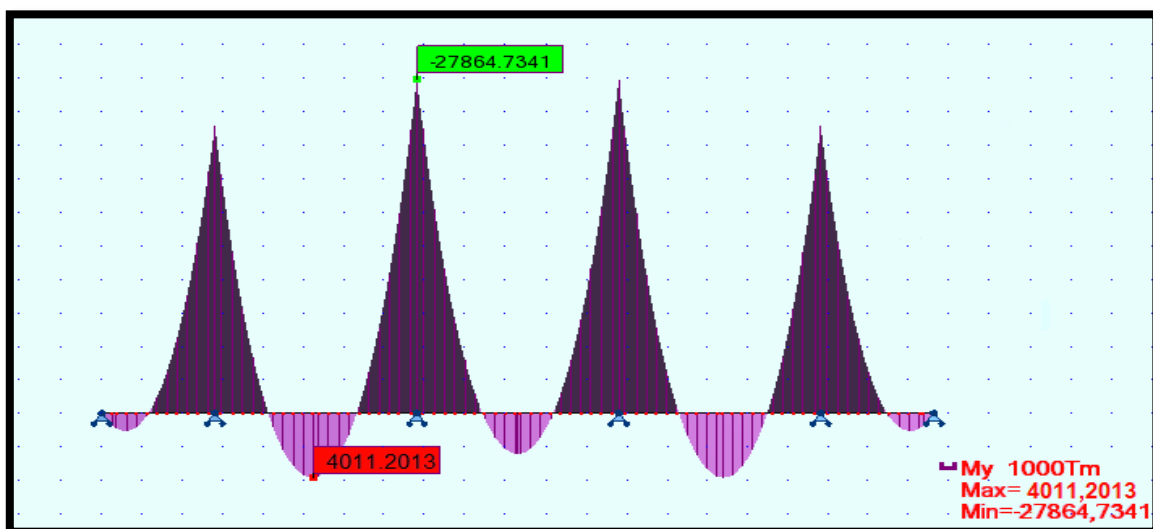


Figure V.42 : Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre du tablier.

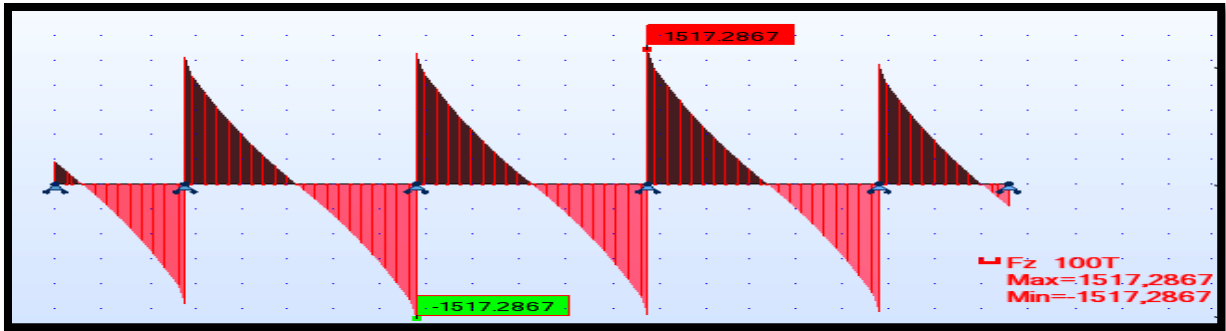


Figure V.43 : Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre du tablier.

IX.2 Sollicitations dues aux charges complémentaires permanentes

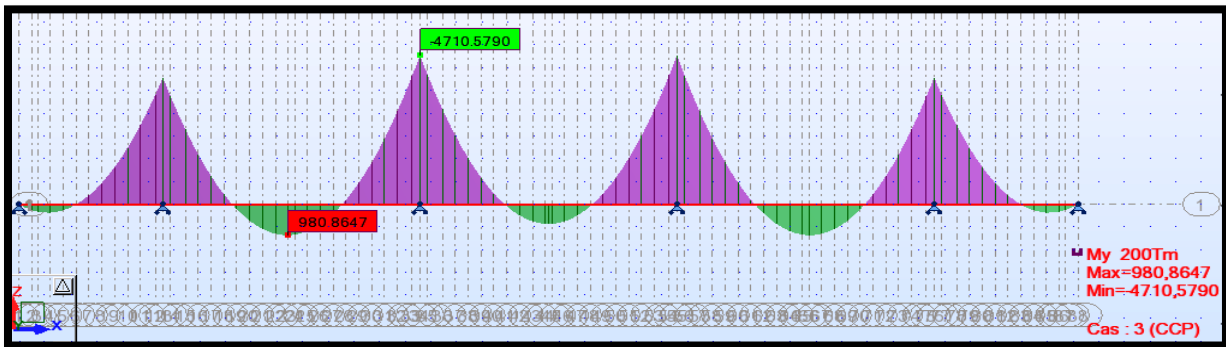


Figure V.44 : Diagramme des moments fléchissant dus aux CCP.

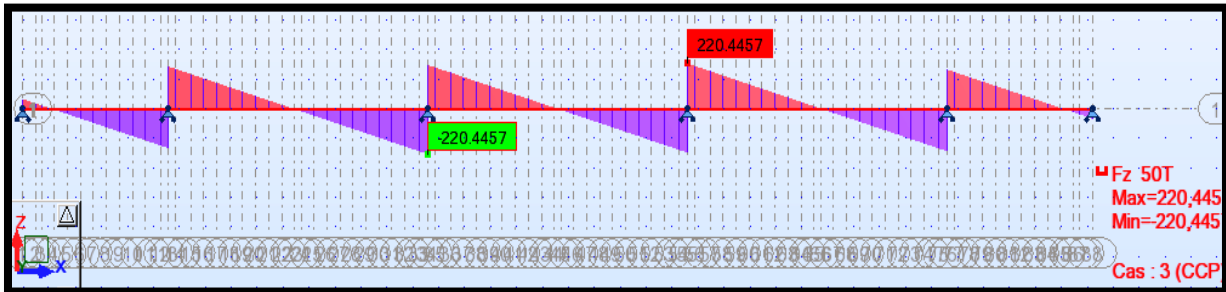


Figure V.45 : Diagramme des efforts tranchants dus aux CCP.

IX.3 Sollicitations dues aux charges routières

a) Système de charge A(L)

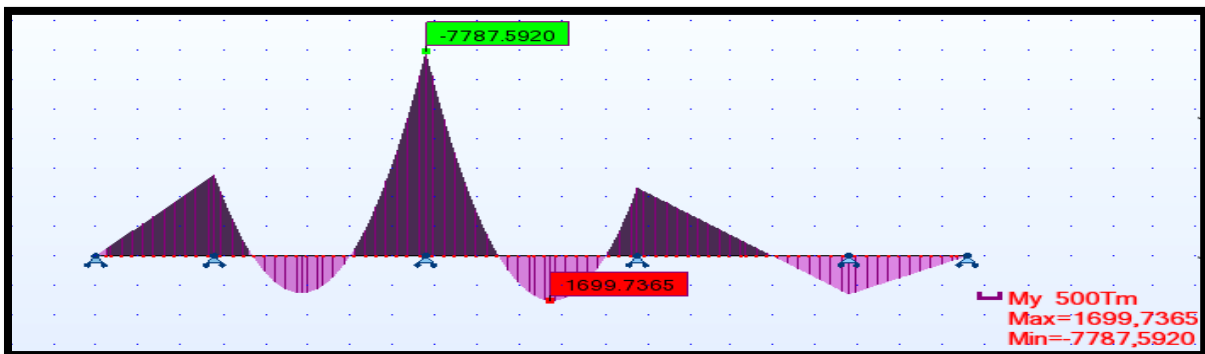


Figure V.46 : Diagramme des moments fléchissant dus à A(L).

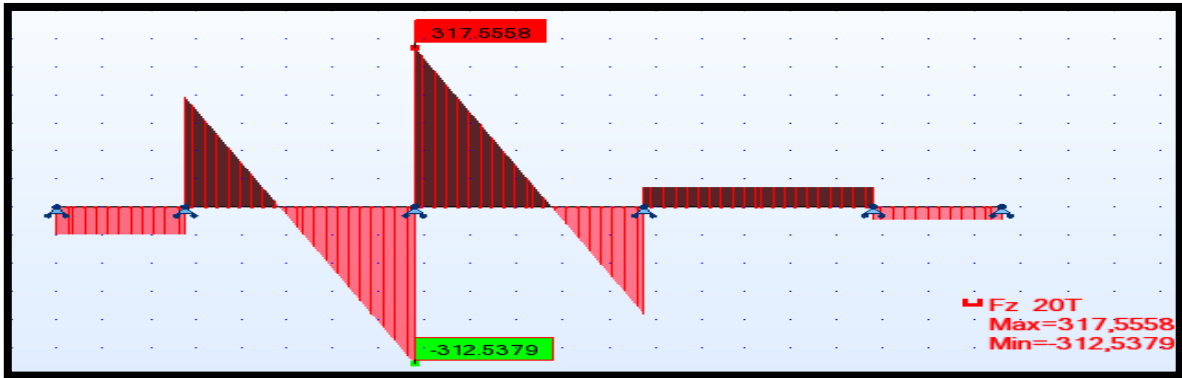


Figure V.47 : Diagramme des efforts tranchants dus à A(L).

b) Système BC

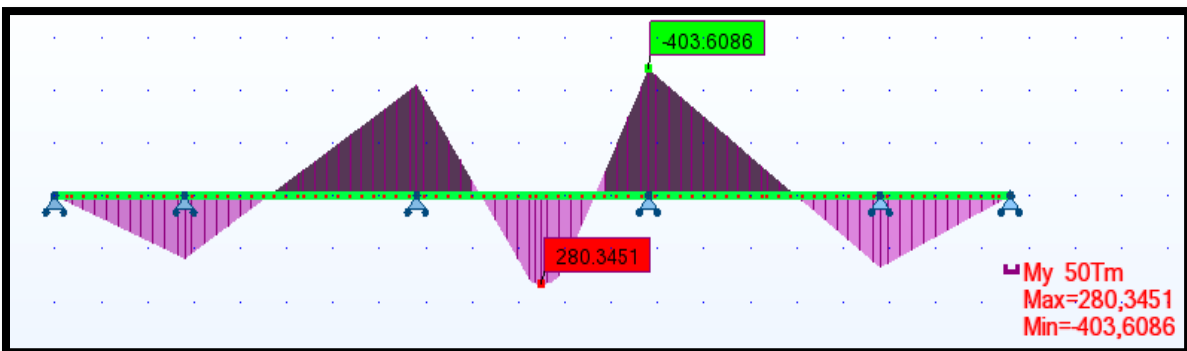


Figure V.48 : Diagramme des moments fléchissant dus à BC.

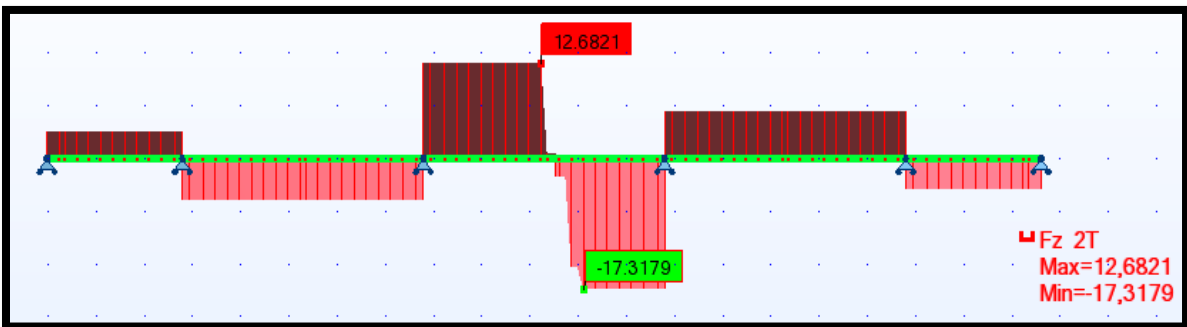


Figure V.49 : Diagramme des efforts tranchants dus à BC.

c) Système MC120

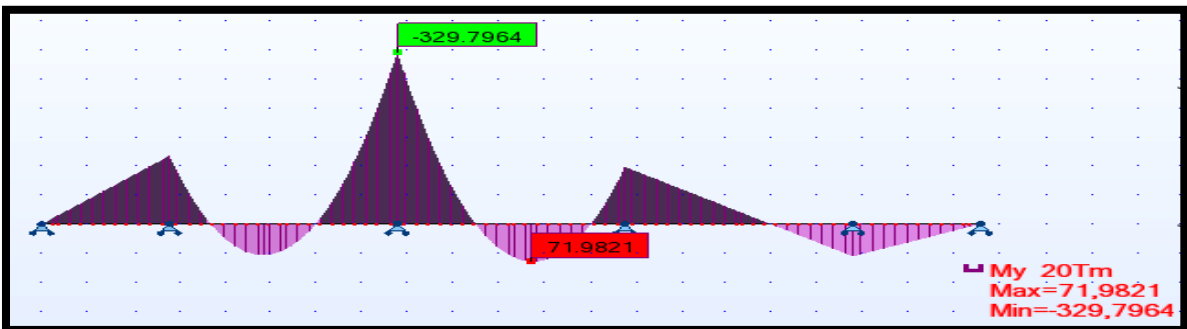


Figure V.50 : Diagramme des moments fléchissant dus à MC120.

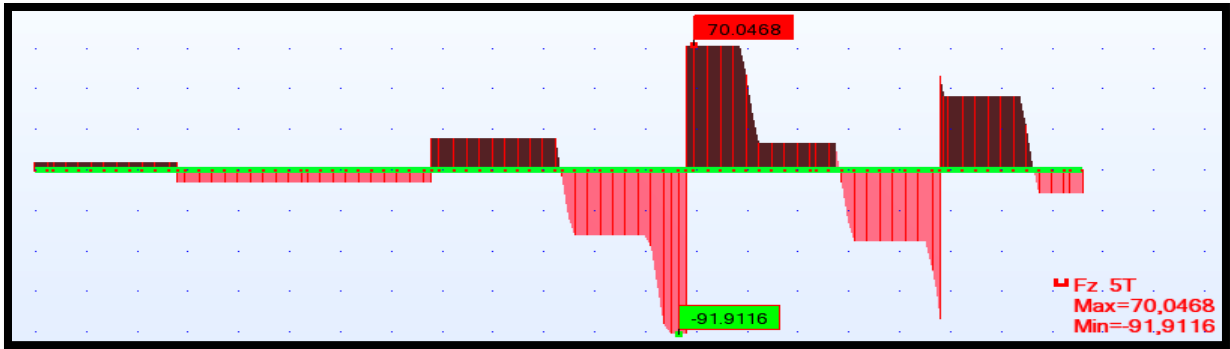


Figure V.51 : Diagramme des efforts tranchants dus à MC120.

d) Système D240

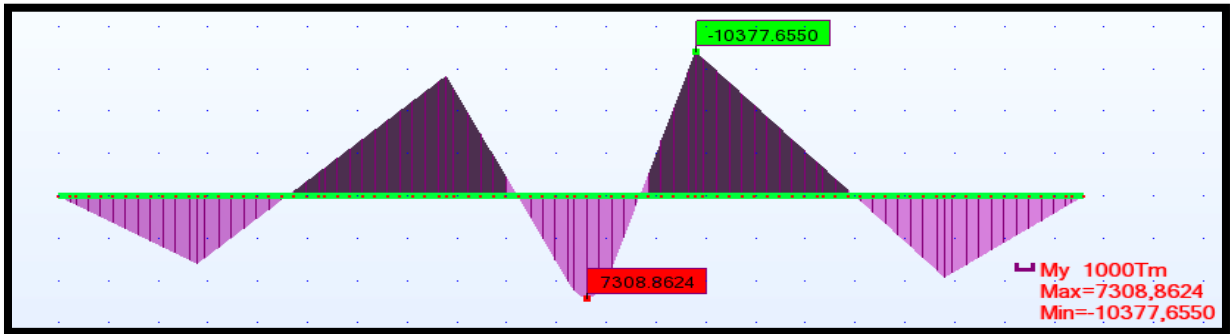


Figure V.52 : Diagramme des moments fléchissant dus à D240.

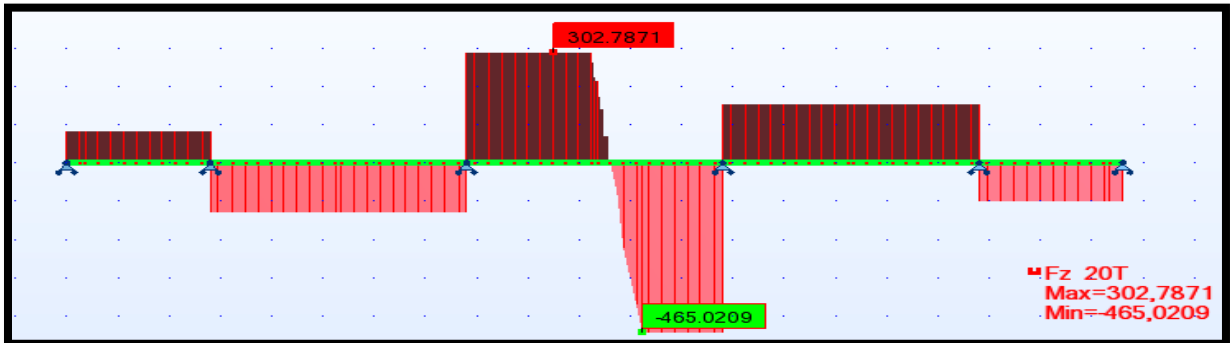


Figure V.53 : Diagramme des efforts tranchants dus à D240.

IX.4 Sollicitation due au gradient thermique

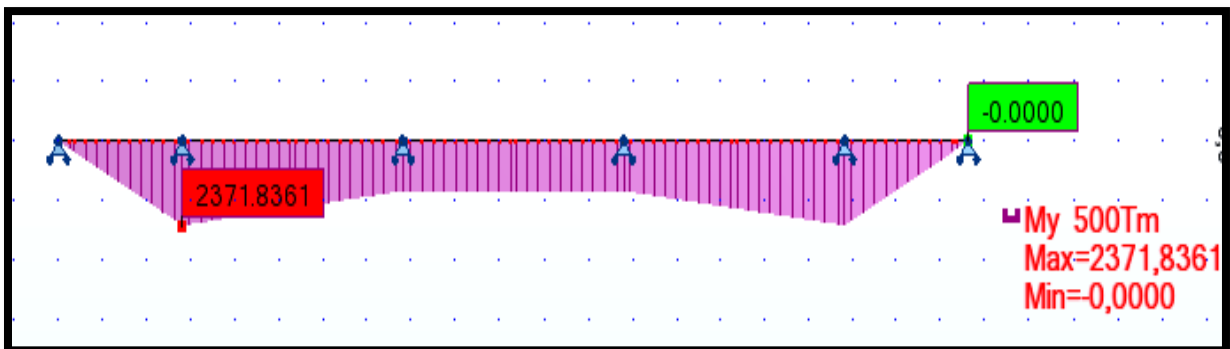


Figure V.54 : Diagramme des moments fléchissant dus au gradient thermique.

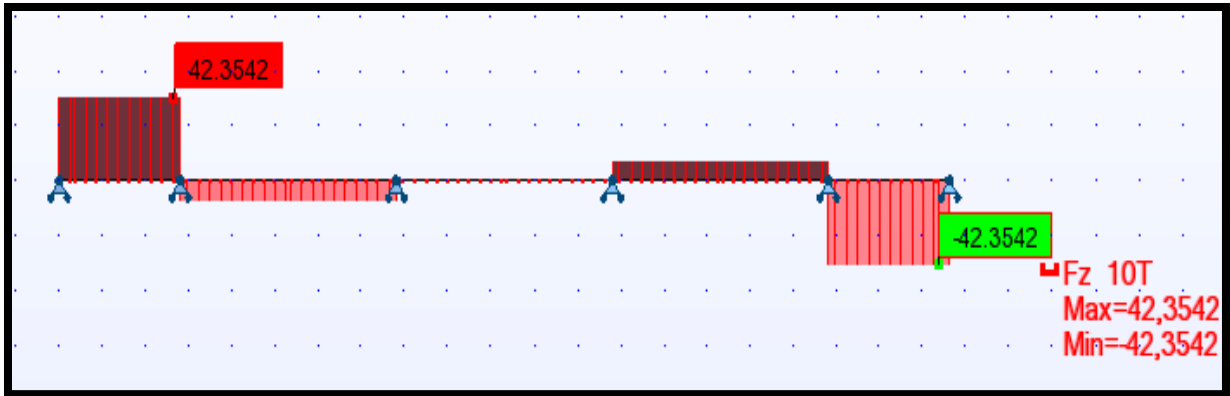


Figure V.55 : Diagramme des efforts tranchants dus au gradient thermique.

IX.5 sollicitation due aux charges sur trottoirs (ST)

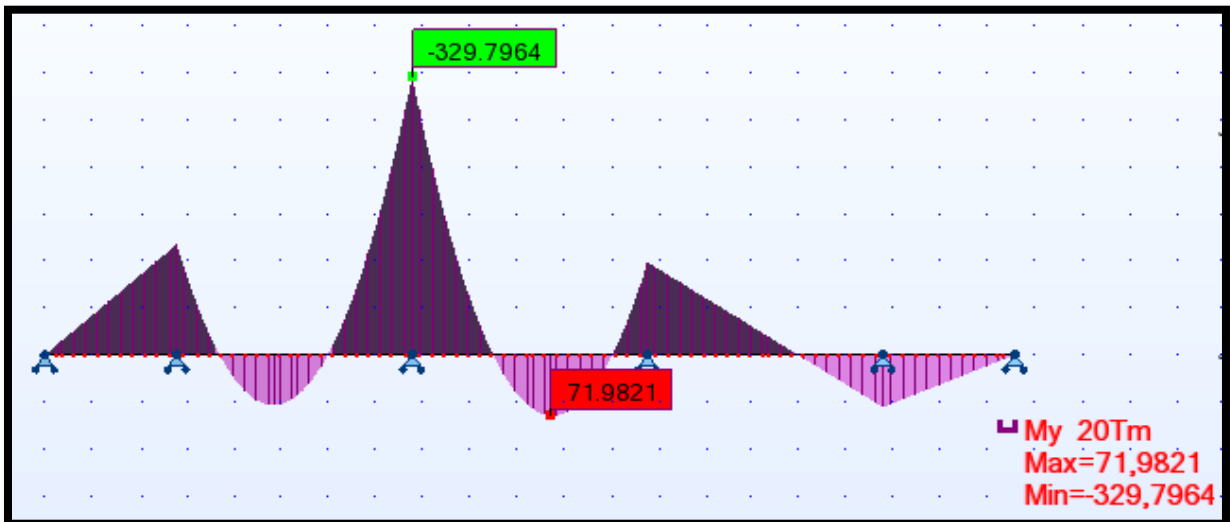


Figure V.56 : Diagramme des moments fléchissant dus aux ST.

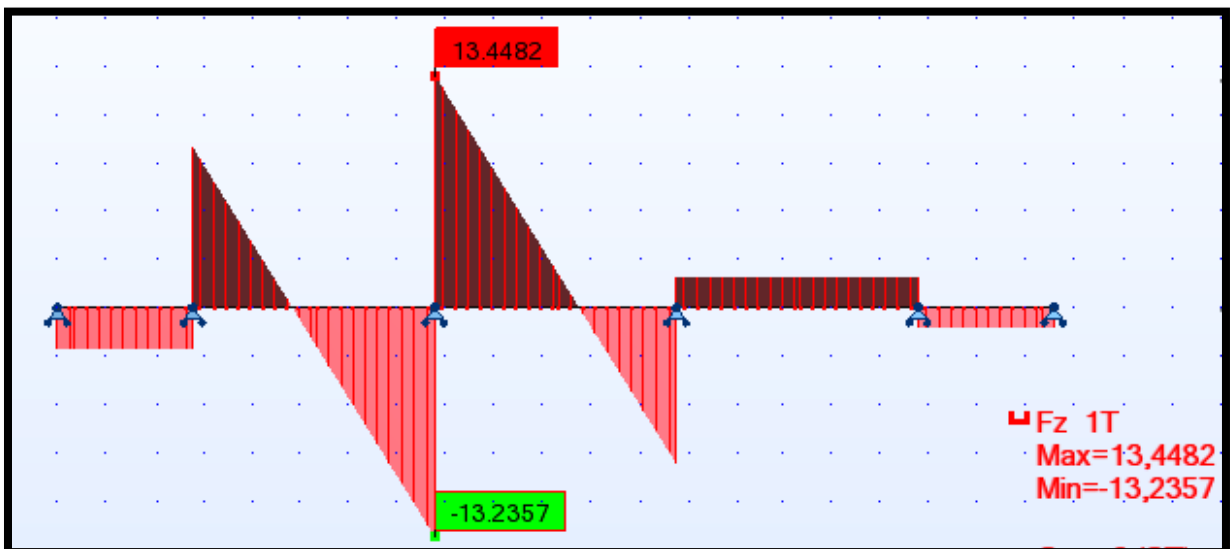


Figure V.55 : Diagramme des efforts tranchants dus aux ST.

CHAPITRE VI



Etude de la précontrainte

I Généralités

I.1 Définition

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie.

La méthode consiste à soumettre les éléments à des efforts permanents de compression avant la mise en service par une précontrainte d'une intensité suffisante pour annuler tous les efforts de traction provoqués par les forces extérieures et le poids des éléments. Ainsi, la sollicitation totale résultante obtenue grâce à la précontrainte est une compression dans le béton.

Appliquée aux éléments de béton elle leur permet de travailler à un taux plus élevé en tension, ce qui diminue leur volume, leur poids et favorise parfois une architecture.

I.2 Principe de la précontrainte

Le principe de base est de créer une contrainte de compression préalable de telle sorte que l'effort de traction excessif dû aux charges et surcharges n'engendre qu'une décompression du béton. Donc le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de traction faibles, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé.

I.3 Application de la précontrainte à notre projet

I.3.1 Procédé utilisé

Dans notre cas (construction d'un pont par encorbellements successifs), on a utilisé le procédé de la précontrainte par post-tension.

Ce type de précontrainte est réalisé par des armatures (câbles) mises en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis), en respectant les étapes suivantes :

- Des conduites (les plus utilisées sont des gaines) sont positionnées à l'intérieur du coffrage (cage d'armature) avant bétonnage ;
- Les armatures sont enfilées dans des conduites après bétonnage ;
- Les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et ancrées par des systèmes d'ancrages,
- Le contrôle de la tension des câbles est effectué par mesure de leur allongement ;
- Les conduites sont injectées par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.

Remarque

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellements successifs se compose, essentiellement, de deux familles de câble : les câbles de fléau et les câbles de continuité.

Les câbles de fléau jouent deux rôles : ils assurent la fixation du fléau pendant la construction et aussi ils reprennent les moments négatifs de l'ouvrage en construction et en service. En pratique, on arrête au moins un câble par âme.

Quant aux câbles de continuité, ils assurent la résistance aux moments positifs et ils sont enfilés au voisinage des clavages de chaque travée pour assurer la continuité du tablier.

I.4 Principe du câblage

Le tracé des câbles de précontrainte résulte du mode de construction et des phases successives rencontrées. Les câbles peuvent se regrouper en deux familles :

- Les câbles de fléau, nécessaires à l'assemblage des voussoirs successifs,
- Les câbles de continuité destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

II Précontrainte de fléau

Les câbles de fléau sont dimensionnés :

- En construction, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dûs au poids propre et aux charges de chantier.
- En service, pour participer, avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dûs aux charges permanentes et d'exploitation.

Ces câbles sont situés au voisinage de la fibre supérieure du tablier pour s'opposer efficacement à des moments négatifs. Dans la quasi totalité des cas, ils sont intérieurs au béton afin d'obtenir un excentrement maximal.

II.1 Calcul de la précontrainte de fléau

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

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{\text{sup}} = - \frac{|M| V}{I}$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{|M| V'}{I}$$

M : moment dû au poids propre + surcharges de chantier.

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

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

I : moment d'inertie longitudinal de la section.

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

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

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I}$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I}$$

σ_{sup} : contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

σ_{inf} : contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte.

P: effort de précontrainte.

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

e : excentricité du câble par rapport au CDG de la section.

Donc pour reprendre la traction on doit avoir :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|}{I} V \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

Sans toutefois que les contraintes de compression ne soient dépassées :

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV}{I} + \frac{|M|}{I} V' \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{\text{bt}}$: Contrainte admissible de traction.

$\bar{\sigma}_{\text{bc}}$: Contrainte admissible de compression.

Cependant en classe 1 du règlement B.P.E.L, [Réf 10] (on a choisi la classe 1 parce que dans cette dernière, la section du béton est entièrement comprimée), on doit s'assurer que sous les sollicitations de construction, les contraintes normales de flexion sont toujours des compressions ceci est en fait une justification de l'ouvrage aux E.L.S.

Donc :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|}{I} V \geq 0$$

A la limite on aura:

$$\frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} = \frac{|M|}{I} V \Rightarrow P = \frac{\frac{MV}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

II.2 Détermination du nombre de câbles de fléau

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_0}$$

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T15s peut créer

Les pertes de précontrainte sont estimées à 25%, donc la relation devient :

$$N \geq \frac{P}{0,75P_0}$$

σ_{P_0} : la tension à l'origine, $\sigma_{P_0} = \text{Min} (0,8 F_{\text{prg}} ; 0,9 F_{\text{peg}})$.

$$\sigma_{P_0} = \frac{P_0}{S} \Rightarrow P_0 = \sigma_{P_0} \times S$$

$F_{\text{prg}} = 1860 \text{ MPa}$ pour un câble de 1 T15S.

$F_{\text{peg}} = 1660 \text{ MPa}$ pour un câble de 1 T15S.

Donc : $\sigma_{p0} = \min (1488, 1494) = 1488 \text{ MPa}$.

$$P_0 = 1488 \times 1800 \times 10^{-6} = 2,678 \text{ MN}.$$

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

Section: $S = 26,872 \text{ m}^2$.

Inertie: $I = 101,733 \text{ m}^4$.

Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = 3,149 \text{ m}$.

$e = V - d$, on prend l'enrobage $d = 0,15 \text{ m} \Rightarrow e = 3 \text{ m}$.

Le moment maximal au niveau de la section sur pile est égale à :

$$24775,69 + 239,56 + 439,25 + 2543,75 = 27998,25 \text{ t.m. (Tableau V-1)}.$$

$$P = \frac{\frac{27998,25 \times 3,149}{101,733}}{\frac{1}{26,872} + \frac{3 \times 3,149}{101,733}} = 6662,71 \text{ t}.$$

$$N \geq \frac{6662,71}{0,75 \times 267,8} \Rightarrow N \geq 33,17 \text{ On prend } N = 34 \text{ câbles}.$$

II.3 Répartition des câbles dans chaque voussoir

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement, considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion ; on doit arrêter la moitié du nombre de câbles dans chaque âme.

X(m)	M (t.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	e (m)	P (t)	N (câbles)	Nv	Na	P _{corrigée}
3	-27998,25	101,73	26,872	3,149	3,000	6662,71	33,17	34	/	6828,9
8,75	-24396,99	57,50	11,289	2,855	2,705	5434,60	27,05	28	3	5623,8
13,75	-18461,84	41,83	10,367	2,484	2,334	4663,86	23,22	24	2	4820,4
18,75	-14077,21	30,34	9,547	2,157	2,007	4044,70	20,13	22	2	4418,7
23,75	-10375,68	22,05	8,831	1,870	1,720	3395,92	16,90	18	2	3615,3
28,75	-7288,52	16,17	8,217	1,624	1,474	2713,31	13,50	14	2	2811,9
33,75	-4775,71	12,09	7,707	1,420	1,270	2010,63	10,01	12	1	2410,2
38,75	-2809,73	9,33	7,300	1,256	1,106	1322,70	6,58	8	2	1606,8
43,75	-1347,51	7,54	6,996	1,135	0,985	696,16	3,46	4	2	803,4
48,75	-356,01	6,48	6,795	1,053	0,903	196,69	0,97	2	1	401,7

Tableau VI.1 : Répartition des câbles dans chaque voussoir.

Nv : nombre réel de câble par voussoir.

Na : nombre de câbles arrêtés par âme.

Voussoirs	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9
Nombre de câbles arrêtés	6	4	4	4	4	2	4	4	2

Tableau VI.2 : Nombre de câbles dans chaque voussoir.

II.4 Position et enrobage des câbles

En se référant à l'article 10.2.2 du BPEL 91 révisé 99 On a :

L'espacement horizontal entre deux câbles $e_h \geq 1,5 \varnothing$.

L'espacement vertical entre deux câbles $e_v \geq 1,2 \varnothing$.

Pour les ouvrages courants d est égal à 4 cm.

Dans le cas d'ouvrages exposés à une atmosphère agressive, d est supérieur ou égal à 5 cm

On prend : $e_h = 14\text{cm}$.

$e_v = 11\text{cm}$.

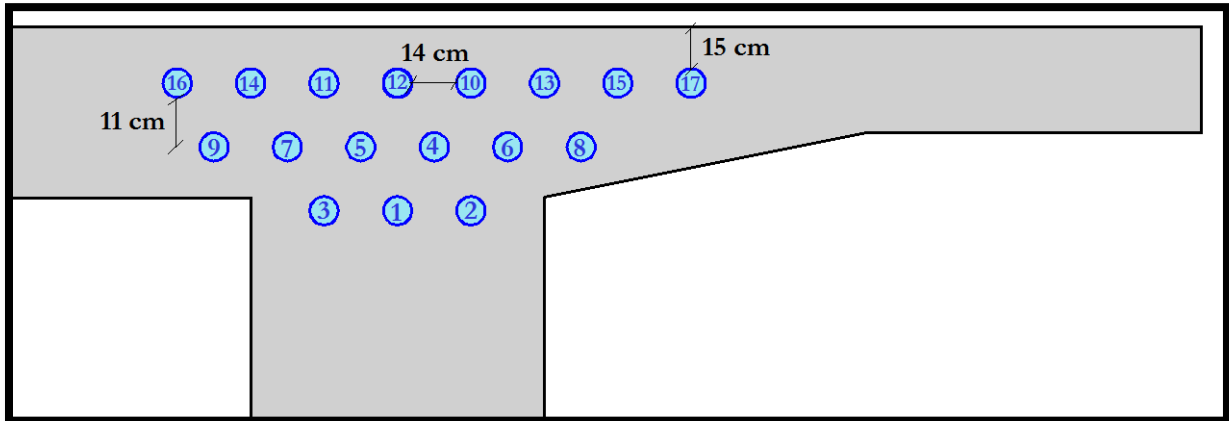


Figure VI.1 : Position et enrobage des câbles au niveau du voussoir sur pile.

II.5 Etude du tracé des câbles en élévation

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments de flexion négatifs engendrés pendant la construction des consoles, de façon à rendre chaque voussoir solidaire avec la partie du tablier déjà exécuté.

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 gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,25 m de part et d'autre du CDG de la section.

Le câble suit une parabole dont l'équation est de la forme :

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \frac{x^2}{L^2}$$

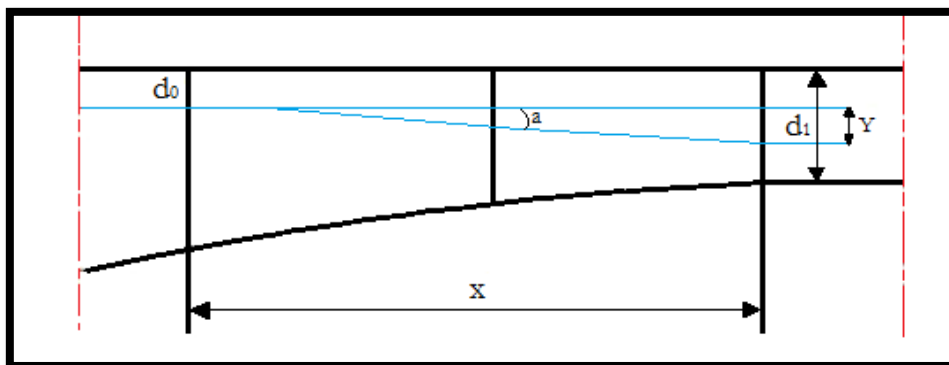


Figure VI.2 : Tracé des câbles en élévation.

d_0 : Distance du câble à la fibre supérieure.

d_1 : Distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.

L : Distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir pour les six premiers câbles et de deux voussoirs pour le reste des câbles).

Le rayon minimal de courbure R_{\min} est de 6 m, ce dernier sera calculé selon la formule suivante :

$$R = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq 6 \text{ m.}$$

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontal :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{dy}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x}{L^2} \Rightarrow \alpha = \text{arctg} \left[2(d_1 - d_0) \frac{x}{L^2} \right]$$

Exemple de calcul

Etude du câble n°1 du voussoir 1 :

Calcul du rayon de courbure :

$$R(x) \geq 6 \Rightarrow \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq 6 \text{ m.} \Rightarrow d_1 \leq d_0 + \frac{x^2}{12}$$

Les paramètres du tracé en élévation sont :

$$d_0 = 0,59 \text{ m}$$

$$d_1 = 2,484 \text{ m}$$

$$y = d_1 - d_0 \Rightarrow y = 1,894 \text{ m.}$$

$$x = 8,75 \text{ m.}$$

Donc :

$$R = \frac{(8,75)^2}{2(2,484 - 0,59)} = 20,21 \text{ m} > 6 \text{ m.}$$

Calcul de l'inclinaison du câble par rapport à l'horizontal :

$$\alpha = \text{arctg} \left[2(d_1 - d_0) \frac{x}{L^2} \right] = \text{arctg} \left(\left[2(2,484 - 0,59) \frac{8,75}{(5,75)^2} \right] \right) = 0,78 \text{ rad.}$$

Equation de la courbure du câble est de la forme:

$$d(x) = 0,59 + 0,057 x^2.$$

Le tableau suivant donne les résultats obtenus pour chaque câble :

N° du voussoir	N° du câble	L (m)	X(m)	V(m)	d1(m)	d0(m)	Y(m)	R(m)	α (rad)	Equation de la courbure (m)
1/2 vsp	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
V1	1	5,75	8,75	2,484	2,484	0,590	1,894	20,21	0,786	$0,590+0,057 x^2$
	2	5,75	8,75	2,484	1,984	0,590	1,394	27,46	0,635	$0,590+0,042 x^2$
	3	5,75	8,75	2,484	2,984	0,590	2,394	15,99	0,902	$0,590+0,072 x^2$
V2	4	10	13,75	2,157	1,907	0,392	1,515	62,39	0,394	$0,392+0,015 x^2$
	5	10	13,75	2,157	2,407	0,392	2,015	46,91	0,506	$0,392+0,020 x^2$
V3	6	10	18,75	1,870	1,620	0,392	1,228	143,14	0,431	$0,392+0,012 x^2$
	7	10	18,75	1,870	2,120	0,392	1,728	101,72	0,574	$0,392+0,017 x^2$
V4	8	10	23,75	1,624	1,374	0,392	0,982	287,20	0,436	$0,392+0,009 x^2$
	9	10	23,75	1,624	1,874	0,392	1,482	190,30	0,613	$0,392+0,014 x^2$
V5	10	10	28,75	1,420	1,170	0,194	0,976	423,44	0,511	$0,194+0,009 x^2$
	11	10	28,75	1,420	1,760	0,194	1,566	263,90	0,733	$0,194+0,015 x^2$
V6	12	10	33,75	1,256	1,256	0,194	1,062	536,28	0,621	$0,194+0,010 x^2$
V7	13	10	38,75	1,135	0,885	0,194	0,691	1086,51	0,491	$0,194+0,006 x^2$
	14	10	38,75	1,135	1,385	0,194	1,191	630,37	0,745	$0,194+0,011 x^2$
V8	15	10	43,75	1,053	0,803	0,194	0,609	1571,47	0,489	$0,194+0,006 x^2$
	16	10	43,75	1,053	1,303	0,194	1,109	862,96	0,770	$0,194+0,011 x^2$
V9	17	10	48,75	1,011	1,011	0,194	0,817	1454,44	0,672	$0,194+0,008 x^2$

Tableau VI.3 : Tracé en élévation des câbles de fléau.

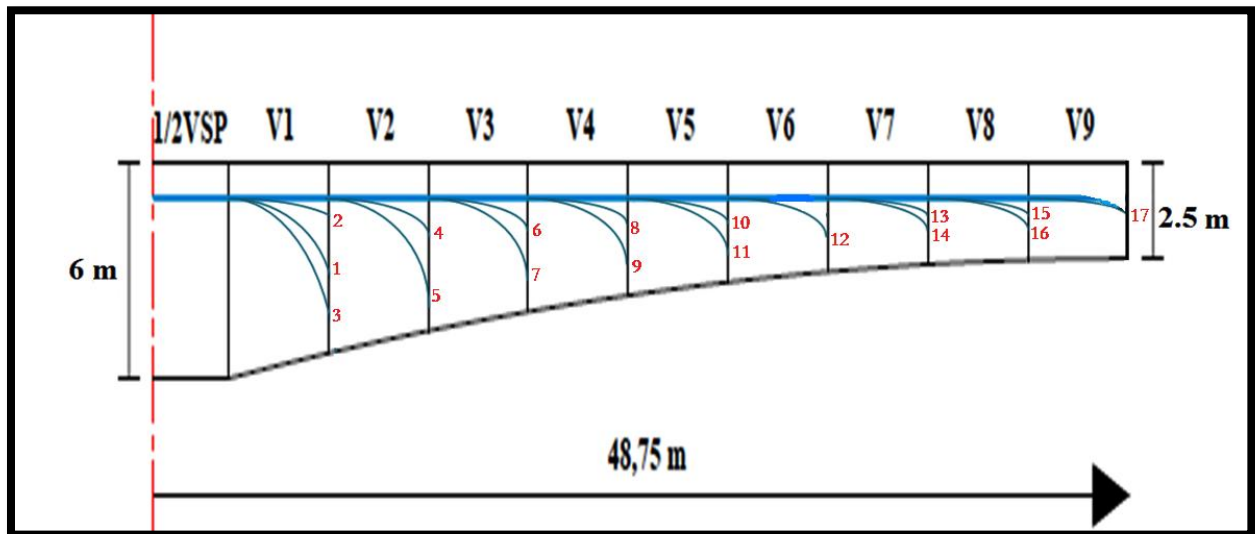


Figure VI.3 : Tracé des câbles en élévation.

Remarque : dans le voussoir n°6 en aurait dû arrêter 4 câbles et non pas 2.

II.6 Etude du tracé en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson, puis, pour s'ancrer dans l'axe de l'âme, ils prennent une trajectoire en plan en forme de 'S', puis ils reprennent un tracé rectiligne jusqu'à leur ancrage.

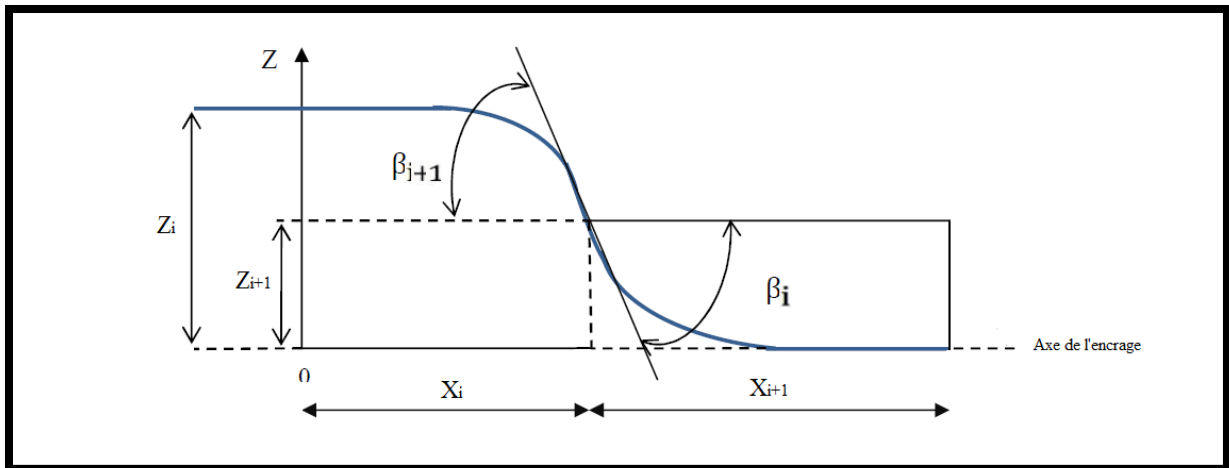


Figure VI.4 : Tracé d'un câble en plan.

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$$Z(x) = ax^2 + bx + c$$

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

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} + Z_i) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

Le rayon de courbure :

$$R_i = \frac{x_i^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} \quad \text{et} \quad R_{i+1} = \frac{(x_{i+1})^2}{2(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$$

L'inclinaison :

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i} \quad \text{et} \quad \tan(\beta_{i+1}) = \frac{2(Z_{i+1})}{x_{i+1}}$$

Avec :

β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.

β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.

R_i : Le Rayon de courbure dans la première section.

R_{i+1} : Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

❖ Exemple d'application

Calcul pour le premier voussoir :

Pour le câble n°2 :

$$Z_i = 0,228 \text{ m}$$

$$Z_{i+1} = 0,228/2 = 0,114 \text{ m.}$$

Equation de la courbe :

$$Z(x) = 0,114 + (0,114 + 0,228) \left(\frac{x}{5,75}\right)^2$$

$$Z(x) = 0,114 + 0,01 x^2$$

Le rayon de la courbure :

$$R_i = \frac{2,87^2}{2(0,228 - 0,114)} = 36,126 \text{ m.}$$

L'inclinaison dans la section intermédiaire (x = 2,87m) :

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(0,228 - 0,114)}{2,87} = 0,079 \text{ donc } \beta_i = 0,079 \text{ rad.}$$

❖ Remarque

Etant donné que l'on a pris L1 = L2, les paramètres du tracé en plan sont les mêmes pour les deux tronçons.

voussoir	N° câble	L(m)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	R(m)	β _i (rad)	Equation de la courbure
V1	1	5,75	2,87	2,87	0,000	0,000	∞	0,000	/
	2	5,75	2,87	2,87	0,228	0,114	36,12	0,079	0,114+0,010 x ²
	3	5,75	2,87	2,87	-0,228	-0,114	-36,12	-0,079	-0,114-0,010 x ²
V2	4	5,00	2,50	2,50	0,114	0,057	54,82	0,045	0,057+0,006 x ²
	5	5,00	2,50	2,50	-0,114	-0,057	-54,82	-0,045	-0,057-0,006 x ²
V3	6	5,00	2,50	2,50	0,342	0,171	18,27	0,135	0,171+0,020 x ²
	7	5,00	2,50	2,50	-0,342	-0,171	-18,27	-0,135	-0,171-0,020 x ²
V4	8	5,00	2,50	2,50	0,570	0,285	10,96	0,224	0,285+0,034 x ²
	9	5,00	2,50	2,50	-0,570	-0,285	-10,96	-0,224	-0,285-0,034 x ²
V5	10	5,00	2,50	2,50	0,228	0,114	27,41	0,090	0,114+0,013 x ²
	11	5,00	2,50	2,50	-0,228	-0,114	-27,41	-0,090	-0,114-0,013 x ²
V6	12	5,00	2,50	2,50	0,000	0,000	∞	0,000	/
V7	13	5,00	2,50	2,50	0,456	0,228	13,70	0,180	0,228+0,027 x ²
	14	5,00	2,50	2,50	-0,456	-0,228	-13,70	-0,180	-0,228-0,027 x ²
V8	15	5,00	2,50	2,50	0,684	0,342	9,13	0,267	0,342+0,041 x ²
	16	5,00	2,50	2,50	-0,684	-0,342	-9,13	-0,267	-0,342-0,041 x ²
V9	17	5,00	2,50	2,50	0,912	0,456	6,85	0,349	0,456+0,054 x ²

Tableau V.4 : Les paramètres du tracé en plan des câbles de fléau.

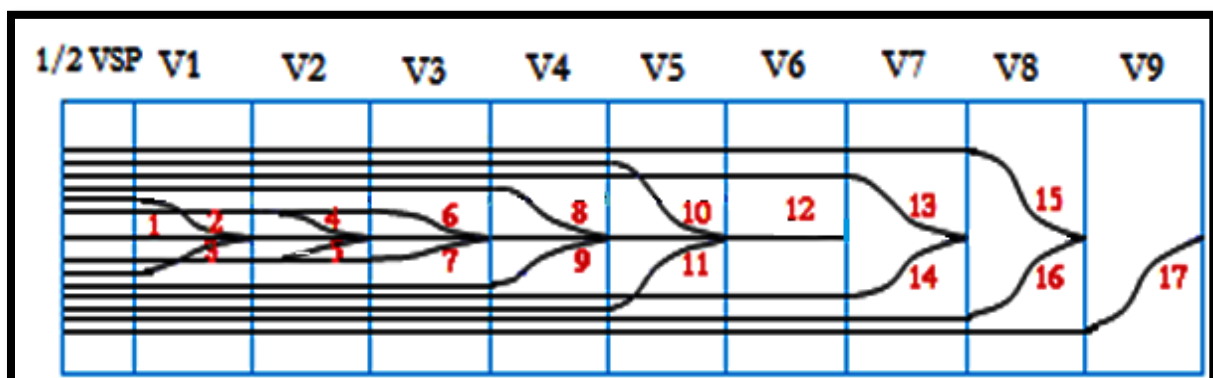


Figure VI.5 : Tracé en plan des câbles de fléau.

III Etude de la précontrainte de continuité

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

III.1 Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dûs à la combinaison la plus défavorable suivante :

$$G + 1,2 (A(L) + St) + 0,5 T + FL$$

G : charges permanentes.

A(L) : charges routières.

St : charges sur trottoirs.

FL : effet du fluage.

T : température.

III.1.1 Effet du fluage

Les moments dûs au fluage du béton sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante :

$$M_{FL} = \frac{I_0}{V_i} \sigma^*$$

I_0 : inerties du voussoir de clavage.

V_i : distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure du voussoir concerné.

σ^* : a une valeur de 1MPa pour les voussoirs préfabriqués et 1,5 MPa pour les voussoirs coulés en place. Et pour notre ouvrage $\sigma^* = 1,50$ MPa.

$$M_{FL} = \frac{5,9592}{1,011} \times 1,5 = 884,06 \text{ t.m.}$$

III.1.2 Calcul de l'effort de précontrainte

La détermination de l'effort de précontrainte se fera à l'aide de la formule suivante :

$$P = \frac{\frac{M_i V_i'}{I_i}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_i V_i'}{I_i}}$$

Cette formule est une égalité entre la contrainte due à l'effort de précontrainte et la contrainte due au moment fléchissant, aux fibres inférieures où :

$$\sigma_{P \text{ inf}} = \frac{P_i}{S_i} + \frac{P_i e_i V_i'}{I_i}$$

$$\sigma_{M \text{ inf}} = \frac{M_i V_i'}{I_i}$$

Tel que :

P : effort de la précontrainte.

M : le moment fléchissant dû à la combinaison défavorable.

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

I : le moment d'inertie longitudinale de la section.

S : l'aire de la section.

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

III.1.3 Détermination de la précontrainte de continuité

On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité. L'effort de précontrainte sera calculé à partir du moment max déterminé.

❖ Exemple de calcul

Détermination du nombre de câbles nécessaire pour le voussoir de clavage (travée centrale) :

Section $S = 6,68 \text{ m}^2$.

$V' = 1,489 \text{ m}$.

$d = 0,125 \text{ m}$.

$e = V' - d = 1,363 \text{ m}$.

$I = 5,95 \text{ m}^4$.

$M = M_{\text{déf}} = 6370,039 \text{ t.m}$.

Donc $M_{\text{max}} = M_{\text{déf}} + M_{\text{FL}} = 6370,039 + 884,06 = 7254,01 \text{ t.m}$.

Avec : $M_{\text{déf}}$: moment dû à la combinaison la plus défavorable.

M_{FL} : moment dû au fluage du béton.

$$P = \frac{\frac{7254,01 \times 1,488}{5,95}}{\frac{1}{6,68} + \frac{1,363}{5,95} \times 1,489} = 3696,64 \text{ t.}$$

Nombre de câbles:

$$N = \frac{P}{0,75P_0} = \frac{3616,87}{0,75 \times 267,8} = 18,40.$$

On prend 19 câbles.

a) Calcul des câbles de continuité de la travée intermédiaire

Voussoir	x(m)	V'(m)	e (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	M (t.m)	P (t)	N ^{bre} de câbles	N ^{bre} réel de câbles	P corrigée (t)
½ VSP	3,00	3,085	2,879	11,43	60,28	-24810,96	0	0	0	0,00
V1	8,75	3,033	2,853	11,28	57,37	-16039,07	0	0	0	0,00
V2	13,75	2,709	2,553	10,31	41,08	-10402,74	0	0	0	0,00
V3	18,75	2,243	2,106	9,46	29,32	-5623,41	0	0	0	0,00
V4	23,75	2,175	2,055	8,72	21,00	-1640,65	0	0	0	0,00
V5	28,75	1,965	1,859	8,10	15,21	1575,05	563,41	2,81	3	602,55
V6	33,75	1,793	1,698	7,59	11,28	4045,00	1619,64	8,06	9	1807,65
V7	38,75	1,660	1,573	7,19	8,70	5802,22	2562,84	12,76	13	2611,05
V8	43,75	1,565	1,482	6,91	7,10	6872,60	3278,20	16,32	17	3414,45
V9	48,75	1,507	1,426	6,74	6,23	7272,98	3644,10	18,14	19	3816,15
Vc	50,00	1,488	1,407	6,68	5,95	7254,04	3696,64	18,40	19	3816,15
V11	51,25	1,565	1,478	6,91	7,10	7263,08	3639,14	18,12	19	3816,15
V12	56,25	1,660	1,565	7,19	8,70	6823,11	3254,59	16,20	17	3414,45
V13	61,25	1,793	1,687	7,59	11,28	5713,15	2523,50	12,56	13	2611,05
V14	66,25	1,965	1,846	8,10	15,21	3916,34	1568,12	7,81	9	1807,65
V15	71,25	2,175	2,038	8,72	21,00	1406,81	503,22	2,51	3	602,55
V16	76,25	2,243	2,087	9,46	29,32	-1848,48	0	0	0	0,00
V17	81,25	2,709	2,529	10,31	41,08	-5870,83	0	0	0	0,00
V18	86,25	3,033	2,827	11,28	57,37	-10689,74	0	0	0	0,00
V19	91,25	3,085	2,879	11,43	60,28	-16365,66	0	0	0	0,00
½ vsp	97,00	3,09	2,96	11,44	60,29	-25183,08	0	0	0	0,00

Tableau VI.5 : câbles de continuité de la travée intermédiaire.

b) Calcul des câbles de continuité de la travée de rive :

Voussoir	x(m)	V'(m)	e (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	M (t.m)	P (t)	N ^{bre} de câbles	N ^{bre} réel de câbles	P corrigée (t)
V1	0,00	1,488	1,407	6,687	5,958	883,976	450,599	2,24	4	803,4
V2	5,00	1,488	1,407	6,687	5,958	2752,375	1402,999	6,98	8	1606,8
V3	7,25	1,492	1,4105	6,697	6,008	3419,143	1737,117	8,64	10	2008,5
V4	12,25	1,525	1,4415	6,795	6,489	4536,592	2238,957	11,14	12	2410,2
V5	17,25	1,592	1,501	6,996	7,548	5141,272	2397,196	11,93	12	2410,2
V6	19,75	1,759	1,656	7,491	10,575	5389,504	2211,936	11,01	12	2410,2
V7	27,25	1,831	1,722	7,707	12,095	4734,123	1847,029	9,19	10	2008,5
V8	32,25	2,003	1,880	8,217	16,176	3655,705	1277,849	6,36	8	1606,8
V9	37,25	2,209	2,069	8,831	22,051	1959,512	609,609	3,03	4	803,4
V10	42,25	2,45	2,291	9,547	30,341	-386,297	0	0	0	0
V11	47,25	2,725	2,544	10,367	41,833	-3441,834	0	0	0	0
½ VSP	53,00	3,085	2,879	11,437	60,286	-7876,821	0	0	0	0

Tableau VI.6 : câbles de continuité de la travée de rive.

Ces câbles sont disposés et ancrés de façon à avoir en chaque section un nombre de câbles n, qui engendrent l'effort de précontrainte suffisant pour reprendre les moments positifs dans ces sections.

Voussoirs	V4	V5	V6	V7	V8	V9	Vc	V11	V12	V13	V14	V15	V16
Nombre de câbles arrêtés	3	6	4	4	2	/	/	/	2	4	4	6	3

Tableau VI.7 : Répartition des câbles arrêtés dans le demi-fléau de la travée intermédiaire.

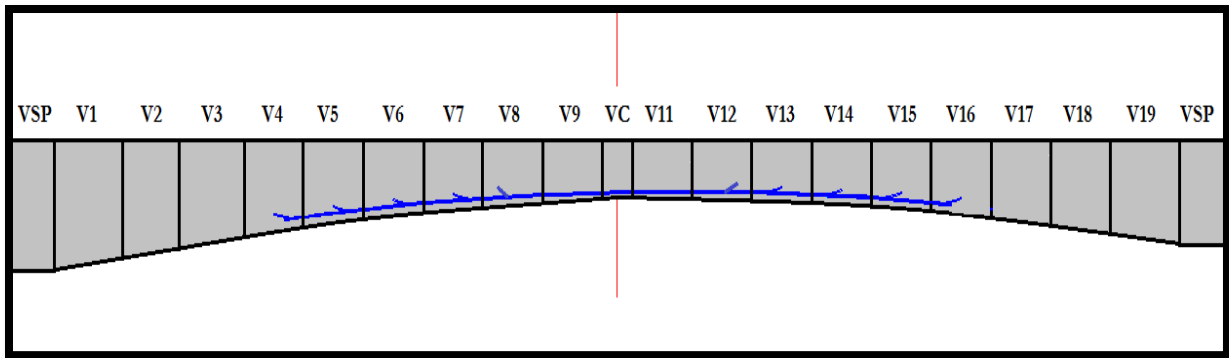


Figure VI.6 : Tracé des câbles de continuité en élévation (travée intermédiaire).

IV Calcul des pertes de tension de précontrainte

IV.1 Précontrainte de fléau

La contrainte de travail des aciers ne peut être déterminée de façon réglementaire comme en béton par exemple, où la contrainte admissible des aciers est limitée à une fraction de la limite élastique.

En effet, certains phénomènes qui n'ont pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels le frottement à la mise en tension des câbles, le recul à l'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des différents câbles (raccourcissement du béton), le retrait de béton, la relaxation des aciers, le fluage béton. Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont des pertes différées, c'est-à-dire qu'elles atteignent leur valeurs maximale au bout d'un certain nombre de mois.

La mise en tension des câbles de précontrainte s'effectue grâce à l'action de vérins hydrauliques. Au point le plus sollicité du câble, on évitera d'atteindre une valeur trop proche de la rupture de l'acier, c'est pourquoi on a fixé réglementairement une traction maximale de mise en tension appelée tension à l'origine et notée σ_{p0} .

Dans le cas de post-tension ou de prés-tension, σ_{p0} prend la valeur suivante :

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg})$$

F_{prg} : contrainte de rupture garantie.

F_{peg} : limite conventionnelle d'élasticité.

IV.1.1 Pertes instantanées

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes :

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

IV.1.1.1 Pertes dûes au frottement

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine. Lors de la mise en tension, le câble est tiré du côté du vérin et fixé du côté opposé ancrage mort. Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, il en est de même en ligne droite, ni la gaine ni le câble ne sont rigoureusement rectiligne.

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante :

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

f : coefficient de frottement en courbe.

φ : coefficient de perte de tension par unité de longueur.

σ_{p0} : tension à l'origine égale à 1488 MPa.

x : abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

θ : la déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace. : $\theta = \beta + \alpha$.

β : déviation angulaire en plan.

α : déviation angulaire en élévation.

e : la base des logarithmes népériens.

Le tableau suivant donne les valeurs de f et φ selon le BPEL 91(révisé 99) annexe 3 :

Cas	Nature des armatures	f		φ
		$3 \leq R \leq 6$ (en m)	$R \geq 6$ (en m)	
I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22-R}{100}$	0,16	0,002
	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	0,003
	Torons	$\frac{26-R}{100}$	0,2	

Tableau VI.8 : Valeurs de f et φ .

Dans notre cas :

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

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

Le tableau suivant donne les valeurs des pertes pour chaque câble :

voussoir	N° du cable	X(m)	β (rad)	α (rad)	θ (rad)	$e^{-(0.2\theta+0.003x)}$	$\sigma_{p0} [1 - e^{-(f\theta+\phi x)}]$
V1	1	8,75	0,00	0,786	0,786	0,832	249,398
	2	8,75	0,079	0,635	0,714	0,844	231,433
	3	8,75	0,079	0,902	0,981	0,800	296,774
V2	4	13,75	0,045	0,394	0,439	0,878	180,152
	5	13,75	0,045	0,506	0,551	0,859	209,122
V3	6	18,75	0,135	0,431	0,566	0,844	231,936
	7	18,75	0,135	0,574	0,709	0,820	267,350
V4	8	23,75	0,224	0,436	0,66	0,816	273,681
	9	23,75	0,224	0,613	0,837	0,787	315,916
V5	10	28,75	0,09	0,511	0,601	0,813	277,561
	11	28,75	0,09	0,733	0,823	0,778	330,129
V6	12	33,75	0,00	0,621	0,621	0,798	300,342
V7	13	38,75	0,18	0,491	0,671	0,778	329,665
	14	38,75	0,18	0,745	0,925	0,739	387,039
V8	15	43,75	0,267	0,489	0,756	0,753	366,145
	16	43,75	0,267	0,770	1,037	0,712	427,454
V9	17	48,75	0,349	0,672	1,021	0,704	439,895
Σ	/	/	/	/	/	/	5114,000

Tableau VI.9 : Pertes dues aux frottements.

IV.1.1.2 Pertes dues au recul de l’ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l’ancrage jusqu’à s’annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

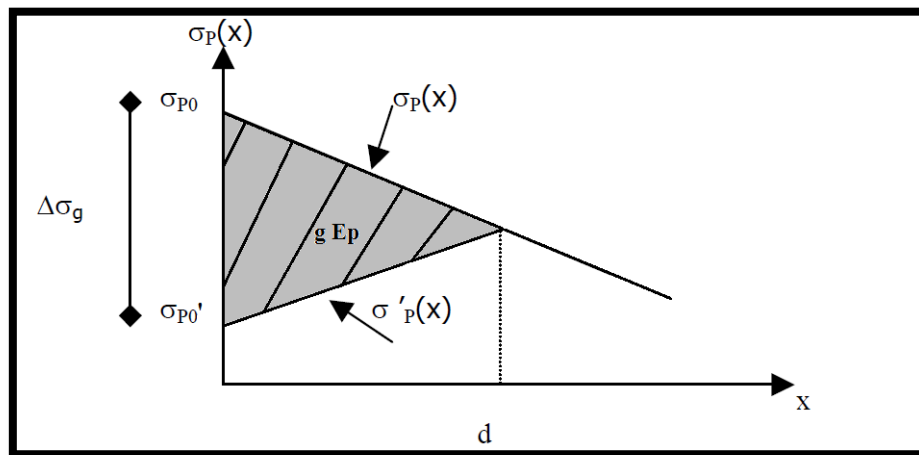


Figure VI.7 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage.

σ_{p0} : Contrainte initiale.

σ_{p0}' : Contrainte après recul d’ancrage.

$\Delta\sigma_g$: la perte de tension.

g : l’intensité du recul à l’ancrage égale à 6 mm.

E_p : module d’élasticité des aciers = 190000 MPa selon BPEL91.

En pratique, on admet le raisonnement suivant :

La quantité gE_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 d , 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 $\frac{\theta f}{L}$ sur la longueur d , on trouve :

$$d = \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma_{p0} K}} \Rightarrow \begin{cases} d > x \text{ les pertes existent} \\ d < x \text{ les pertes sont nulles} \end{cases}$$

$$\text{Tel que : } K = \frac{\theta f}{L} + \Phi$$

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

$$\Delta\sigma_g = 2 dk.$$

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

voussoir	N° du câble	L (m)	θ (rad)	k	d(m)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)
V1	1	8,75	0,786	0,0209	6,04	0,253
	2	8,75	0,714	0,0193	6,29	0,243
	3	8,75	0,981	0,0254	5,48	0,279
V2	4	13,75	0,439	0,0093	9,03	0,169
	5	13,75	0,551	0,0110	8,34	0,183
V3	6	18,75	0,566	0,0090	9,20	0,166
	7	18,75	0,709	0,0105	8,51	0,179
V4	8	23,75	0,66	0,0085	9,46	0,161
	9	23,75	0,837	0,0100	8,73	0,175
V5	10	28,75	0,601	0,0071	10,32	0,148
	11	28,75	0,823	0,0087	9,37	0,163
V6	12	33,75	0,621	0,0066	10,70	0,143
V7	13	38,75	0,671	0,0064	10,88	0,140
	14	38,75	0,925	0,0077	9,92	0,154
V8	15	43,75	0,756	0,0064	10,89	0,140
	16	43,75	1,037	0,0077	9,94	0,154
V9	17	48,75	1,021	0,0071	10,32	0,148
Σ	/	/	/	/	/	3,006

Tableau VI.10 : Pertes dues au recul à l'ancrage.

IV.1.1.3 Pertes par raccourcissement du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée à :

$$\Delta\sigma(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bj}} \sigma_b(x)$$

E_{bj} : module de déformation instantanée du béton égale à $11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$.

E_p : module d'élasticité des aciers de précontrainte.

$\sigma_b(x)$: contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse x.

n : nombre de câbles traversant la section d'abscisse x.

$$\sigma_b(x) = \frac{P(x)}{S} + \frac{Pe_0^2(x)}{I} - \frac{Me_0(x)}{I}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Voussoir	M (t.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e(m)	e ² (m ²)	P(t)	$\sigma_b(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma(x)$ (MPa)
1/2 vsp	27998,25	101,73	26,872	3,000	9,00	6828,9	0,326	0,978
V1	24396,99	57,50	11,289	2,705	7,31	5623,8	0,660	1,982
V2	18461,84	41,83	10,367	2,334	5,44	4820,4	0,626	1,878
V3	14077,21	30,84	9,547	2,007	4,02	4418,7	1,238	3,715
V4	10375,68	22,05	8,831	1,72	2,95	3615,3	0,850	2,552
V5	7288,52	16,17	8,217	1,474	2,17	2811,9	0,556	1,668
V6	4775,71	12,09	7,707	1,270	1,61	2410,2	1,326	3,978
V7	2809,73	9,33	7,300	1,106	1,22	1606,8	0,977	2,931
V8	1347,51	7,54	6,996	0,985	0,97	803,4	0,421	1,265
V9	356,01	6,48	6,795	0,903	0,81	401,7	0,600	1,801
Σ	/	/	/	/	/	/	/	22,753

Tableau VI.11 : Pertes de contrainte par raccourcissement du béton.

Donc les pertes totales instantanées sont :

$$\Delta\sigma_i = 5114 + 3,006 + 22,753 = 5139,759 \text{ MPa.}$$

IV.1.2 Pertes différées

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

Les pertes différées existent en trois sortes :

- Pertes par retrait du béton.
- Pertes par fluage.
- Pertes par relaxation des aciers.

IV.1.2.1 Pertes de tensions dues au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, due 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.

Selon le règlement BPEL, la valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta \sigma_{rt} = \epsilon_r(t) \times E_p$$

Avec :

$$\epsilon_r(t) = \epsilon_r \times r(t)$$

ϵ_r : est le retrait totale du béton. ($2 \cdot 10^{-4}$ en climat humide selon BPEL91).

$r(t)$: une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps variant de 0 à 1, quand le t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

E_p : Module d'élasticité de l'acier.

$$\Delta \sigma_{rt} = 2 \times 10^{-4} \times 1 \times 190000 = 38 \text{ MPa.}$$

IV.1.2.2 Pertes dues au fluage du béton

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le BPEL91 la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta \sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} \times (\sigma_b + \sigma_{max})$$

Où :

E_p : Module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.

σ_{max} : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

σ_b : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

$$\frac{E_p}{E_{ij}} \approx 6.$$

$$\sigma_{max} \leq 1,5 \sigma_b$$

$$\text{Donc : } \Delta \sigma_{fl} = 2,5 \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_b$$

voussoirs	M (t.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V(m)	e(m)	e ² (m ²)	P(t)	$\sigma_b(x)$	$\Delta \sigma_{fl}$
½ vsp	27998,25	101,73	26,87	3,14	3,000	9,00	6828,9	0,326	4,891
V1	24396,99	57,5	11,28	2,85	2,705	7,31	5623,8	0,660	9,913
V2	18461,84	41,83	10,36	2,48	2,334	5,44	4820,4	0,626	9,392
V3	14077,21	30,84	9,54	2,15	2,007	4,02	4418,7	1,238	18,578
V4	10375,68	22,05	8,83	1,87	1,720	2,95	3615,3	0,850	12,764
V5	7288,52	16,17	8,21	1,62	1,474	2,17	2811,9	0,556	8,344
V6	4775,71	12,09	7,70	1,42	1,270	1,61	2410,2	1,326	19,890
V7	2809,73	9,33	7,30	1,25	1,106	1,22	1606,8	0,977	14,655
V8	1347,51	7,54	6,99	1,13	0,985	0,97	803,4	0,421	6,327
V9	356,01	6,48	6,79	1,05	0,903	0,81	401,7	0,600	9,008
Σ	/	/	/		/	/	/	/	113,765

Tableau VI.12 : Pertes de tension par fluage.

IV.1.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisée 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:

- A la relaxation normale : RN
- A très basse relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ_{1000})

En général : $\rho_{1000} = 2,5\%$ pour les aciers TBR.

Le BPEL91 propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{ra} = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi}(x).$$

$\sigma_{pi}(x)$: est la contrainte initiale de l'armature, c'est-à-dire après pertes instantanées.

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

μ_0 : est égal à 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

D'où :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}.$$

Pour calculer les pertes dues à la relaxation des câbles on donne le tableau suivant :

voussoir	N° du câble	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_{p0} (MPa)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_{ra}$ (MPa)
V1	1	250,311	1488	1237,689	74,591
	2	232,336	1488	1255,664	77,950
	3	297,713	1488	1190,287	66,047
V2	4	181,260	1488	1306,740	87,849
	5	210,244	1488	1277,756	82,167
V3	6	233,959	1488	1254,041	77,644
	7	269,386	1488	1218,614	71,099
V4	8	275,121	1488	1212,879	70,063
	9	317,370	1488	1170,63	62,636
V5	10	278,543	1488	1209,457	69,448
	11	331,270	1488	1156,730	60,272
V6	12	304,463	1488	1183,537	64,867
V7	13	331,270	1488	1156,730	60,272
	14	388,658	1488	1099,342	50,922
V8	15	366,917	1488	1121,083	54,386
	16	428,240	1488	1059,760	44,860
V9	17	441,844	1488	1046,156	42,849
Σ	/	/	/	/	1117,929

Tableau VI.13 : Pertes dues à la relaxation des aciers.

La perte finale différée est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{ra} = 38 + 113,765 + \frac{5}{6} \times 1117,929 = 1083,372 \text{ MPa.}$$

❖ Conclusion

La perte totale est égale à :

$$\Delta\sigma_{tot} = 5139,759 + 1083,372 = 6223,131 \text{ MPa.}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à :

$$\Delta\sigma_{tot} (\%) = \frac{6223,131 \times 2}{34 \times 1488} \times 100 = 24,60 (\%) < 25 \% \text{ qui est fixée au départ.}$$

Donc, on gardera le nombre de câbles précédent soit **34 câbles 12T15s**.

IV.2 Précontrainte de continuité

IV.2.1 Pertes instantanées

IV.2.1.1 Pertes dues au frottement

N° du câble	X(m)	β (rad)	α (rad)	θ (rad)	$e^{-(0.2\theta+0.003x)}$	$\sigma_{p0} [1 - e^{-(f\theta+\phi x)}]$
1	8,5	0,772	0,249	1,021	0,795	305,379
2	8,5	0,772	0,249	1,021	0,795	305,379
3	13,5	0,684	0,384	1,068	0,776	333,886
4	13,5	0,684	0,384	1,068	0,776	333,886
5	13,5	0,596	0,384	0,98	0,789	313,394
6	13,5	0,596	0,384	0,98	0,789	313,394
7	18,5	0,508	0,137	0,645	0,832	250,698
8	18,5	0,508	0,137	0,645	0,832	250,698
9	18,5	0,42	0,137	0,557	0,846	228,729
10	18,5	0,42	0,137	0,557	0,846	228,729
11	23,5	0,332	0,174	0,506	0,842	234,759
12	23,5	0,332	0,174	0,506	0,842	234,759
13	23,5	0,244	0,174	0,418	0,857	212,507
14	23,5	0,244	0,174	0,418	0,857	212,507
15	23,5	0,156	0,174	0,33	0,872	189,859
16	23,5	0,156	0,174	0,33	0,872	189,859
17	28,5	0	0,21	0,21	0,880	178,123
18	28,5	0	0,21	0,21	0,880	178,123
19	28,5	0	0,21	0,21	0,880	178,123
Σ	/	/	/	/	/	4672,794

Tableau VI.14 : Pertes dues aux frottements.

IV.2.1.2 Pertes dûes au recul de l'ancrage

N° du câble	X (m)	θ (rad)	k	d(m)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)
1	8,5	1,021	0,02702	5,32	0,288
2	8,5	1,021	0,02702	5,32	0,288
3	13,5	1,068	0,01882	6,38	0,240
4	13,5	1,068	0,01882	6,38	0,240
5	13,5	0,98	0,01752	6,61	0,232
6	13,5	0,98	0,01752	6,61	0,232
7	18,5	0,645	0,00997	8,76	0,175
8	18,5	0,645	0,00997	8,76	0,175
9	18,5	0,557	0,00902	9,22	0,166
10	18,5	0,557	0,00902	9,22	0,166
11	23,5	0,506	0,00731	10,24	0,150
12	23,5	0,506	0,00731	10,24	0,150
13	23,5	0,418	0,00656	10,81	0,142
14	23,5	0,418	0,00656	10,81	0,142
15	23,5	0,33	0,00581	11,48	0,133
16	23,5	0,33	0,00581	11,48	0,133
17	28,5	0,21	0,00447	13,09	0,117
18	28,5	0,21	0,00447	13,09	0,117
19	28,5	0,21	0,00447	13,09	0,117
Σ	/	/	/	/	3,402

Tableau VI.15 : Pertes dûes au recul à l'ancrage.

IV.1.1.3 Pertes par raccourcissement du béton

Voussoir	M (t.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e(m)	e ² (m ²)	P(t)	$\sigma_{bn}(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma(x)$ (MPa)
V11	7254,04	5,96	6,69	3,000	9,000	3696,63	2,484	7,453
V12	7263,08	6,23	6,74	2,705	7,317	3639,13	1,660	4,979
V13	6823,11	7,10	6,91	2,334	5,447	3254,59	0,725	2,174
V14	5713,15	8,71	7,20	2,007	4,028	2523,49	0,201	0,603
V15	3916,34	11,29	7,59	1,72	2,958	1568,12	0,021	0,062
V16	1406,81	15,21	8,11	1,474	2,172	503,22	0,002	0,007
Σ	/	/	/	/	/	/	/	15,278

Tableau VI.16 : Pertes de contraintes par raccourcissement du béton.

Donc les pertes totales instantanées sont :

$$\Delta\sigma_i = 4672,794 + 3,402 + 15,278 = 4691,474 \text{ MPa.}$$

IV.2.2 Pertes différées

IV.2.2.1 Pertes de tensions dûes au retrait du béton

$$\Delta\sigma_{rt} = 38 \text{ MPa.}$$

IV.2.2.2 Pertes dûes au fluage du béton

voussoirs	M (t.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V(m)	e(m)	e ² (m ²)	P(t)	$\sigma_b(x)$	$\Delta\sigma_{fl}$
V11	7254,04	5,96	6,69	1,011	3,000	9,000	3696,63	2,484	37,263
V12	7263,08	6,23	6,74	1,016	2,705	7,317	3639,13	1,660	24,894
V13	6823,11	7,10	6,91	1,034	2,334	5,447	3254,59	0,725	10,872
V14	5713,15	8,71	7,20	1,101	2,007	4,028	2523,49	0,201	3,017
V15	3916,34	11,29	7,59	1,215	1,720	2,958	1568,12	0,021	0,311
V16	1406,81	15,21	8,11	1,375	1,474	2,172	503,22	0,002	0,035
Σ	/	/	/	/	/	/	/	/	76,391

Tableau VI.17 : Pertes de tension par fluage.

IV.1.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers

N° du câble	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_{p0} (MPa)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)
1	313,120	1488,000	1174,880	63,368
2	310,646	1488,000	1177,354	63,795
3	336,300	1488,000	1151,700	59,426
4	336,300	1488,000	1151,700	59,426
5	315,800	1488,000	1172,200	62,906
6	315,800	1488,000	1172,200	62,906
7	251,476	1488,000	1236,524	74,376
8	251,476	1488,000	1236,524	74,376
9	229,498	1488,000	1258,502	78,487
10	229,498	1488,000	1258,502	78,487
11	234,971	1488,000	1253,029	77,454
12	234,971	1488,000	1253,029	77,454
13	212,711	1488,000	1275,289	81,692
14	212,711	1488,000	1275,289	81,692
15	190,054	1488,000	1297,946	86,107
16	190,054	1488,000	1297,946	86,107
17	178,247	1488,000	1309,753	88,450
18	178,247	1488,000	1309,753	88,450
19	178,247	1488,000	1309,753	88,450
Σ	/	/	/	1433,409

Tableau VI.18 : Pertes dues à la relaxation des aciers.

La perte finale différée est :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{ra} = 38 + 78,391 + \frac{5}{6} \times 1433,409 = 1310,898 \text{ MPa.}$$

❖ Conclusion

La perte totale est égale à :

$$\Delta\sigma_{tot} = 4691,474 + 1310,898 = 6002,463 \text{ MPa.}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à :

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} (\%) = \frac{6002,463}{19 \times 1488} \times 100 = 21,23 \% < 25 \% \text{ qui est fixée au départ.}$$

Donc, on gardera le nombre de câbles précédent soit 19 câbles 12T15S.

V Etude et ferrailage du bossage

Les câbles de continuité arrêtés dans le hourdis inférieur sont relevés dans des bossages, il s'agit de l'ancrage des câbles au niveau des sections de jonction des voussoirs. La section du béton au niveau de l'ancrage subit une forte compression sur une faible surface, il se produit un effet de « Poinçonnement » qui engendre des contraintes de traction transversales ayant tendance à fissurer ou même à éclater la pièce transversalement; il convient alors de disposer un réseau d'armatures transversales s'opposant à l'ouverture des fissures; ces armatures sont appelées « frettes » et elles constituent le « frettage ». Elles doivent couvrir le bossage par rapport au reste de la section; on doit disposer :

Des aciers en tête du bossage permettant de couvrir l'ancrage à la paroi proche du caisson :

$$A_1 = \frac{P_0}{\bar{\sigma}_s} (0,5 - \sin \alpha)$$

Des aciers reprenant la poussée au vide du câble lors de sa déviation :

$$A_2 = 0,5 \frac{P_0}{\bar{\sigma}_s}$$

Des aciers de couture du reste du bossage :

$$A_3 = \frac{P_0}{\bar{\sigma}_s} \sin \alpha$$

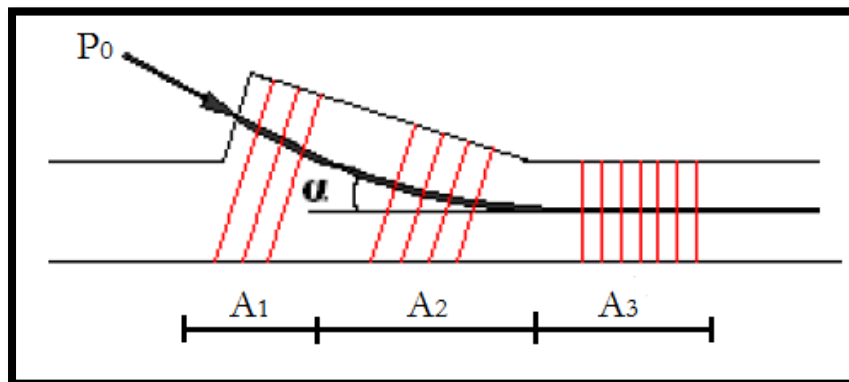


Figure VI.8 : Distribution du ferrailage dans un bossage.

P_0 : force de précontrainte à l'ancrage.

α : L'angle que fait la force de précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

V.1 Ferrailage du bossage à un seul ancrage

On a :

$P_0 = 267,8 \text{ t}$ pour un câble 12 T15S.

$$\tan \alpha = \frac{0,125}{1,5} = 0,083 \Rightarrow \alpha = 4,74^\circ.$$

$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$, avec f_e c'est la nuance de l'acier égale à 400 MPa.

Donc $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} 400 = 266,67$ MPa.

$A_1 = \frac{267,8}{266,67} (0,5 - \sin 4,74) = 41,88 \text{ cm}^2$, soit 9 HA25 pour $A_1 = 44,18 \text{ cm}^2$ répartis sur une distance de 30 cm.

$A_2 = 0,5 \frac{267,8}{266,67} = 50,21 \text{ cm}^2$, soit 11 HA25 pour $A_2 = 54 \text{ cm}^2$ répartis sur une distance de 1,50 m.

$A_3 = \frac{267,8}{266,67} \sin 4,74 = 8,30 \text{ cm}^2$, soit 8 HA12 pour $A_3 = 9,05 \text{ cm}^2$ répartis sur une distance de 60 cm.

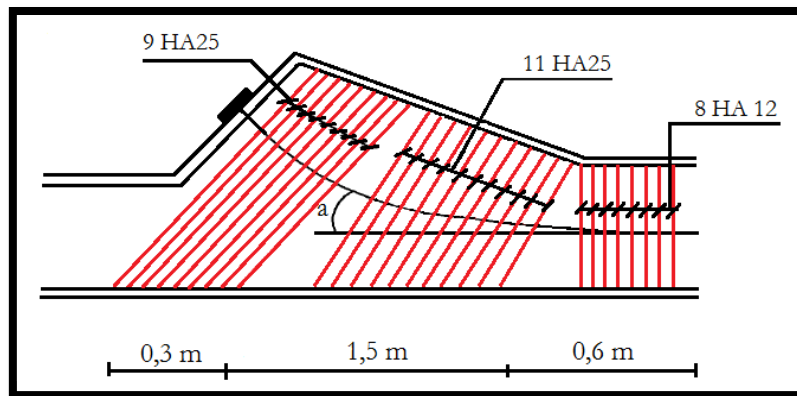


Figure VI.9 : Ferrailage des bossages à un seul ancrage.

V.2 Ferrailage du bossage à deux ancrages

$P_0 = 535,6$ t. pour un câble 12 T15S.

$A_1 = \frac{535,6}{266,67} (0,5 - \sin 4,74) = 83,82 \text{ cm}^2$, soit 11 HA32 pour $A_1 = 88,46 \text{ cm}^2$ répartis sur une distance de 30 cm.

$A_2 = 0,5 \frac{535,6}{266,67} = 100,42 \text{ cm}^2$, soit 13 HA32 pour $A_2 = 104,54 \text{ cm}^2$ répartis sur une distance de 1,50 m.

$A_3 = \frac{535,6}{266,67} \sin 4,74 = 16,60 \text{ cm}^2$, soit 9 HA16 pour $A_3 = 18,09 \text{ cm}^2$ répartis sur une distance de 60 cm.

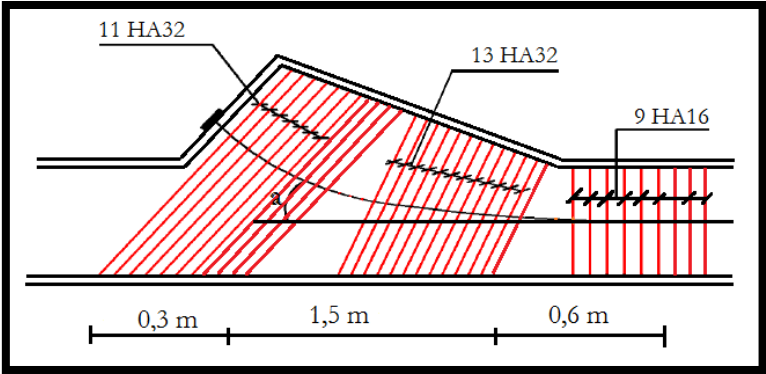


Figure VI.10 : Ferrailage des bossages à deux ancrages.

CHAPITRE VII



Vérification des contraintes

I Vérification des contraintes

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester dans le domaine des contraintes admissibles dans chaque section.

La vérification doit se faire en phase de construction et en phase de service.

I.1 Phase de construction

Dans cette phase on doit vérifier que :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e \times V}{I} - \frac{|M| \times |V|}{I} \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P \times e \times |V'|}{I} + \frac{M \times |V'|}{I} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

Avec :

σ_{sup} : contraintes normales totales dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : contraintes normales totales dans la fibre inférieure de la section.

P : effort de précontrainte.

S : section transversale du voussoir.

M : moment généré par application des charges.

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

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

$\bar{\sigma}_{\text{bt}}$: contrainte admissible de traction.

$\bar{\sigma}_{\text{bc}}$: contrainte admissible de compression.

$\bar{\sigma}_{\text{bt}} = 0$ MPa car on est en classe I.

$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 f_{c28} = 21$ MPa.

Donc on doit vérifier que : $\sigma_{\text{sup}} \geq 0$ MPa et $\sigma_{\text{inf}} \leq 21$ MPa.

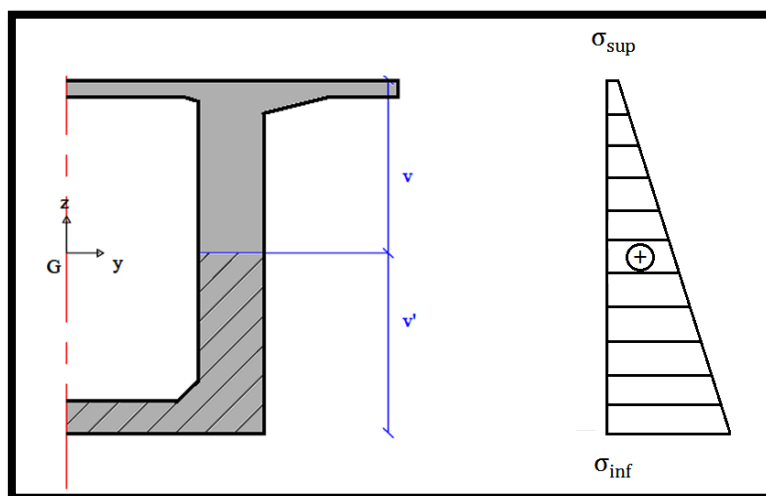


Figure VII.1 : Diagramme des contraintes.

Ce tableau résume les contraintes dans le demi-fléau :

x	M (t.m)	S (m ²)	e(m)	V(m)	V'(m)	I (m ⁴)	P(t)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
0	27998,25	26,872	3,00	3,149	2,851	101,73	6828,9	0,216	4,646
½ VSP	24396,99	11,289	2,705	2,855	3,033	57,37	5623,8	0,410	9,837
V1	18461,84	10,367	2,334	2,484	2,709	41,08	4820,4	0,289	9,405
V2	14077,21	9,547	2,007	2,157	2,243	29,32	4418,7	0,796	8,613
V3	10375,67	8,831	1,720	1,870	2,175	21,00	3615,3	0,391	8,399
V4	7288,518	8,217	1,474	1,624	1,965	15,21	2811,9	0,065	7,483
V5	4775,707	7,707	1,270	1,420	1,793	11,28	2410,2	0,968	5,852
V6	2809,732	7,300	1,106	1,256	1,660	8,70	1606,8	0,710	4,171
V7	1347,507	6,996	0,985	1,135	1,565	7,10	803,4	0,259	2,374
V8	356,013	6,795	0,903	1,053	1,507	6,23	401,7	0,602	0,574
V9	0	/	/	/	/	/	/	/	/

Tableau VII.1 : Vérification des contraintes en cours de construction.

Conclusion

D'après ce tableau on remarque que les contraintes au niveau des fibres inférieures et supérieures sont vérifiées.

I.2 Phase d'exploitation

Dans cette phase il y a deux vérifications à faire :

- Vérification à vide :** cas où l'ouvrage ne subit aucune surcharge il est calculé sous l'effet des charges permanentes.
- Vérification en charge :** cas où l'ouvrage est sollicité par son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitations.

I.2.1 Vérification à vide

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma_{sup} = \frac{P_{sup}}{S} + \frac{P_{sup} \times e_f \times V}{I} + \frac{P_{inf}}{S} - \frac{P_{inf} \times |e_c| \times V}{I} \pm \frac{|M_{min}| \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma_{inf} = \frac{P_{sup}}{S} - \frac{P_{sup} \times e_f \times |V'|}{I} + \frac{P_{inf}}{S} + \frac{P_{inf} \times |e_c| \times |V'|}{I} \pm \frac{|M_{min}| \times |V'|}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

I.2.2 Vérification en charge

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma_{sup} = \frac{P_{sup}}{S} + \frac{P_{sup} \times e_f \times V}{I} + \frac{P_{inf}}{S} - \frac{P_{inf} \times |e_c| \times V}{I} \pm \frac{|M_{max}| \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma_{inf} = \frac{P_{sup}}{S} - \frac{P_{sup} \times e_f \times |V'|}{I} + \frac{P_{inf}}{S} + \frac{P_{inf} \times |e_c| \times |V'|}{I} \pm \frac{|M_{max}| \times |V'|}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

σ_{sup} : contraintes normales totales dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : contraintes normales totales dans la fibre inférieure de la section.

P_{sup} : effort de précontrainte de fléau.

P_{inf} : effort de précontrainte de continuité.

S : section transversale du voussoir.

M_{min} : moment fléchissant dû au poids propre.

M_{max} : moment fléchissant dû au poids propre plus les surcharges d'exploitation.

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

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

I : moment d'inertie de la section.

e_f : excentricité des câbles de fléau par rapport au centre de gravité.

e_c : excentricité des câbles de continuité par rapport au centre de gravité.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$.

$\bar{\sigma}_{bt} = 0 \text{ MPa}$.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

a) Travée intermédiaire

• Vérification à vide

voussoir	v'(m)	V (m)	S(m ²)	I (m ⁴)	P _{sup} (t)	e _f (m)	P _{inf} (t)	e _c (m)	M _{min} (t.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
½ VSP	3,09	2,91	11,44	60,29	6828,9	2,705	0	2,96	-22902,73	3,83	8,11
V1	3,03	2,47	11,28	57,37	5623,7	2,334	0	2,91	-16181,92	3,67	6,30
V2	2,71	2,12	10,32	41,08	4820,4	2,007	0	2,58	-11223,42	3,87	5,47
V3	2,24	1,83	9,47	29,33	4418,7	1,72	0	2,12	-7049,70	5,01	4,32
V4	2,18	1,58	8,73	21,00	3615,3	1,474	0	2,05	-3592,04	5,45	2,84
V5	1,97	1,38	8,11	15,21	2811,9	1,27	602,55	1,84	-810,41	5,71	2,72
V6	1,79	1,22	7,59	11,29	2410,2	1,106	1807,65	1,67	1322,69	6,60	4,51
V7	1,66	1,10	7,20	8,71	1606,8	0,985	2611,05	1,54	2850,36	6,40	5,32
V8	1,57	1,03	6,91	7,10	803,4	0,903	3414,45	1,44	3805,61	5,54	6,66
V9	1,51	1,01	6,74	6,23	401,7	0,866	3816,15	1,38	4008,65	4,76	7,75
Vc	1,49	1,01	6,69	5,96	0	0,861	3816,15	1,39	4211,40	3,88	7,54
V11	1,51	1,02	6,70	6,23	401,7	0,866	3816,15	1,37	4008,65	4,89	7,70
V12	1,57	1,03	6,91	7,10	803,4	0,903	3414,45	1,54	3805,61	5,07	7,13
V13	1,66	1,10	7,20	8,71	1606,8	0,985	2611,05	1,67	2850,36	5,96	5,76
V14	1,79	1,22	7,59	11,29	2410,2	1,106	1807,65	1,84	1322,69	6,27	4,84
V15	1,97	1,38	8,11	15,21	2811,9	1,27	602,55	2,05	-810,41	5,59	2,83
V16	2,18	1,58	8,73	21,00	3615,3	1,474	0	2,12	-3592,04	5,45	2,84
V17	2,24	1,83	9,47	29,33	4418,7	1,72	0	2,58	-7049,70	5,01	4,32
V18	2,71	2,12	10,32	41,08	4820,4	2,007	0	2,91	-11223,42	3,87	5,47
V19	3,03	2,47	11,28	57,37	5623,8	2,334	0	2,96	-16181,92	3,67	6,30
½ VSP	3,08	2,91	11,44	60,29	6828,9	2,705	0	2,96	-22902,73	3,83	8,11

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à vide de la travée intermédiaire.

- Vérification en charge

voussoir	v'(m)	v (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	P _{sup} (t)	e _r (m)	P _{inf} (t)	e _c (m)	M _{max} (t.m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
½ VSP	3,09	2,91	11,44	60,29	6828,9	2,705	0	2,9603	-24810,96	2,91	9,03
V1	3,03	2,47	11,28	57,37	5623,7	2,334	0	2,9083	-16039,06	3,73	6,24
V2	2,71	2,12	10,32	41,08	4820,4	2,007	0	2,5842	-10402,74	4,30	5,05
V3	2,24	1,83	9,47	29,33	4418,7	1,72	0	2,1182	-5623,41	5,90	3,43
V4	2,18	1,58	8,73	21,00	3615,3	1,474	0	2,0503	-1640,65	6,91	1,37
V5	1,97	1,38	8,11	15,21	2811,9	1,27	602,55	1,8405	1575,05	7,86	0,56
V6	1,79	1,22	7,59	11,29	2410,2	1,106	1807,65	1,6689	4045	9,53	1,58
V7	1,66	1,10	7,20	8,71	1606,8	0,985	2611,05	1,5355	5802,22	10,13	1,59
V8	1,57	1,03	6,91	7,10	803,4	0,903	3414,45	1,4401	6872,6	10,00	2,20
V9	1,51	1,02	6,74	6,23	401,7	0,861	3816,15	1,3829	7272,98	10,09	2,42
V10	1,49	1,01	6,69	5,96	0	0,861	3816,15	1,386	7254,04	9,04	2,37
V11	1,51	1,02	6,70	6,23	401,7	0,866	3816,15	1,368	7263,08	10,19	2,40
V12	1,57	1,03	6,91	7,10	803,4	0,958	3414,45	1,535	6823,11	9,52	2,68
V13	1,66	1,10	7,20	8,71	1606,8	1,106	2611,05	1,668	5713,15	9,83	1,90
V14	1,79	1,22	7,59	11,29	2410,2	1,27	1807,65	1,84	3916,34	9,48	1,62
V15	1,97	1,38	8,11	15,21	2811,9	1,474	602,55	2,05	1406,81	8,11	0,31
V16	2,18	1,58	8,73	21,00	3615,3	1,72	0	2,118	-1848,48	7,43	0,86
V17	2,24	1,83	9,47	29,33	4418,7	2,007	0	2,584	-5870,83	6,54	2,80
V18	2,71	2,12	10,32	41,08	4820,4	2,334	0	2,908	-10689,74	4,96	4,38
V19	3,03	2,47	11,28	57,37	5623,8	2,705	0	2,96	-16365,66	4,49	5,48
½ VSP	3,09	2,91	11,44	60,29	6828,9	2,705	0	2,9603	-25183,08	2,73	9,21

Tableau VII.3 : Vérification des contraintes en charge de la travée intermédiaire

b) Travée de rive

- Vérification à vide

voussoir	v'(m)	v (m)	S(m ²)	I (m ⁴)	P _{sup} (t)	e _r (m)	P _{inf} (t)	e _c (m)	M _{min} (t.m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
V1	1,48	1,01	6,687	5,958	0	0,886	1606,8	1,363	1505,38	1,24	4,11
V2	1,49	1,02	6,697	6,008	401,7	0,89	2008,5	1,367	2004,89	2,95	4,55
V3	1,53	1,05	6,795	6,489	803,4	0,928	2410,2	1,4	2722,85	4,88	4,51
V4	1,59	1,14	6,996	7,548	1606,8	1,01	2410,2	1,467	2891,35	7,21	3,68
V5	1,76	1,33	7,491	10,575	2410,2	1,206	2410,2	1,634	2487,41	8,27	4,01
V6	1,83	1,42	7,707	12,095	2811,9	1,295	2008,5	1,706	1478,05	8,24	3,69
V7	2,00	1,62	8,217	16,176	3615,3	1,499	1606,8	1,878	-179,83	8,59	3,60
V8	2,21	1,87	8,831	22,051	4418,7	1,745	803,4	2,084	-2513,74	8,90	2,38
V9	2,45	2,16	9,547	30,341	4820,4	2,032	0	2,325	-5563,72	8,06	1,63
V10	2,73	2,48	10,367	41,833	5623,8	2,359	0	2,6	-9398,47	7,72	2,91
V11	3,09	2,92	11,437	60,286	6862,9	2,79	0	2,96	-14826,97	8,09	3,79

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes à vide de la travée de rive.

- Vérification en charge

voussoir	v'(m)	v (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	P _{sup} (t)	e _r (m)	P _{inf} (t)	e _c (m)	M _{max} (t.m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
V1	1,48	1,01	6,687	5,958	0	0,886	1606,8	1,363	1794,83	1,73	3,39
V2	1,49	1,01	6,697	6,008	401,7	0,89	2008,5	1,367	2424,58	3,66	3,51
V3	1,52	1,05	6,795	6,489	803,4	0,928	2410,2	1,4	3431,99	6,03	2,84
V4	1,59	1,13	6,996	7,548	1606,8	1,01	2410,2	1,467	3916,77	8,76	1,52
V5	1,75	1,33	7,491	10,575	2410,2	1,206	2410,2	1,634	3775,45	9,89	1,87
V6	1,83	1,42	7,707	12,095	2811,9	1,295	2008,5	1,706	3055,54	10,09	1,30
V7	2,00	1,62	8,217	16,176	3615,3	1,499	1606,8	1,878	1687,10	10,46	1,29
V8	2,20	1,87	8,831	22,051	4418,7	1,745	803,4	2,084	-375,36	10,71	0,24
V9	2,40	2,15	9,547	30,341	4820,4	2,032	0	2,325	-3817,88	9,30	0,22
V10	2,72	2,48	10,367	41,833	5623,8	2,359	0	2,6	-6663,19	9,35	1,12
V11	3,08	2,91	11,437	60,286	6862,9	2,79	0	2,96	-11758,83	9,57	2,22

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes en charge de la travée de rive.

Conclusion

On remarque, d'après les résultats que les contraintes en phase d'exploitation sont dans le domaine des contraintes admissibles, ce qui signifie que notre ouvrage travaille dans la sécurité.

CHAPITRE VIII



Etude transversale

I Introduction

Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément du voussoir (âmes, hourdis ...).

A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Pour cette raison on choisit deux sections (une près de la pile et l'autre au niveau du clavage).

II Modélisation de la section

Les calculs des sollicitations sont faits avec le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2010 (Programme aux éléments finis), les sections transversales sont modélisées en éléments barres de largeur unitaire simplement appuyées.

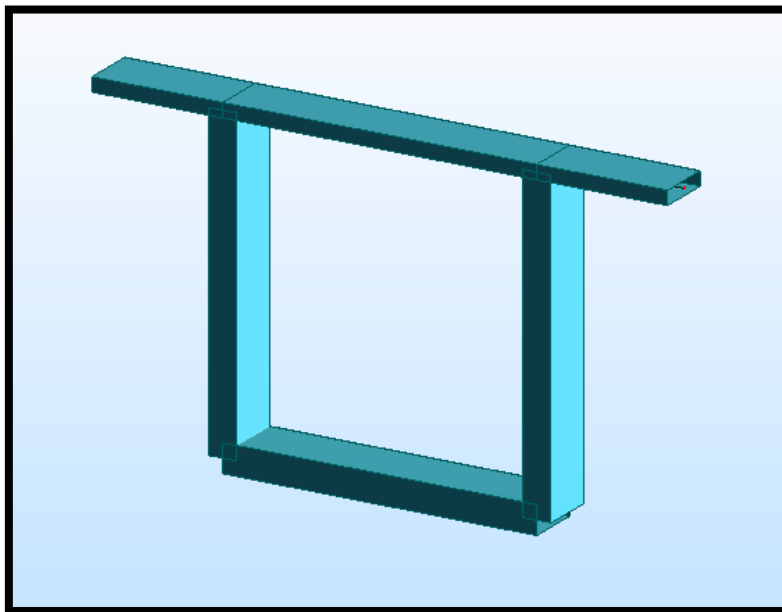


Figure VIII.1 : Modèle de calcul 3D (voussoir près de la pile).

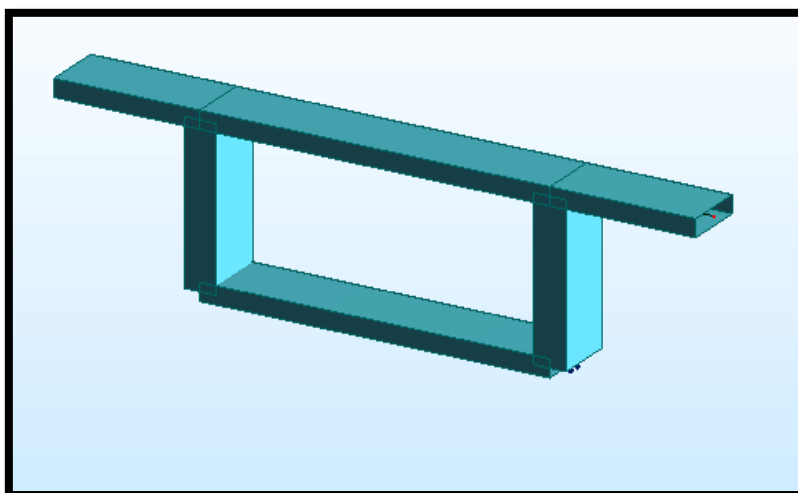


Figure VIII.2 : Modèle de calcul 3D (voussoir à la clé).

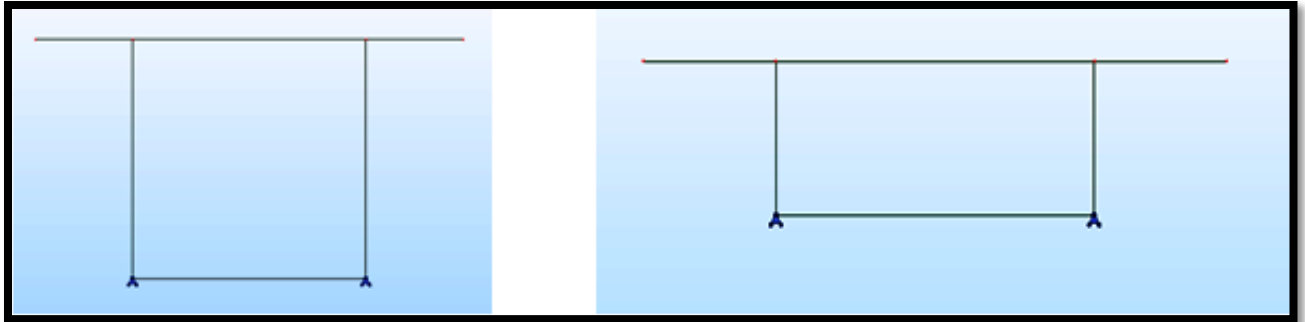


Figure VIII. 3 : Modèle des caissons en éléments barres.

III Définition des charges

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

III.1 Charges permanentes

III.1.1 Poids propre (P_p)

Le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2010 considère automatiquement le poids propre des voussoirs.

III.1.2 Poids du revêtement (P_r)

Constitué par les charges de la couche d'étanchéité (P_{et}) et de la couche de roulement (P_{cr}) définies ci-dessous :

- Poids de la couche d'étanchéité (P_{et}):
 $P_{et} = 1 \times 0,01 \times 2,2 = 0,022 \text{ t/ml}$.
- Poids de la couche de roulement (P_{cr}) :
 $P_{cr} = 1 \times 0,08 \times 2,4 = 0,192 \text{ t/ml}$.

$$\text{Donc } P_r = 0,022 + 0,192 = 0,214 \text{ t/ml.}$$

III.1.3 Poids des (trottoirs + corniches) (P_{tc})

Réparti sur une largeur de 1,75 m des extrémités de la section.

$$P_{tc} = 0,4903 \times 2,5 = 1,225 \text{ t/ml.}$$

III.1.4 Poids des garde-corps

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

$$P_{gc} = 0,1 \text{ t.}$$

III.1.5 Poids des glissières de sécurité

$$P_{gli} = 0,06 \text{ t.}$$

III.2 Surcharges d'exploitations

III.2.1 Système de charge A(L)

$A(L) = 0,759 \text{ t/ml}$.

III.2.2 Système de charge B_c

Les surcharges B_c sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique transversal δ tel que :

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

L : représente la largeur de l'élément exprimée en mètres.

G : sa charge permanente.

S : sa charge B maximale.

$$\delta = 1 + \alpha + \beta \Rightarrow \delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 7} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{9144,864}{30}} = 1,16.$$

$$B_c = 30 \times 1,16 = 34,8 \text{ t.}$$

III.2.3 Système de charge B_t

Les surcharges B_t sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique transversal δ tel que :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 7} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{9144,864}{32}} = 1,16.$$

$$B_t = 32 \times 1,16 = 37,12 \text{ t.}$$

III.2.4 Charge militaire MC120

Les surcharges MC120 sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique transversal δ tel que :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 7} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{9144,864}{110}} = 1,17.$$

$$MC120 = 110 \times 1,17 = 128,7 \text{ t.}$$

III.2.5 Charges exceptionnelles D240

Ces surcharges ne sont pas multipliées par un coefficient de majoration dynamique car les convois circulent avec une vitesse réduite.

III.2.6 Charges sur trottoirs (St)

En flexion locale elle est prise égale à $0,45 \text{ t/m}^2$.

Donc : $St = 0,45 \times 1\text{m} = 0,45 \text{ t/ml}$ sur chaque trottoir.

IV 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 :

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro de la combinaison
A L'E.L.U	$1,35G + 1,6(A(l) + ST)$	1
	$1,35G + 1,6(B_C + ST)$	2
	$1,35 G + 1,6 (St + Bt)$	3
	$1,35G + 1,5M_{C120}$	4
	$1,35G + 1,5D_{240}$	5
A L'E.L.S	$G + 1,2(A(l) + ST)$	6
	$G + 1,2(B_C + ST)$	7
	$G + 1,2(Bt + ST)$	8
	$G + MC120$	9
	$G + D240$	10
	$G + 1,2(A(l) + ST) + 0,5 \Delta T$	11
	$G + 1,2(BC + ST) + 0,5 \Delta T$	12
	$G + MC120 + 0,5 \Delta T$	13
	$G + D240 + 0,5 \Delta T$	14

Tableau VIII.1 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.

G : charges permanentes.

A(l) : système de charge A défini dans le fascicule 61 titre II.

Bc, Bt : système de charges B défini dans le fascicule 61 titre II.

Mc120 : charges militaires ; système de charges M définies dans le fascicule 61 titre II.

D240 : convoi exceptionnel.

V Résultat des calculs

Nous donnons ci-dessous quelques diagrammes des efforts obtenus par le logiciel :

Voussoir près de la pile : sous la combinaison ELU4 ($1,35 G + 1,6 St + 1,6 Bt$).

Voussoir à la clé : sous la combinaison ELU2 ($1,35 G + 1,6 St + 1,6 Bc$).

a) Voussoir près de la pile

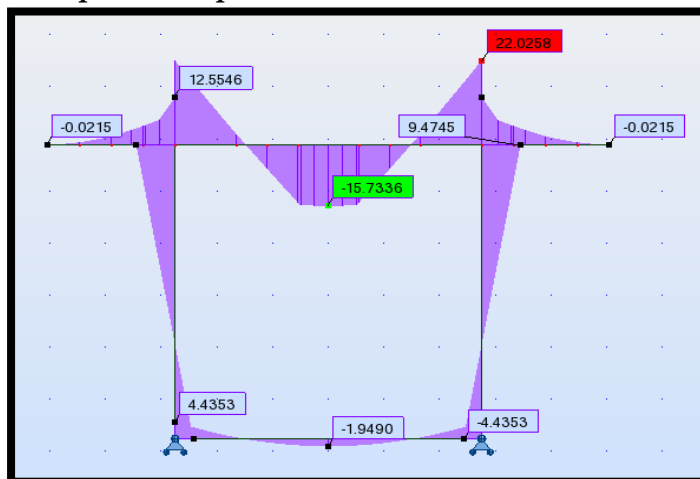


Figure VIII.4 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison ELU4.

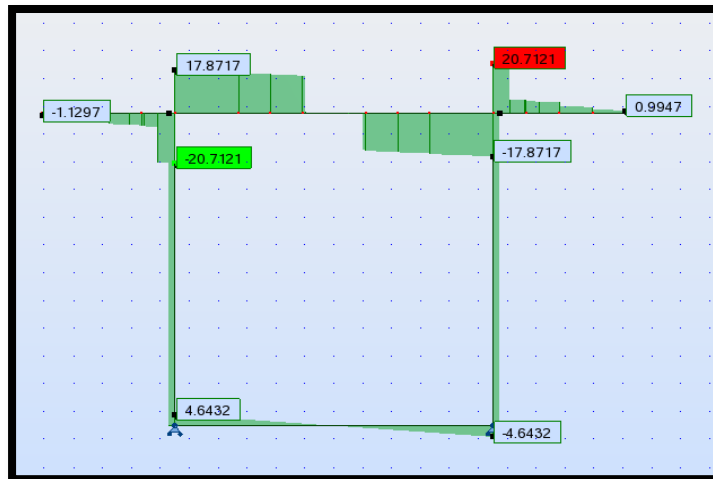


Figure VIII.5 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison ELU4.

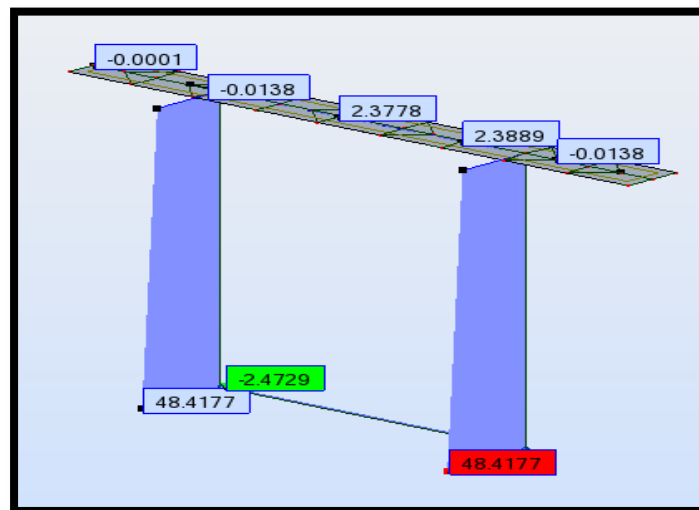


Figure VIII.6 : Diagramme des efforts normaux sous la combinaison ELU4.

b) Voussoir à la clé

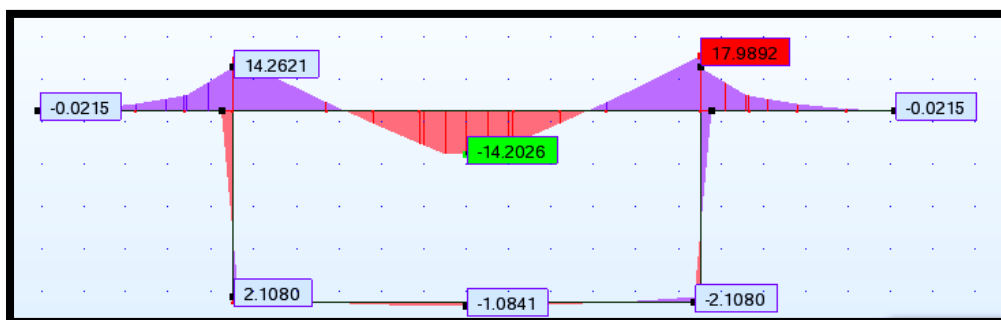


Figure VIII.7 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison ELU2.

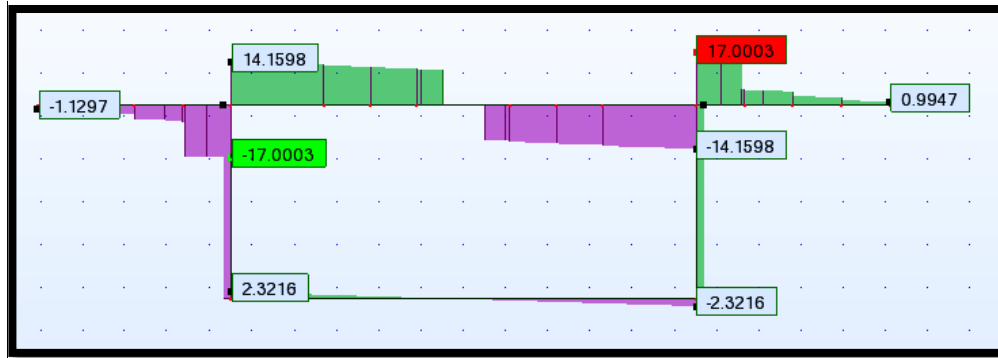


Figure VIII.8 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison ELU2.

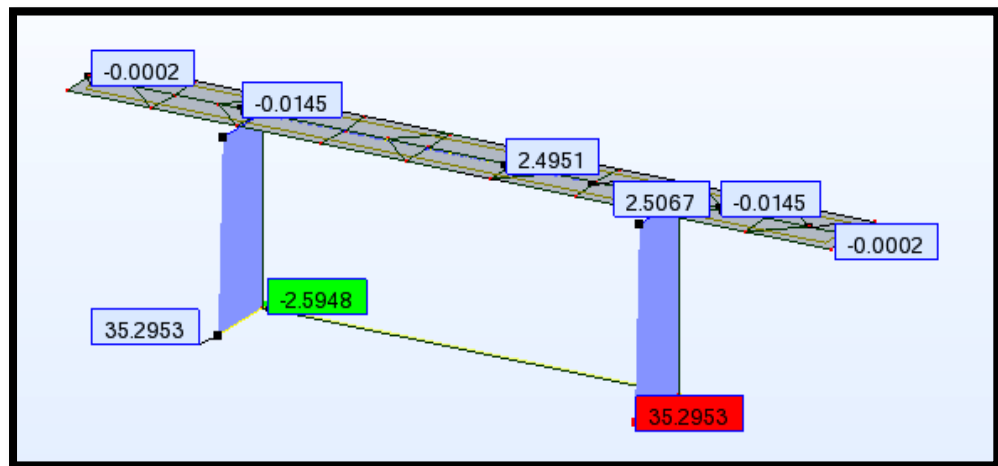


Figure VIII.9 : Diagramme des efforts normaux sous la combinaison ELU2.

VI Ferrailage des voussoirs

Le calcul du ferrailage se fera à l'aide du logiciel BAELR, qui permet de calculer des sections rectangulaires en béton armé soumise à la flexion simple ou composée. Le programme a été développé par SOCOTEC. Le logiciel permet :

- Le calcul des sections d'aciers selon les règles BAEL 91 à l'état limite ultime.
- Vérification des contraintes à l'état limite de service.
- Vérification de la condition de non fragilité du béton.

Les voussoirs sont subdivisés en quatre éléments : les âmes verticales, les consoles, hourdis supérieur et hourdis inférieur.

La détermination des armatures est faite à L'ELU et vérifiée à L'ELS pour chacun des éléments constituant le voussoir.

VI.1 Les données du problème

- Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 35$ MPa.
- Résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7$ MPa.
- Limite élastiques des aciers : $f_e = 400$ MPa.
- Enrobage des armatures $c = c' = 5$ cm.

- Coefficient de fissuration $\eta = 1,6$.
- ELS d'ouverture des fissures:
Fissuration préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_c; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 228,63 \text{ MPa}$.
- ELS d'écrasement du béton :
Contrainte limite admissible de compression : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$.
- Dimensions des sections :

Voussoir près de la pile :

	Hourdis supérieur	Hourdis inférieur	console	âme
Largeur (b) (m)	1	1	1	1
Hauteur (h) (m)	0,25	0,25	0,25	0,50

Tableau VIII.2 : Dimensions des sections des éléments du voussoir sur pile.

Voussoir à la clé :

	Hourdis supérieur	Hourdis inférieur	console	âme
Largeur (b) (m)	1	1	1	1
Hauteur (h) (m)	0,25	0,50	0,25	0,50

Tableau VIII.3 : Dimensions des sections des éléments du voussoir à la clé.

VI.2 Ferrailage du voussoir près de la pile

a) Ferrailage du hourdis supérieur

Le hourdis supérieur travaille en flexion simple.

		Moment (kn.m)	Ferrailage				vérification
			Transversal		longitudinale		
			A_s (cm ²)	A_i (cm ²)	A_s (cm ²)	A_i (cm ²)	
Mu max	Sur appui	-220,258	12,75	0,00	38,27	0,00	NON
	Mi travée	157,336	0,00	8,52	0,00	25,56	NON
Ms max	Sur appui	-164,946	14,90	0,00	44,71	0,00	OK
	Mi travée	117,940	0,00	16,08	0,00	48,25	OK
Section d'acier			14,90	16,08	44,71	48,25	
Ferrailage adopté			6HA20	6HA20	6HA32	6 HA 32	
Espacement (cm)			15	15	15	15	

Tableau VIII.4 : Ferrailage du hourdis supérieur.

b) Ferrailage du hourdis inferieur

Le hourdis inferieur travaille en flexion simple.

		Moment (kn.m)	Ferrailage				vérification
			Transversal		longitudinale		
			A_s (cm ²)	A_i (cm ²)	A_s (cm ²)	A_i (cm ²)	
Mu max	Sur appui	-44,353	0,95	0,00	2,85	0,00	NON
	Mi travée	43,576	0,00	2,15	0,00	6,45	NON
Ms max	Sur appui	-33,333	3,01	0,00	9,03	0,00	OK
	Mi travée	32,263	0,00	2,91	0,00	8,74	OK
Section d'acier			3,92	2,91	9,03	8,74	
Ferrailage adopté			5HA10	5HA10	6HA14	6HA14	
Espacement (cm)			20	20	15	15	

Tableau VIII.5 : Ferrailage du hourdis inferieur.

c) Ferrailage des consoles

Les consoles travaillent en flexion simple.

		Moment (kn.m)	Ferrailage				vérification
			Transversal		longitudinale		
			A_s (cm ²)	A_i (cm ²)	A_s (cm ²)	A_i (cm ²)	
Mu max		-142,621	7,62	0,00	22,86	0,00	NON
Ms max		-106,371	9,61	0,00	28,83	0,00	OK
Section d'acier			9,61	0,00	28,83	0,00	
Ferrailage adopté			7HA14	7HA14	6HA32	6HA25	
Espacement (cm)			14	14	15	15	

Tableau VIII.6 : Ferrailage des consoles.

d) Ferrailage des âmes

Les âmes travaillent en flexion composée.

		Valeur	Ferrailage				vérification
			Transversal		longitudinale		
Effort			A_s (cm ²)	A_i (cm ²)	A_s (cm ²)	A_i (cm ²)	
Mu max (kn.m)		-94,745	4,59	0,00	13,77	0,00	NON
Nu max (kn)		-484,177					
Ms max (kn.m)		-71,406	5,36	0,00	16,08	0,00	OK
Ns max (kn)		-361,499					
Section d'acier			5,36	5,36	16,08	16,08	
Ferrailage adopté			5HA14	5HA14	6HA20	6HA20	
Espacement (cm)			20	20	15	15	

Tableau VIII.7 : Ferrailage des âmes.

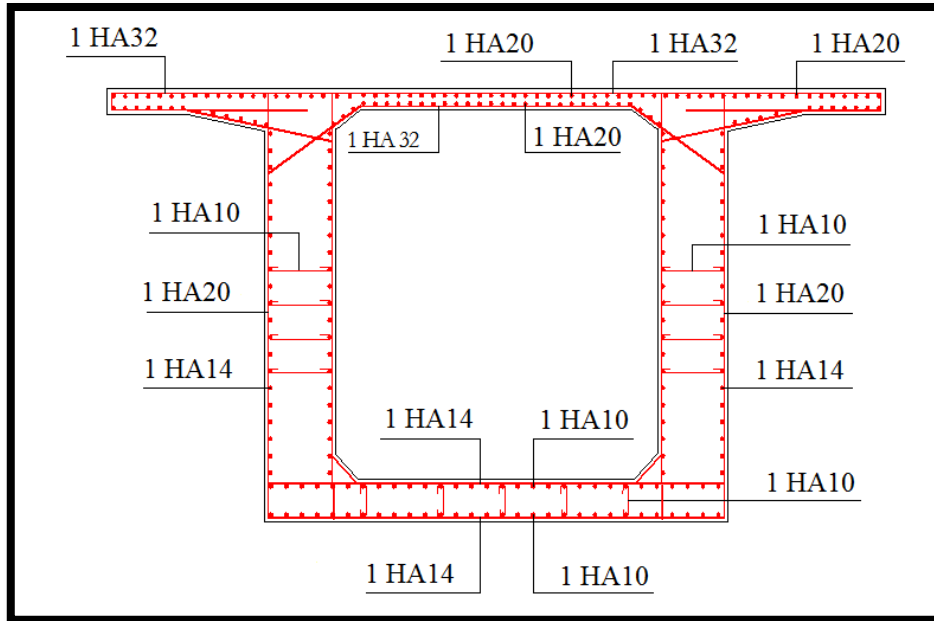


Figure VIII.10 : Ferrailage du voussoir près de la pile.

VI.3 Ferrailage du voussoir à la clé

Le même procédé sera utilisé pour le ferrailage des éléments constituant le voussoir à la clé. Le tableau ci-dessous résume le ferrailage adopté pour chaque élément :

Eléments	Ferrailage				Espacement (cm)			
	Transversal		Longitudinale		Transversal		Longitudinale	
	F.inférieur	F.supérieur	F.inférieur	F.supérieur	F.inf	F.sup	F.inf	F.sup
Hourdis sup	7HA20	7HA20	4HA32	6HA32	15	15	25	15
Hourdis inf	5HA10	5HA10	4HA14	4HA12	20	20	25	25
Consoles	7HA20	7HA20	6HA25	6HA32	15	15	15	15
Ames	5HA16	5HA16	6HA25	6HA25	20	20	15	15

Tableau VIII.8 : Ferrailage du voussoir à la clé.

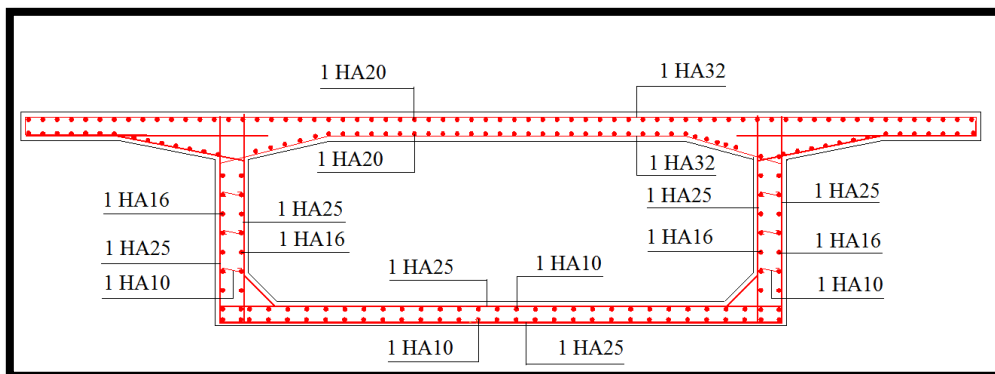


Figure VIII.11 : Ferrailage du voussoir à la clé.

VII Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad (\text{BAEL91})$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL 91})$$

$$\bar{\tau} = 3,5 \text{ MPa.}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement ultime.

$\bar{\tau}$: contrainte de cisaillement admissible.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile.

f_{c28} : résistance du béton à la compression à 28 jours égale à 35 MPa.

γ_b : coefficient de sécurité égale à 1,5.

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux suivant :

a) Voussoir près de la pile

Section	b (cm)	d (cm)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Hourdis supérieur	100	20	178,717	0,893	3,5	OK
Hourdis inférieur	100	45	46,432	0,103	3,5	OK
Console	100	20	207,121	1,035	3,5	OK
Ame	100	45	24,729	0,055	3,5	OK

Tableau VIII.9 : Vérification de l'effort tranchant (voussoir sur pile).

b) Voussoir à la clé

Section	b (cm)	d (cm)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Hourdis supérieur	100	20	178,717	0,893	3,5	OK
Hourdis inférieur	100	20	23,216	0,116	3,5	OK
Console	100	20	207,121	1,035	3,5	OK
Ame	100	45	53,209	0,118	3,5	OK

Tableau VIII.10 : Vérification de l'effort tranchant (voussoir à la clé).

VIII Vérification au poinçonnement

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature transversale n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0,045 u_c h \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91})$$

Avec :

Q_u : valeur de la force concentrée en [MN], $Q_u = 0,1 \text{ MN}$.

h : hauteur de la dalle.

u_c : Périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillé moyen de la section.

$$u_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0,20 + 2 \times \frac{0,25}{2} = 0,45 \text{ m.}$$

Donc :

$$Q_u \leq 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \frac{35}{1,5} = 0,118 \text{ MN pour le système } B_r.$$

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

IX Vérification des âmes au flambement

A fin d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élanement λ de celles ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL 91})$$

Avec :

λ : elancement du poteau.

L_f : longueur de flambement.

$$i : \text{ rayon de giration avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,0104}{0,5}} = 0,144.$$

I : moment d'inertie du poteau.

B: section du poteau.

La longueur de flambement L_f est évaluée en fonction de la longueur libre L_0 de l'âme.

$$L_f = 0,5 \times L_0 = 0,5 \times 5,25 = 2,625 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{2,625}{0,144} = 18,18 < 50.$$

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de flambement de l'âme.

CHAPITRE IX



*Vérification de l'effort
tranchant*

I 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.

II Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-après, les actions s'exerçant au niveau de la section se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- Un effort tranchant V
- Une composante verticale de la précontrainte $P \sin(\alpha)$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant V . Le câble incliné relève les charges.

Donc le câble de précontrainte induira un effort tranchant V_p tel que :

$V_p = P \sin \alpha$, 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.

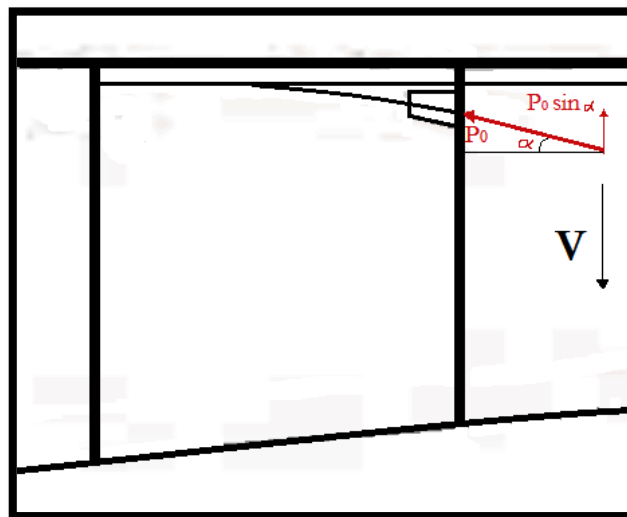


Figure IX.1 : Effort tranchant dans une poutre en béton précontraint.

III Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL)

Notre ouvrage présente une variation parabolique de la hauteur de l'intrados avec l'abscisse.

En respectant un extradors horizontal, l'intrados est donc incliné d'une pente : $\frac{dh}{dx}$

Dans le cas des poutres continues, près des appuis, l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures part suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :

$$V_{\text{resal}} = \sigma_{\text{inf}} \times S_{\text{hi}} \times \sin \beta$$

Avec :

S_{hi} : section du hourdis inférieur.

β : angle d'inclinaison de l'intrados par rapport à l'horizontale.

σ_{inf} : contraintes moyennes de compression dans le hourdis inférieur tel que :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{n_f P_0}{S_{\text{hi}}} + \frac{M}{I} \left(v' - \frac{e_{\text{hi}}}{2} \right)$$

n_f : nombre de câbles de fléau.

P_0 : précontrainte initiale d'un câble.

M : le moment résultant dans la section considérée.

I : inertie de la section du voussoir.

v' : distance entre le CDG de la section du voussoir et sa fibre inférieure.

e_{hi} : épaisseur du hourdis inférieur.

IV Vérification de l'effort tranchant

IV.1 Détermination de l'effort tranchant

L'effort tranchant réduit est donné par la relation suivante :

$$V_r = V_{\text{max}} - P \sin \alpha - V_{\text{resal}}$$

V_{max} : effort tranchant maximal engendré par le poids propre et les surcharges.

$P \sin \alpha$: effort tranchant dû à la précontrainte.

V_{resal} : effet RESAL.

IV.2 Vérification des contraintes de cisaillement

Selon le BPEL, la vérification des contraintes de cisaillement se fait à l'état limite de service, la contrainte de calcul est donnée par la relation suivante :

$$\tau = \frac{V_r}{Z \cdot b_n}$$

V_r : Effort tranchant réduit.

Z : Bras de levier tel que $Z = \frac{I}{S}$ avec :

S : moment statique par rapport à l'axe passant par le CDG de la partie de la section située en dessous du CDG de la section du voussoir.

b_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et du diamètre des câbles qui traversent cette âme.

On doit vérifier la condition suivante : $\tau < \bar{\tau}$

La contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$ est donnée par l'expression de CHALOS et BETEILLE :

$$\bar{\tau}_b^2 = \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_b} (\bar{\sigma}'_b - \sigma'_b)(\bar{\sigma}_b + \sigma'_b)$$

Avec :

$$\bar{\sigma}'_b = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 (0,7 + (6/100)) f_{c28} = 1,68 \text{ MPa.}$$

$$\sigma'_b = \frac{n_f P_0}{A} \text{ tel que :}$$

A : section du voussoir.

n_f : nombre de câbles de fléau.

P_0 : précontrainte initiale d'un câble.

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

a) Travée intermédiaire

voussoir	M (MN.m)	V_{\max} (MN)	V_p (MN)	V_{RESAL} (MN)	V_r (MN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	vérification
1/2 vsp	-179,879	17,586	0,000	0,000	17,586	3,032	4,193	OK
V1	-119,720	15,680	12,038	6,126	2,485	0,571	3,040	OK
V2	-84,222	14,043	6,290	4,717	3,034	0,778	2,978	OK
V3	-41,185	12,541	6,780	4,156	1,603	0,463	2,935	OK
V4	-7,583	11,179	6,957	3,203	1,018	0,332	2,931	OK
V5	25,026	9,837	7,608	2,444	0,215	0,079	2,850	OK
V6	60,323	7,817	2,333	2,128	3,354	1,408	2,729	OK
V7	80,413	5,112	7,584	1,443	3,915	1,845	2,664	OK
V8	87,256	1,688	7,640	0,759	6,711	2,391	2,445	OK
V9	85,568	0,000	2,498	0,232	2,731	1,522	2,133	OK

Tableau IX.1 : Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire.

b) Travée de rive

voussoir	M (MN.m)	V_{\max} (MN)	V_p (MN)	V_{RESAL} (MN)	V_r (MN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	vérification
1/2 vsp	33,283	12,546	0,000	0,000	12,546	2,992	3,033	OK
V1	52,125	10,401	12,039	8,981	10,619	2,873	2,975	OK
V2	51,701	8,496	6,291	6,965	4,760	1,440	2,930	OK
V3	58,819	6,859	6,781	5,841	5,763	1,953	2,925	OK
V4	56,503	5,357	6,957	4,291	5,891	2,238	2,841	OK
V5	53,190	3,994	7,608	2,953	6,567	2,691	2,760	OK
V6	52,889	2,653	2,334	2,138	1,819	0,859	2,656	OK
V7	45,054	1,400	7,584	1,161	7,345	2,119	2,439	OK
V8	34,237	0,231	7,640	0,436	7,845	2,020	2,130	OK
V9	23,214	0,888	2,499	0,089	1,700	0,971	1,929	OK

Tableau IX.2 : Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée de rive.

CHAPITRE X



Equipements de pont

I Introduction

Les équipements représentent l'ensemble des dispositifs dont le but est de rendre le tablier d'un pont capable d'assurer sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers et d'assurer la durabilité de l'ouvrage. On distingue :

- ✓ Les appareils d'appui.
- ✓ Le revêtement du tablier.
- ✓ Les trottoirs.
- ✓ Les dispositifs de retenues.
- ✓ Les joints de chaussées.
- ✓ Les systèmes d'évacuation des eaux.
- ✓ Les corniches.
- ✓ La dalle de transition.

Autres équipements divers (l'éclairage, la signalisation, les écrans acoustiques, les dispositifs de visite).

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements remplissent un certain nombre de fonctions dont on cite :

- La sécurité (bordures des trottoirs, dispositifs de retenues, grilles).
- La protection et la maintenance des éléments structuraux (étanchéité, évacuation des eaux).
- Le bon fonctionnement de la structure (appareils d'appui et joints de chaussées).
- Le confort de la chaussée (dalle de transition, joint de chaussée).
- L'esthétique (corniche et garde-corps).
- La possibilité de visite et d'entretien du pont (échelles, portes, passerelles).

Ainsi, les équipements interviennent dans la conception d'un ouvrage (élargissement dû à l'existence des dispositifs de retenue), dans son dimensionnement (prise en compte du poids propre des éléments de la superstructure), dans sa fonction et dans sa durée de vie (fonctionnement correct et protection de la structure).

Les équipements peuvent subir une usure accidentelle (dispositif de retenue) ou normale (corrosion). C'est pourquoi, ils sont souvent l'objet d'un entretien ou même d'un remplacement. Par conséquent, ils doivent être conçus de manière à pouvoir les réparer ou les changer facilement.

II Les appareils d'appui

Le tablier repose sur les appuis (piles et culées) à travers les appareils d'appui qui lui transmettent les efforts verticaux et horizontaux.

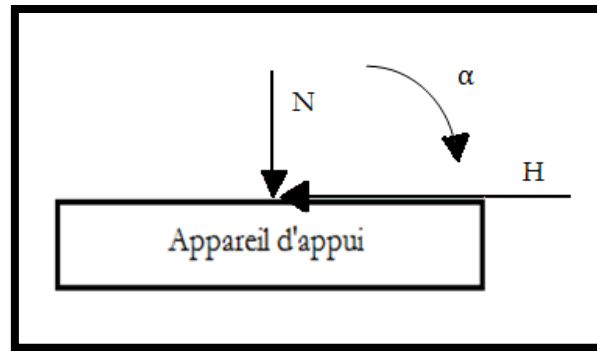


Figure X.1 : Sollicitations appliquées sur l'appareil d'appui.

N : Efforts Normaux provenant des efforts verticaux (poids propre et surcharges).

H : Efforts Horizontaux provenant des efforts de freinage, de retrait (et fluage), de dilatation thermique et de la rotation aux appuis.

α : Rotation dûe à la pose et aux surcharges.

Les appareils d'appui jouent un rôle structural assez important. De nos jours, certains ne les considèrent plus comme un équipement même un élément principal de la structure tel que les appuis ou les fondations. Le dimensionnement des appareils d'appui nécessite une étude assez complexe puisque les appareils d'appui sont souvent associés aux appuis et aux fondations (notamment en ce qui concerne la répartition des efforts horizontaux sur les appuis).

II.1 Rôle des appareils d'appui

Principalement leur rôle est de :

- Transmettre les actions verticales dûes à la charge permanente et aux charges d'exploitation routière.
- Permettre les mouvements de rotation (effets des charges et des déformations différées du béton).
- Permettre les déplacements relatifs entre les deux parties suite aux effets de variations de longueurs de l'ouvrage (effet thermique, retrait, fluage, freinage, ...).

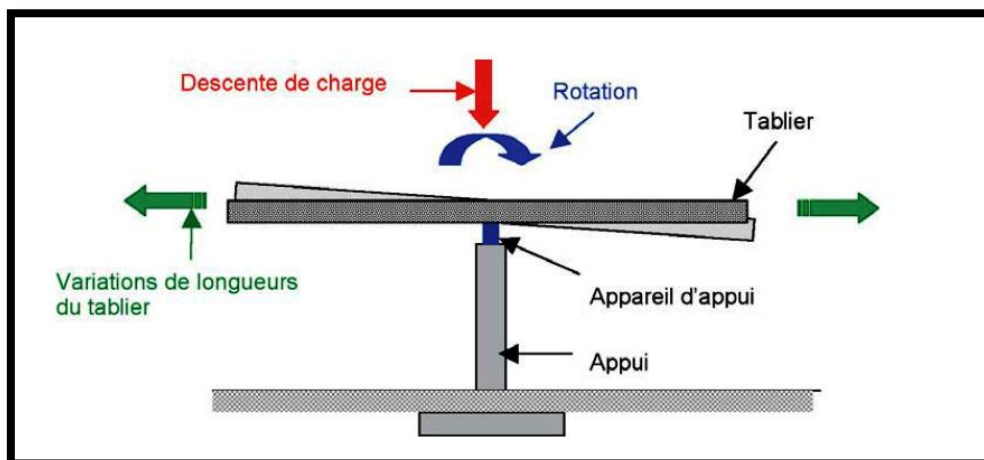


Figure X.2 : Fonction d'un appareil d'appui.

II.2 Types d'appareils d'appuis

On distingue quatre types d'appareils d'appui :

- Les appareils d'appui en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

II.3 Les appareils d'appuis en élastomère fretté

II.3.1 Définition

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation . L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

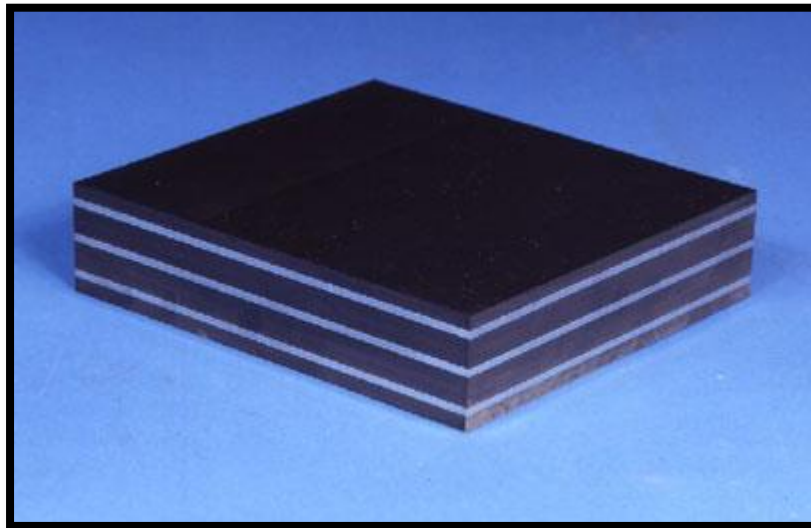


Figure X.3 : Appareil d'appui en élastomère fretté.

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 ainsi que les translations de la structure.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

Le matériau de base est obtenu en faisant subir une série de transformations au matériau brut malaxé avec différentes charges, inertes ou renforçantes. Après traitement, le produit se présente 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.3.2 Constitution

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont définies sur la figure suivante :

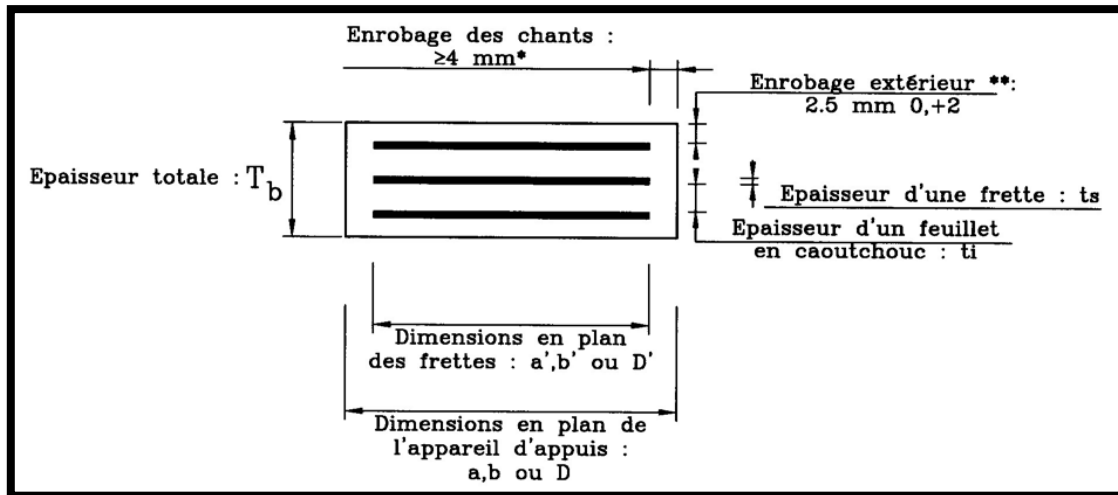


Figure X.4 : Constitution type d'un appareil d'appui de type B.

II.3.3 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.3.4 Les frettes en acier

Elles sont systématiquement en acier S 235⁷ ou d'un acier présentant un allongement minimal à la rupture équivalent. L'épaisseur des frettes ne pourra, en aucun cas, être inférieure à 2 mm.

II.3.5 Définition géométrique

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B est donnée sur la figure XI.6 dans laquelle a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire, D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire. a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

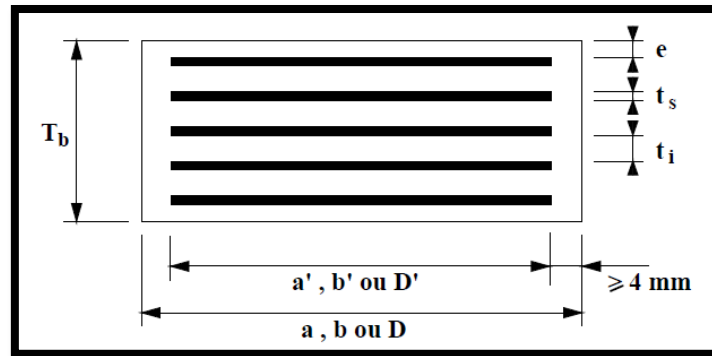


Figure X.5 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

En fonction du nombre n de feuillets intermédiaires, on définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

Épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui :

$$T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e.$$

Épaisseur nominale totale d'élastomère :

$$T_e = n t_i + 2 e.$$

Épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur :

$$T_q = n t_i + 2 e \quad \text{si } e > 2,5 \text{ mm.}$$

$$T_q = n t_i \quad \text{si } e \leq 2,5 \text{ mm.}$$

En effet, si l'épaisseur nominale de l'enrobage est supérieure à 2,5 mm, elle doit être prise en compte dans le calcul, en deçà elle est négligée.

Avec :

T_b : Épaisseur totale de l'élastomère.

n : Nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

t_i : Épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

t_s : Épaisseur d'une frette élémentaire.

e : Enrobage.

II.3.6 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.4 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 frottement, qui sont dues

aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

On utilise les appareils d'appui de type B. Ils comportent $n + 1$ frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 mm.

Le dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

- 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.

II.4.1 Réactions dues aux combinaisons du poids propre et surcharges

Les réactions sont calculées à l'ELU à l'aide des combinaisons suivantes :

- ❖ $G + 1,2 (A(L) + ST)$
- ❖ $G + 1,2 (BC + ST)$
- ❖ $G + Mc120$
- ❖ $G + D240$

Le module de déformation transversale G est de 0,8 MPa pour les ponts route.

On considère que $a = b$, l'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes $T = n \times t_f$.

Avec n : nombre de feuillets.

t_f : épaisseur des feuillets.

La réaction sera calculée à l'ELU sous la combinaison la plus défavorable suivante :

$$1,35 G + 1,6 (A(L) + St).$$

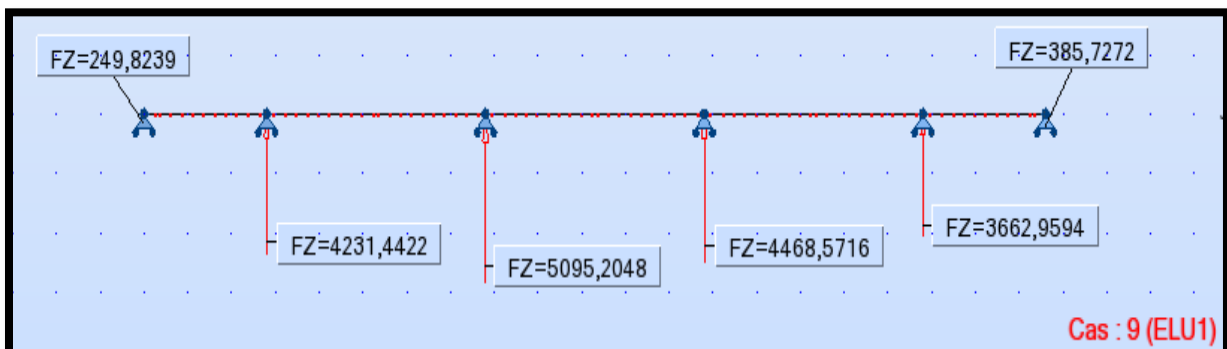


Figure X.6 : Réactions d'appuis.

Pour notre dimensionnement on prend la réaction la plus prépondérante :

$$R_{\max} = 5095,204 \text{ t}$$

Au niveau des piles le nombre d'appareils d'appuis est fixé à quatre d'où la réaction de chaque appui sera égale à :

$$R_{\text{app}} = \frac{R_{\max}}{4} = \frac{5095,204}{4} = 1273,801 \text{ t.}$$

II.4.2 L'aire de l'appareil d'appuis

D'après le SETRA la contrainte de compression ne doit pas dépasser 15 MPa.

$$\sigma_m = \frac{R_{app}}{a \times b} \leq 15 \Rightarrow a \times b \geq \frac{12,73801}{15} = 0,849 \text{ m}^2.$$

On prend $a \times b = 0,900 \text{ m}^2$, d'où les dimensions de l'appareil d'appui suivantes :

$a = 950 \text{ mm}$, et $b = 950 \text{ mm}$, et $t = 15 \text{ mm}$

II.4.3 Comportement sous effort normal

Sous un effort normal F_z , des contraintes de cisaillement τ_N apparaissent au niveau du plan de frettage. les contraintes maximales se développent sur les bords de chaque feuillet comme indiqué sur la figure suivante :

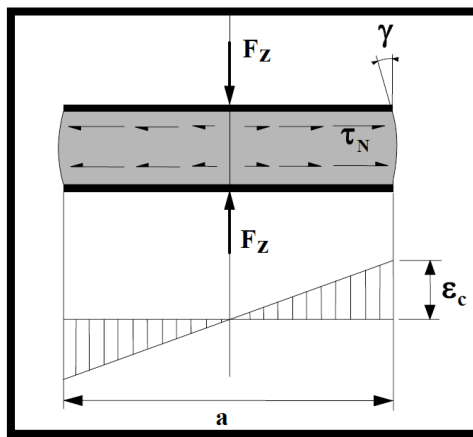


Figure X.7 : Comportement de l'appareil d'appui sous effort normal.

La contrainte maximale de cisaillement est :

$$\tau_N = \frac{3t(a+b)R}{a^2b^2} = \frac{3 \times 15 (950+950) 1273,801 \times 10^4}{8,14 \times 10^{11}} = 1,34 \text{ MPa.}$$

La distorsion maximale est :

$$\epsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1,34}{0,8} = 1,675.$$

II.4.4 Comportement sous effort horizontal

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ϵ_q liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère.

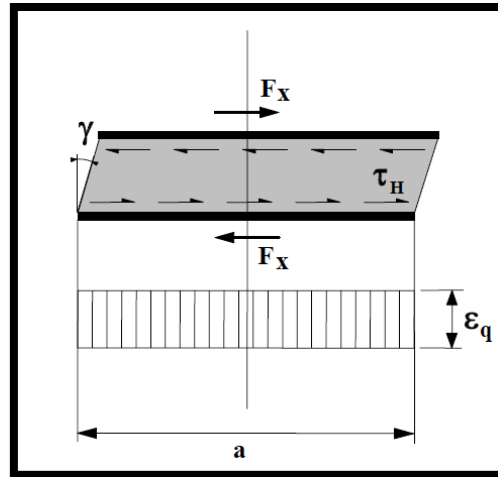


Figure X.8 : Comportement de l'appareil d'appui sous un effort horizontal.

Deux cas se présentent :

a) Sous déformation lente μ_1 (effort horizontal H_1 de dilatation)

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times \mu_1}{T}$$

Tel que $G = 0,8$ MPa module de déformation transversale d'élastomère.

$\mu_1 = 61,8$ mm (Calculé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique).

T : épaisseur nette de l'élastomère tel que $T \geq 2 \mu_1$ (SETRA).

$T \geq 123,6$ mm on prend $T = 150$ mm.

Ce qui nous donne $\tau_{H1} = \frac{0,8 \times 61,8}{150} = 0,329$ MPa.

$$\text{Tg } \gamma = \epsilon_q = \frac{\mu_1}{T} = \frac{61,8}{150} = 0,412.$$

b) Sous effort dynamique H_2 (freinage) engendre la distorsion μ_2

- Freinage de Bc

D'après le fascicule titre II, parmi les camions que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner :

Donc $H_2 = 30$ t.

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{G \times \mu_2}{T}$$

Donc $\tau_{H2} = \frac{30 \times 10^4}{950 \times 950} = 0,332$ MPa.

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0,329 + \frac{0,332}{2} = 0,495 \text{ MPa.}$$

II.4.5 Comportement sous une rotation d'axe horizontal

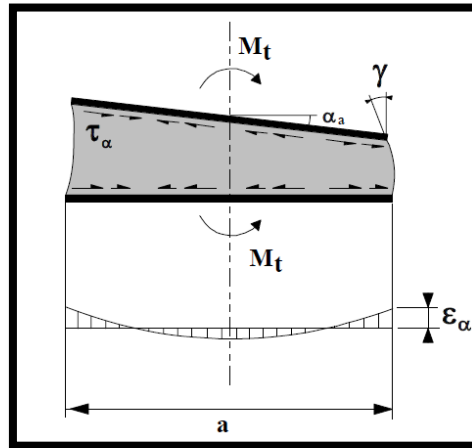


Figure X.9 : Comportement de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal.

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{T} \right)^2 \times \alpha_T$$

Avec : $\alpha_T = \alpha + \alpha_0$

α : rotation permise par le joint de chaussée, égale à 0,02 rad.

$\alpha_0 = 0,003$ (pour les tabliers en béton coulé en place).

$\alpha_T = 0,02 + 0,003 = 0,023$ rad.

$$\text{Donc : } \tau_{\alpha T} = \frac{0,8}{2} \times \left(\frac{950}{150} \right)^2 \times 0,023 = 0,37 \text{ MPa.}$$

III Vérifications du dimensionnement

III.1 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 : $1,34 + 0,495 + 0,37 = 2,205 \text{ MPa} \leq 5 \times 0,8 = 4 \text{ MPa}$

Condition vérifiée.

2^{ème} condition : $0,329 \text{ MPa} \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ MPa}$

Condition vérifiée.

3^{ème} condition : $0,495 \text{ MPa} \leq 0,7 \times 0,8 = 0,56 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

4^{ème} condition : $0,37 \text{ MPa} \leq 1,34 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III.2 Condition de non cheminement et non glissement

On doit vérifier que :

- 1) $\sigma_m \min = \frac{N}{ab} \geq 2 \text{ MPa}$.
- 2) $H \leq f \times N$.

Avec :

N : valeur minimale de l'effort normal.

f : coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure tel que :

$$f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{0,6}{14,11} = 0,142.$$

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) \cdot ab = (0,329 + 0,332) \times 950 \times 950 = 596552,5 \text{ N}.$$

Donc :

$$1) \sigma_m \min = \frac{249,823 \times 10^4}{950 \times 950} = 2,76 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$2) f \times N = 0,142 \times 3662,959 \times 10^4 = 5211331,84 \geq H. \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.3 Condition de non-flambement

On doit vérifier la condition : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$

$$\frac{a}{10} = 95 \text{ mm} ; \frac{a}{5} = 190 \text{ mm} \text{ et } T = 150 \text{ mm}.$$

Donc : $95 \leq 150 \leq 190$. Condition vérifiée.

III.4 Condition de non-soulèvement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\text{Avec } \beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)}$$

$$\beta = \frac{950 \times 950}{2 \times 15 (950 + 950)} = 15,83.$$

$$\text{Donc : } \alpha_T = \frac{3}{15} \times \frac{150^2}{950^2} \times \frac{14,11}{0,8} = 0,087 \text{ rad} \geq 0,023 \text{ rad.}$$

Donc la condition de non-soulèvement est vérifiée.

III.5 Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad \text{et } t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

$\sigma_e = 245 \text{ MPa}$ pour l'acier inox.

$$t_s \geq \frac{950}{15,83} \times \frac{14,11}{245} = 3,45 \text{ mm et } t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

On prend $t_s = 4 \text{ mm}$.

Donc la hauteur totale de l'appareil d'appui est égale à :

$$T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$$

N : nombre de feuillets d'élastomère d'épaisseur t_i égale à 9.

t_i : épaisseur d'un feuillet d'élastomère égale à 15 mm.

t_s : épaisseur d'une frette égale à 4 mm.

e : enrobage égale à $t_i/2 = 7,5 \text{ mm}$ en prend $e = 8 \text{ mm}$.

Donc :

$$T_b = 9 (15 + 4) + 4 + 2 \times 8 = 191 \text{ mm. On opte pour } T_b = 200 \text{ mm.}$$

Donc on opte pour un appareil d'appui ayant les dimensions suivantes :

$a = b = 950 \text{ mm}$ avec une hauteur $T_b = 200 \text{ mm}$ et 9 élastomères.

IV Les dés d'appuis

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

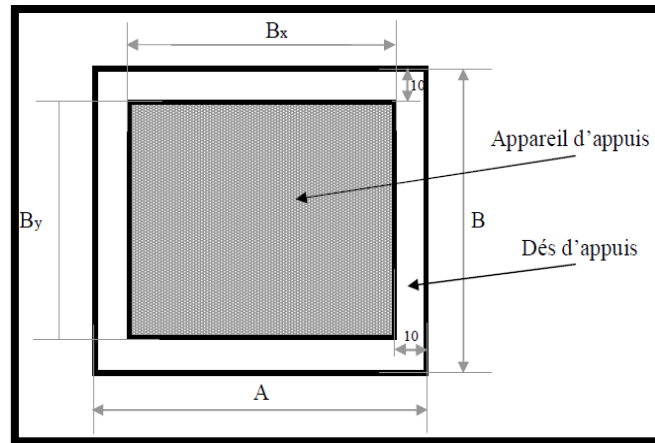


Figure X.10 : Dimensions du dé d'appuis.

IV.1 Les dimensions de dés d'appuis

$$A = B_x + 200 = 950 + 200 = 1150 \text{ mm.}$$

$$B = B_y + 200 = 950 + 200 = 1150 \text{ mm.}$$

$$B_0 = A \times B = 1,15 \times 1,15 = 1,32 \text{ m}^2.$$

$$P_0 = 2 (A + B) = 2 (1,15 + 1,15) = 4,6 \text{ m.}$$

$$h = \frac{2 \times B_0}{P_0} = \frac{2 \times 1,32}{4,6} = 0,57 \text{ m.}$$

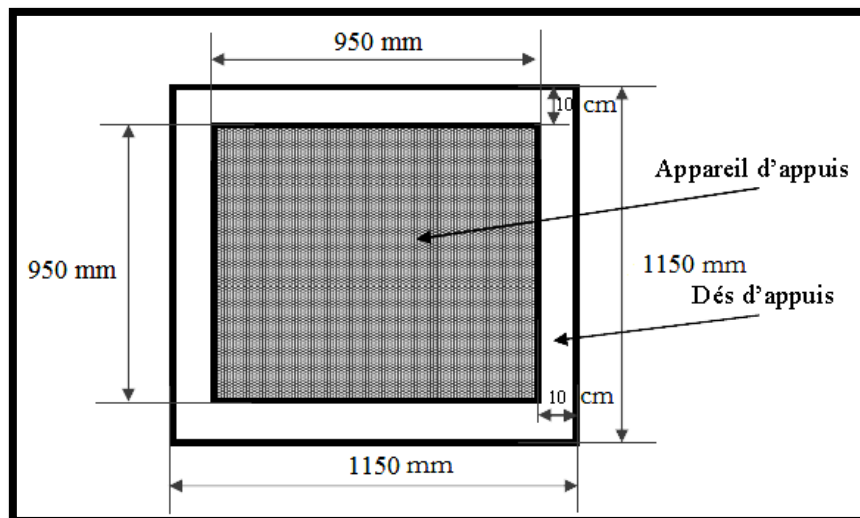


Figure X.11 : Dimensions en plan du dé d'appuis.

IV.2 Ferrailage des dés d'appuis

La section de frettage doit reprendre un effort égal à $0,04 R_{\max}$

$$A_c = \frac{0,04 R_{\max}}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec :

$$R_{\max} = 1273,801 \text{ t.}$$

$$\bar{\sigma}_s = (2/3) \times f_e = 266,66 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$A = \frac{0,04 \times 1273,801 \times 100}{266,66} = 19,11 \text{ cm}^2.$$

Soit : 7HA20.

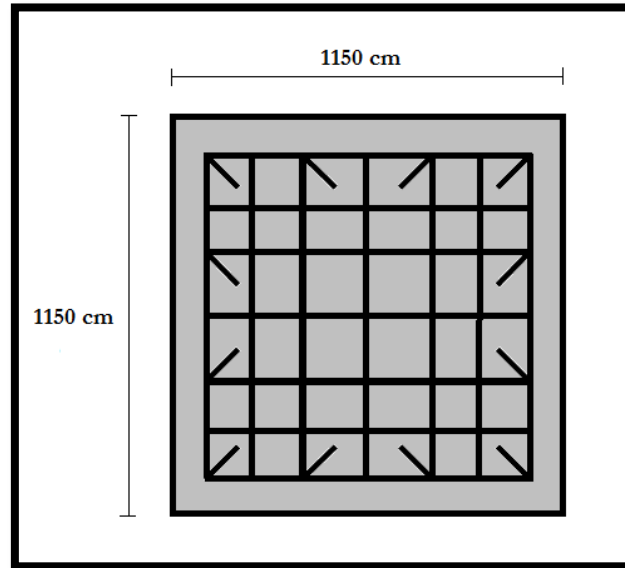


Figure X.12 : Ferrailage du dé d'appui.

V Joint de chaussée

V.1 Définition

Un tablier subit des variations longitudinales dues à la variation de la température, au déplacement ou déformation par les charges d'exploitation, au retrait pour les ouvrages en béton et au fluage pour les ouvrages en béton précontraint. Souvent, ces effets ont été estimés lors de calcul des appareils d'appui. Posé sur les appareils d'appui, le tablier est librement dilatable à travers un jeu aménagé pour cet effet. Ce jeu est ensuite couvert par un joint de chaussée dont le rôle est le confort et la sécurité des véhicules. Le joint est dimensionné tout d'abord par son souffle (ouverture). Pour un ouvrage monolithique, les déplacements par travée sont cumulés jusqu'au joint.

Ainsi, le rôle des joints de chaussées est d'assurer la continuité de la chaussée et du trottoir et à faire oublier aux usagers l'espace vide séparant les différentes parties.

Dans la plus part des cas, 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 par jour.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules par jour.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.

Pour le cas de notre projet, on estime un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules par jour, alors on utilise des joints de chaussée lourds.

Pour remplir ce rôle sur le plan esthétique et confort les joints doivent présenter les qualités suivantes :

-Confort et esthétique

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelque soit l'importance de l'hiatus.
- Absence de bruits et vibrations.

- Résistance

- Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant du bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

-Etanche

- En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage et aussi à une bonne évacuation des eaux.

-Fiable

- La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.



Figure X.13 : Joint de chaussée.

V.2 Calcul du souffle des joints

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle de ces derniers. Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et le fluage.

a) Rotation d'extrémité sous chargement

La rotation de l'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée 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.

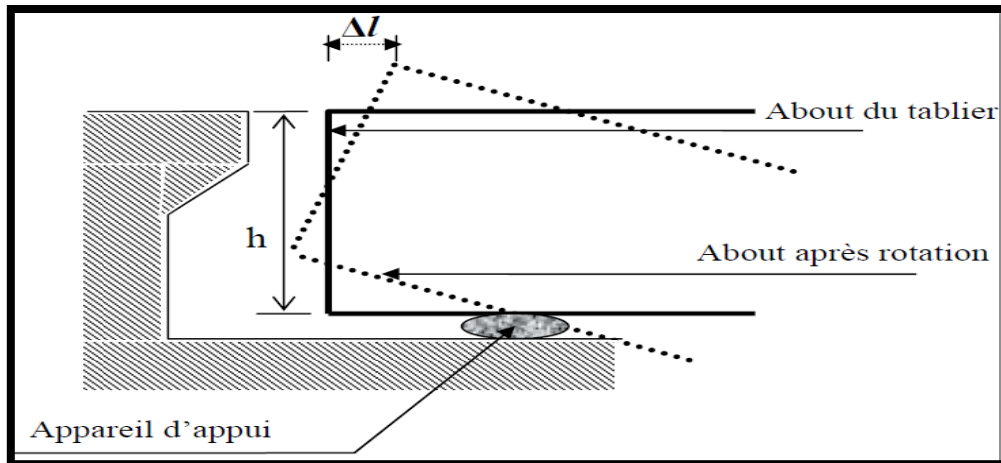


Figure X.14 : Rotation d'extrémité sous chargement.

b) Dilatation thermique

- Effet de la température $\Delta T > 0$: raccourcissement relatif est calculé comme suit :

$$\Delta L = (L/2) \times \lambda \times \Delta T$$

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 = $+30^\circ\text{C}$.

Donc : $\Delta L = 412/2 \times 10^{-5} \times 30 = 6,18 \text{ cm}$.

- Effet de la température $\Delta T < 0$: dans ce cas $\Delta T = -10^\circ\text{C}$.
 $\Delta L = 412/2 \times 10^{-5} \times (-10) = -2,06 \text{ cm}$.

c) Retrait

$$\Delta L = \varepsilon_r \times L/2$$

ε_r : déformation relative dûe au retrait égale à 2.10^{-4} en climat humide selon BPEL91.

$$\Delta L = 2.10^{-4} \times 206 = -4,12 \text{ cm}$$

d) Fluage :

Les raccourcissements dûs au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées. On prend en première approximation :

$$\frac{\Delta L}{\frac{L}{2}} = k_{fl} \times 10^{-4}$$

k_{fl} : Coefficient du fluage à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b , il vaut de 2 à 3.

$$\text{Donc } \frac{\Delta L}{\frac{L}{2}} = 3 \times 10^{-4} = 6,18 \text{ cm}$$

Donc : le souffle total sous les phénomènes précédents égal à :

$$W = 5 + 6,18 - 2,06 - 4,12 + 6,18 = 11,18 \text{ cm}$$

On doit vérifier la condition suivante afin d'éviter le risque de cisaillement de l'appareil :

$$W \leq h_{\text{appareil d'appui}} \Rightarrow 11,18 < 15 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.3 Choix du type du joint de chaussée

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide du catalogue des joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 11,18 cm il faut considérer la famille des joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.

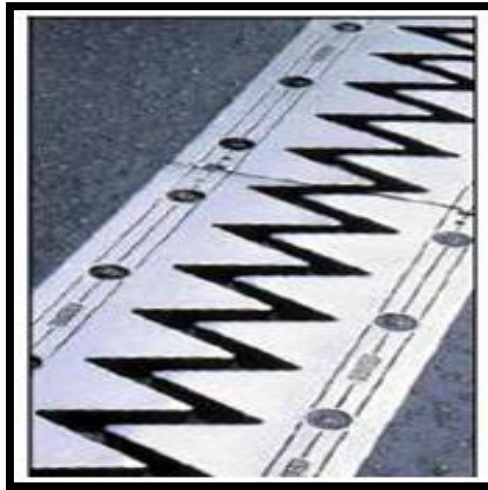


Figure X.15 : Joint du type Wd (souffle moyen).

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	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Tableau X.1 : Différents modèles des joints Wd.

Type	A _{min}	A _{max}	B _{min}	B _{max}	C _{min}	C _{max}	D _{min}	D _{max}	H	E	L	F	P(KN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

Tableau X.2 : 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 Wd160.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 40 à 150 mm.

VI 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.

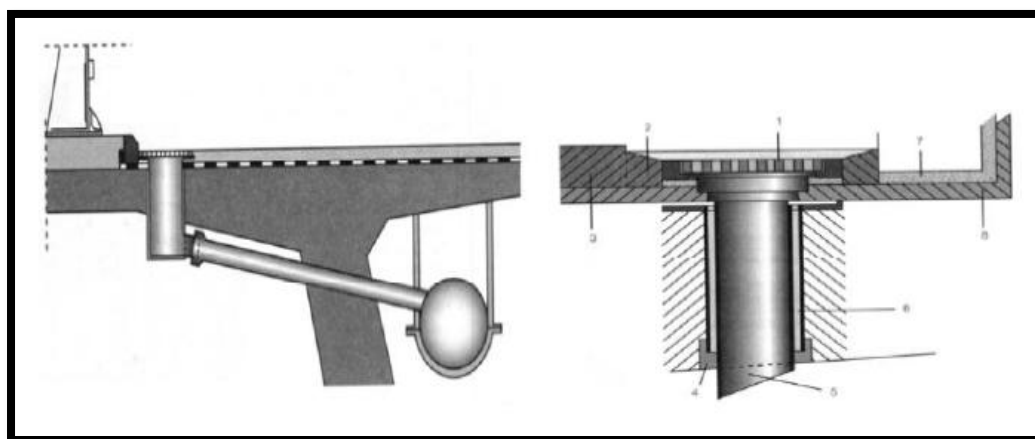


Figure X.16 : Système d'évacuation des eaux.

VII 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 $2,4 \text{ t/m}^3$ avec une variation de $\pm 20\%$ dûe au rechargement ultérieure ou aux irrégularités des extradados du tablier.



Figure X.17 : Revêtement du tablier.

VIII 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.

IX 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 $2,5 \text{ t/m}^3$ (selon la compacité). La couche de roulement présente un 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 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.18 : Corniches préfabriquées sur chantier.

XI 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.

XI.1 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.

XI.2 Les glissières

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

XIII 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

I Définition

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

II Choix du type de la pile

La conception des piles est conditionnée par les paramètres suivants :

- La hauteur de la brèche à franchir.
- Le type du tablier et l'importance des efforts transmis.
- Le mode de liaison.
- Les problèmes d'implantation au sol (biais).
- Les critères d'esthétique.

Pour notre ouvrage, on a opté pour des piles type voile (chaque pile est constituée de 2 voiles) car ce modèle pose moins de problèmes pour la mise en œuvre (simple pour l'exécution du coffrage et ferrailage), et offre aux piles une rigidité adéquate.

III Pré dimensionnement de la pile

Selon le document technique (SETRA – Appuis des tabliers PP 73), l'épaisseur totale des voiles E_t est donnée par :

$$E_t = \max \left(0,5 \text{ m} ; \frac{4H+L}{100} + 0,1\text{m} ; 0,5 \text{ Ht} \right)$$

Tel que :

- H est la hauteur de la pile.
- L : la portée des travées centrales.
- Ht : hauteur du tablier.

On a : $H = 23,83 \text{ m}$, $L = 100 \text{ m}$, $Ht = 6 \text{ m}$.

Donc $E_t = \max (0,5 \text{ m} ; 2,05 \text{ m} ; 3 \text{ m})$

$E_t = 3 \text{ m}$.

Donc l'épaisseur d'un voile : $E = 1,5 \text{ m}$.

IV Evaluation des efforts agissant sur la pile

Pour estimer les efforts nous avons pris la pile la plus élancée dont la hauteur H est de 23,83 m.

Les efforts agissants sur la pile sont :

G : poids propre de la pile.

V : La charge verticale (la réaction d'appui verticale sur la pile)

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.

IV.1 Les combinaisons de charge

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

- Etat Limite de Service (E.L.S) : $G + V + W + FF$
- Etat Limite Ultime (E.L.U) : $1,35(G + V) + 1,5(W + FF)$
- Etat Limite accidentel (E.L.A) : $G + V + Ex$
 $G + V + Ey$

IV.2 Application numérique

- Calcul du poids propre de la pile (G)

Surface de la section $S = 1,5 \times 6 \times 2 = 18 \text{ m}^2$.

Hauteur de la pile $H = 23,83 \text{ m}$.

Donc $G = S \times H \times \gamma_b = 18 \times 23,83 \times 2,5 = 1072,35 \text{ t}$.

- Calcul de la charge verticale V

La réaction verticale d'appui sur la pile : $V = 5095,20 \text{ t}$.

- La charge du vent W

$W = 0,125 \text{ t/m}^2$.

- La force de freinage FF

$FF = 30 \text{ t}$.

- La composante horizontale du séisme suivant l'axe x (Ex)

$Ex = 20 \% G'$ tel que $G' = P_p \text{ travée} + P_p \text{ pile} = 2231,61 + 1072,35 = 3303,96 \text{ t}$.

$Ex = 660,79 \text{ t}$.

- La composante horizontale du séisme suivant l'axe y (Ey)

$Ey = 14 \% G'$

$Ey = 462,55 \text{ t}$.

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le logiciel ROBOT de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

	ELS	ELU	ELA
Effort normal N (t)	6168,14	8326,98	6168,14
Effort tranchant T (t)	58,6	87,89	660,79
Moment fléchissant My (t.m)	1055,62	1583,43	15746,63

Tableau XI.1 : Les sollicitations maximales sur la pile.

V Ferrailage de la pile

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Le calcul du ferrailage se fera à l'aide du logiciel BAELR de SOCOTEC déjà évoqué.

La pile est considérée comme une console encastree dans la semelle de la fondation.

V.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 $\eta = 1,6$.
- ELS d'ouverture des fissures:
Fissuration préjudiciable $\rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 207,31$ MPa.
- ELS d'écrasement du béton :
Contrainte limite admissible de compression : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2$ MPa.
- Prise en compte des dispositions sismiques du RPOA.
- Dimensions de la section :
Largeur $b = 6$ m ; hauteur $h = 1,5$ m.

V.2 Ferrailage longitudinal du voile

Moment fléchissant $M = 1583,43$ t.m.

Effort normal $N = 8326,98$ t.

Le logiciel nous donne une section d'armatures $A_s = 0,00$ cm² (section entièrement comprimée).

- **Condition de non fragilité** : selon le règlement BAEL 91 on a :

$$A_s \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

- $f_{tj} = 2,22$ MPa
- $f_e = 400$ MPa.
- $b = 6$ m.
- $d = 0,9 h = 0,9 \times 1,5 = 1,35$ m.

Donc : $A_s \min \geq 103,39 \text{ cm}^2$.

Soit $2 \times 18 \text{ HA20}$ avec un espacement de 32cm.

Selon le RPOA l'espacement des barres longitudinales ne doit pas excéder 25 cm. Donc on opte pour l'augmentation du nombre de barres.

Soit $2 \times 23 \text{ HA20}$ avec un espacement de 25 cm.

V.3 Ferrailage transversal

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée par le RPOA comme suit :

a) Espacement des armatures

L'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes:

$$St = \min (24\phi_t ; 8\phi_l ; 0,25 d)$$

Avec :

d : hauteur utile,

ϕ_t : diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales.

$$\text{Donc : } St = \min (24 \times 1,4 ; 8 \times 2 ; 0,25 \times 135) = 16 \text{ cm.}$$

b) Section minimale des armatures

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 :

$$A_t \geq \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{St(\text{mm})}{100}$$

Avec :

St : représente l'espacement des armatures transversales en mm,

A_l : est la section totale des armatures longitudinales,

f_{el}, f_{et} : limites élastiques des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$\text{Donc : } A_t \geq \frac{14444 \times 400}{16 \times 400} \times \frac{160}{100} \Rightarrow A_t \geq 14,44 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On opte pour 7 HA16 avec un espacement de 13 cm.

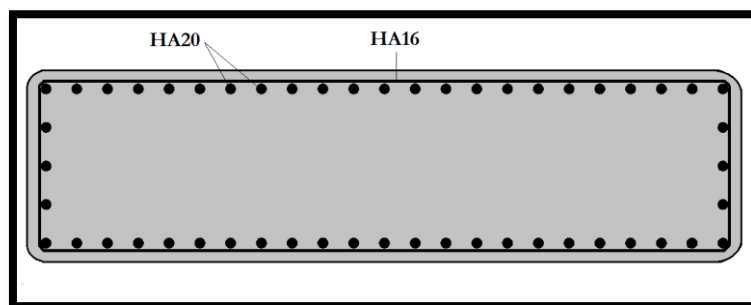


Figure XI.1 : Ferrailage de la pile

IV Les fondations

La fondation est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre à la semelle reposant directement sur le sol, ou par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux ; réunis en tête par la semelle de liaison lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dûes à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

IV.1 Choix du type de fondation

D'après les rapports, géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profonde (pieux forés de 23 m de longueur, de diamètre $\Phi = 1,2$ m et de portance $q = 600t$).

Donc on opte pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

IV.2 Dimensions de la semelle

a) La largeur

$$B = (N-1) l + 2 \Phi = 13,2 \text{ m}$$

Tel que :

N : nombre de files de pieux (4).

l : entraxe des files de pieux, ($l = 3 \Phi = 3,6$ m).

Φ : diamètre des pieux (1,2 m).

b) La longueur

$$L = (n-1) l' + 2 \Phi = 16,8 \text{ m.}$$

Tel que :

n : nombre de pieux par file (5).

l' : entraxe des pieux d'une file ($l' = 3,6$ m).

c) La hauteur

$$H \geq 1/2,5 .$$

On prend : $B = 13,2\text{m}$, $L = 16,8\text{m}$, $H = 2$ m.

IV.3 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 files de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Dans le cas des pieux forés, dont la résistance aux efforts horizontaux mobilise la butée du terrain, il convient d'éviter un nombre impair de files qui conduit à disposer une dans l'axe de l'appui (file intermédiaire très chargée).

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{N_{\max}}{q}$$

Avec :

$N_{\max} = 8326,98 + \text{poids de la semelle.}$

q : portance d'un pieu égale à 600 t.

Poids de la semelle = $13,2 \times 16,8 \times 2 \times 2,5 = 1108,8$ t.

$N_{\max} = 8326,98 + 1108,8 = 9435,78$ t.

Donc :

$$n = \frac{9435,78}{600} = 15,72.$$

Pour des raisons de sécurité, on prend 20 pieux (Soit quatre files de cinq pieux).

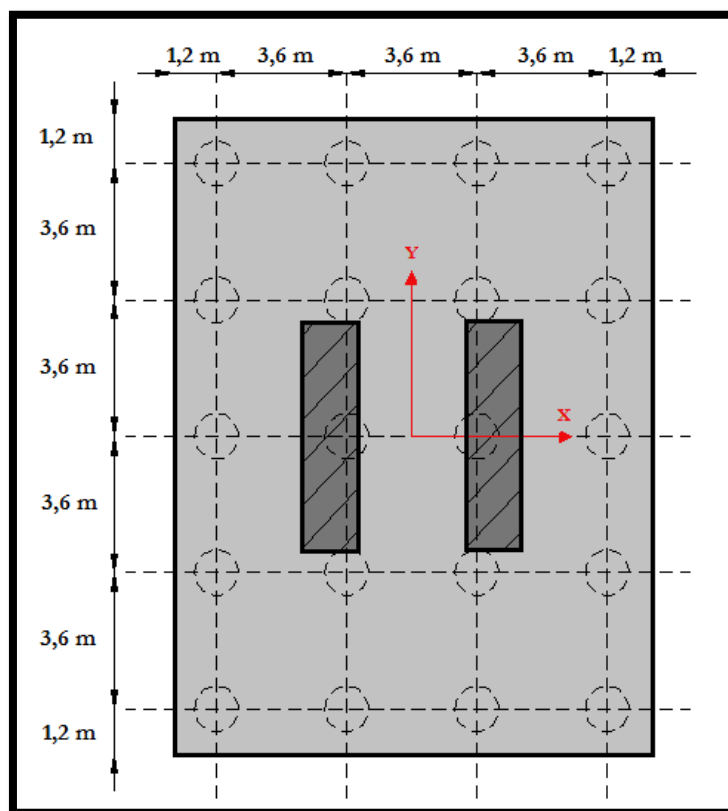


Figure XI.2 : Disposition des pieux au niveau des piles (vue en plan).

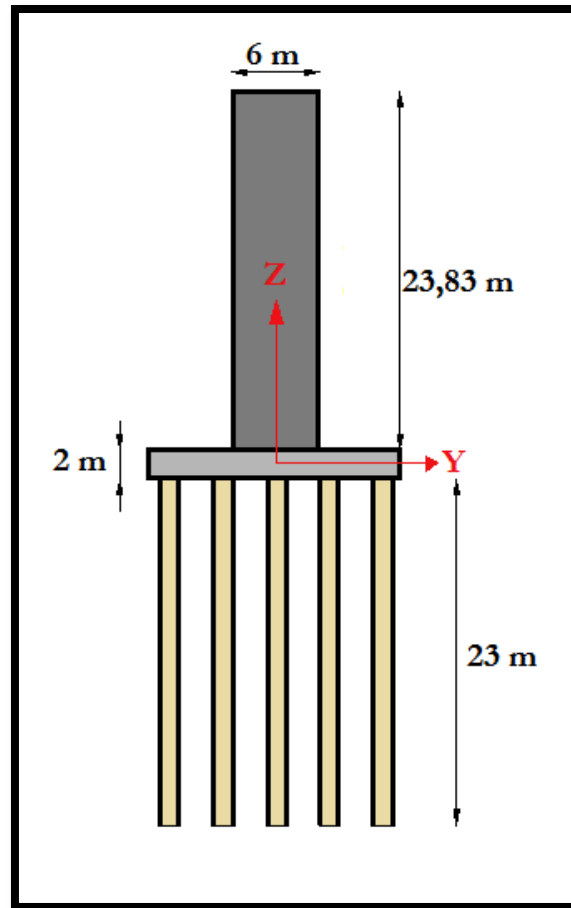


Figure XI.3 : Coupe transversale (pile + semelle de liaison + pieux).

IV.4 Ferrailage des pieux

IV.4.1 Calcul de l'effort normal maximal revenant au pieu

Si x_i et y_i sont les coordonnées d'un pieu, et si l'on a (n) pieux, la charge verticale supportée par ce pieu est donnée par :

$$R_{\max, \min} = \frac{N_{\max}}{n} \pm \frac{M_y \times x_i}{\sum_{j=1}^n (x_j)^2} \pm \frac{M_x \times y_i}{\sum_{j=1}^n (y_j)^2}$$

Avec :

x_i, y_i : coordonnées du pieu.

x_j : distance du pieu j par rapport à l'axe Y.

y_j : distance du pieu j par rapport à l'axe X.

- **Condition normale**

$$N_{\max} = 9345,78 \text{ t}, M_y = 1583,43 \text{ t.m}, M_x = 0 \text{ t.m.}$$

$$R_{\max} = \frac{9435,78}{20} + \frac{1583,43 \times 5,4}{324} = 498,17 \text{ t.}$$

$$R_{\min} = \frac{9435,78}{20} - \frac{1583,43 \times 5,4}{324} = 445,39 \text{ t.}$$

- **Condition sismique**

$$N_{\max} = 6168,14 \text{ t, } M_y = 15746,63 \text{ t.m, } M_x = 0 \text{ t.m.}$$

$$R_{\max} = \frac{6168,14}{20} + \frac{15746,63 \times 5,4}{324} = 570,85 \text{ t.}$$

$$R_{\min} = \frac{6168,14}{20} - \frac{15746,63 \times 5,4}{324} = 45,96 \text{ t.}$$

Vérifications

- 1) $R_{\max} = 570,85 \text{ t} < 600 \text{ t}$ donc la condition de non poinçonnement est vérifiée.
- 2) $R_{\min} = 45,96 \text{ t} > 0$ donc la condition de non soulèvement est vérifiée.

IV.4.2 Calcul du moment maximal au niveau du pieu

La méthode de WARNER permet de calculer les moments fléchissant auxquels le pieu est soumis en différents points.

Le moment fléchissant en tête du pieu est donné par la formule suivante :

$$\bar{M} = \frac{\chi_{0P}}{\chi_{0M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec :

\bar{M} : moment en tête du pieu.

\bar{P} : effort tranchant en tête du pieu.

λ : coefficient d'amortissement du module de WARNER.

χ_{0P} , χ_{0M} : coefficients tirés des abaques de WARNER en fonction de λL .

a) Calcul de λ

Il est donné par la formule suivante :
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u \times b}{4 \times EI}}$$

C_u : module de réaction du sol égale à $4,53 \text{ kg/m}^3$.

b : diamètre du pieu égale à $1,2 \text{ m}$.

E : module d'élasticité du béton égale à 33000 MPa .

I : moment d'inertie de la section du pieu ; $I = \frac{\pi \times D^4}{64} = \frac{3,14 \times (1,2)^4}{64} = 0,1017 \text{ m}^4$.

Donc :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{45,3 \times 1,2}{4 \times 33000 \times 0,1017}} = 0,252.$$

b) Calcul des coefficients $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$

$$\lambda \times L = 0,525 \times 23 = 5,88 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} \lambda \times L = 4 \rightarrow (\chi_{\theta P} = 1,68, \chi_{\theta M} = 1,26) \\ \lambda \times L = 6 \rightarrow (\chi_{\theta P} = 2,09, \chi_{\theta M} = 1,45) \end{cases}$$

Donc pour $\lambda \times L = 5,88$ on trouve : $\chi_{\theta P} = 2,06$ et $\chi_{\theta M} = 1,43$.

c) Calcul de l'effort tranchant en tête du pieu

- Condition normale

$$T = 87,89 \text{ t, donc } \bar{P} = 87,89/20 = 4,39 \text{ t/pieu.}$$

- Condition sismique

$$T = 660,79 \text{ t, donc } \bar{P} = 660,79/20 = 33 \text{ t/pieu.}$$

d) Calcul de \bar{M}

- Condition normale

$$\bar{M} = \frac{2,06}{1,435} \times \frac{4,39}{0,252} = 25 \text{ t.m.}$$

- Condition sismique

$$\bar{M} = \frac{2,06}{1,435} \times \frac{33}{0,252} = 187,98 \text{ t.m.}$$

Donc le moment maximale dans le pieu est $\bar{M} = 187,98 \text{ t.m.}$

IV4.3 Ferrailage longitudinal

Le ferrailage est déterminé à l'aide des abaques de WALTHER. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Les sollicitations max dans le pieu sont : $\begin{cases} N = 570,85 \text{ t} \\ M = 187,98 \text{ t.m} \end{cases}$

- $\frac{N}{\pi \times R^2 \times f_{c28}} = \frac{570,85 \times 10^{-2}}{3,14 \times (0,6)^2 \times 35} = 0,144 \text{ m}^2.$
- $\frac{M}{\pi \times R^2 \times D \times f_{c28}} = \frac{187,98 \times 10^{-2}}{3,14 \times (0,6)^2 \times 1,2 \times 35} = 0,039 \text{ m}^2.$

Ces deux valeurs sont utilisées pour déterminer le degré mécanique d'armature totale (ω).

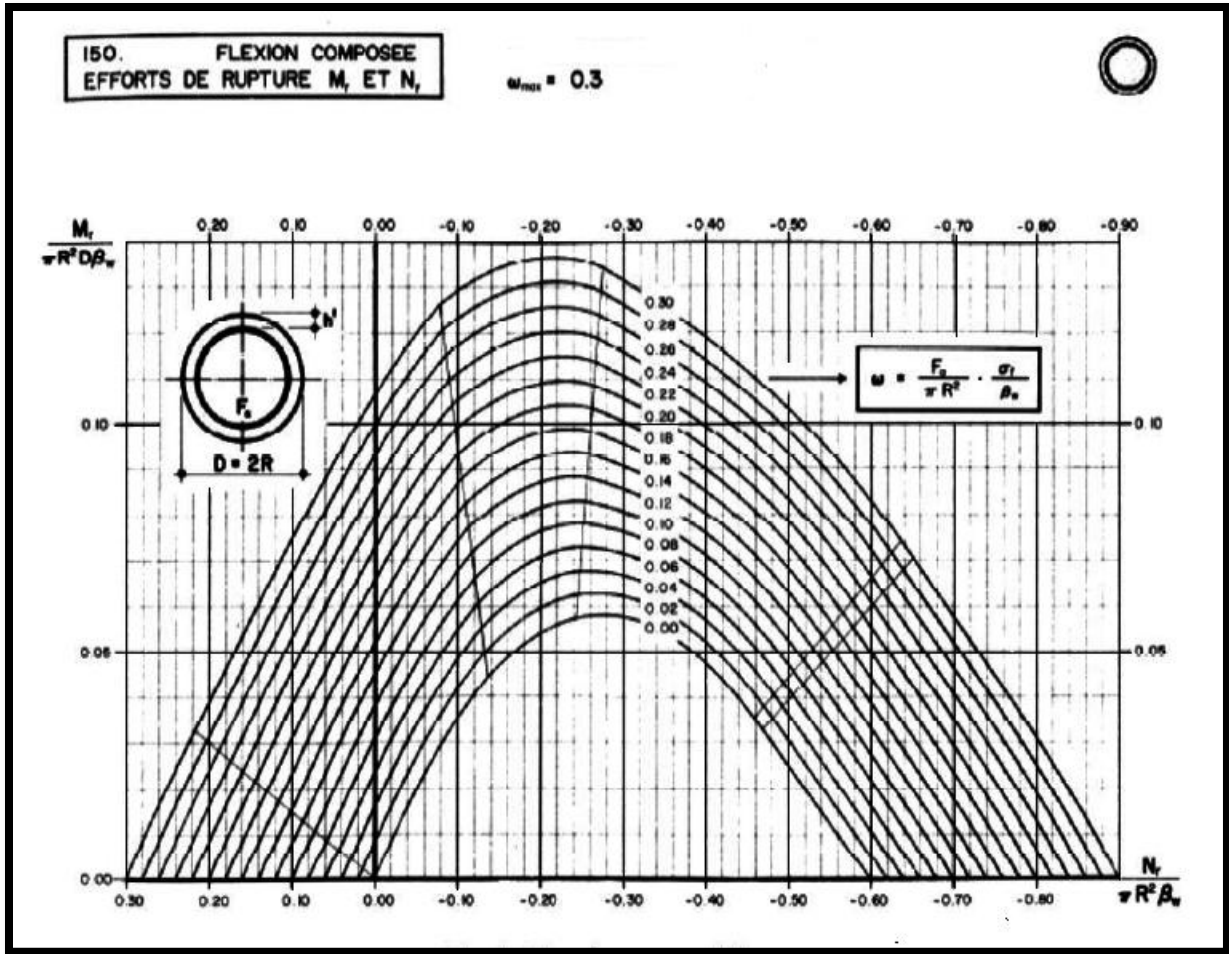


Figure XI.4 : Abaque Walther

D'après l'abaque, $\omega = 0,12$.

ω est donné comme relation par :

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

Avec :

F_a : la section d'armature.

R : rayon du pieu égale à 0,6 m.

σ_f : limite élastique des aciers, égale à 400 MPa.

β_w : résistance du béton à 28 jours, égale à 35 MPa.

Donc la section d'armatures est :

$$F_a = \frac{\pi \times R^2 \times \beta_w \times \omega}{\sigma_f} = \frac{3,14 \times (0,6)^2 \times 35 \times 0,12}{400} \times 10^{-4} = 118,69 \text{ cm}^2.$$

Soit 15 HA32 avec un espacement de 20 cm.

IV.4.4 Ferrailage transversal

Selon le fascicule 62 titre 2, pour des armatures longitudinales de diamètre $\Phi = 32$ mm correspondent des armatures transversales de diamètre $\Phi = 16$ 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.

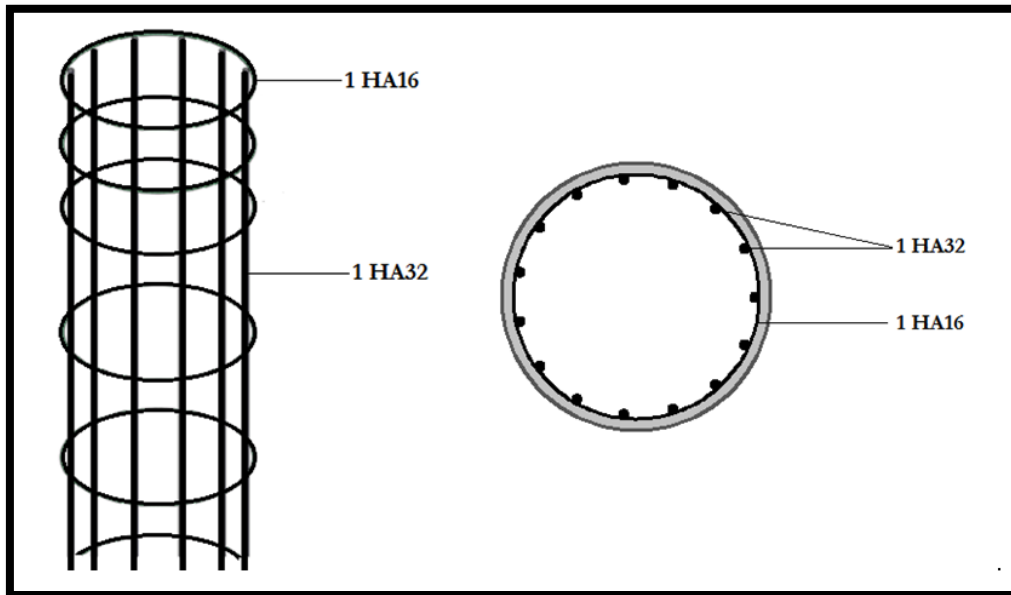


Figure XI.5 : Ferrailage du pieu.

IV.5 Ferrailage de la semelle

Le ferrailage est calculé selon le document technique (Appuis des tabliers) du SETRA.

IV.5.1 Section d'armatures inférieures transversales

$$A_{ti} = \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \left(\frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{d} \right)$$

R_{\max} : réaction maximale du pieu.

$\bar{\sigma}_a$: limite admissible de traction des armatures.

b : longueur de la pile ; $b = 6$ m.

l : distance entraxe des pieux extrêmes ; $l = 10,8$ m.

d : hauteur utile ; $d = 0,9 \times 2 = 1,8$ m.

- **Condition normale**

$$R_{\max} = 498,17 \text{ t}, \bar{\sigma}_a = 2/3 f_c = 267 \text{ MPa.}$$

$$A_{ti} = \frac{498,17 \times 10^{-2}}{267} \times \left(\frac{\frac{10,8}{2} - \frac{6}{4}}{1,8} \right) \times 10^{-4} = 404,25 \text{ cm}^2.$$

- Condition sismique

$$R_{\max} = 570,85 \text{ t}, \bar{\sigma}_a = f_c = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_{ti} = \frac{570,85 \times 10^{-2}}{400} \times \left(\frac{\frac{10,8}{2} - \frac{6}{4}}{1,8} \right) \times 10^4 = 309,21 \text{ cm}^2.$$

Donc la section à prendre est $A_{ti} = 404,25 \text{ cm}^2$.

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.

$$L = 1,2 + 1,8 = 3 \text{ m.}$$

Dans chaque bande on aura :

$$A'_{ti} = A_{ti}/3 = 134,75 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 17\text{HA}32 \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm.}$$

Entre les bandes, on placera des armatures de répartition dont la section est :

$$A_{ri} = A'_{ti}/3 = 44,91 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 10 \text{ HA}25.$$

IV.5.2 Armatures longitudinales inférieures

$$A_{li} = \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma} \times d} \times \left(\frac{l}{2} - \frac{l'}{2n_y} \right)$$

Avec :

l : distance entraxe des 2 pieux extrêmes en sens Y.

l' : distance entre nus des 2 pieux extrêmes en sens Y.

n_y : nombre de pieux dans le sens Y.

$$A_{li} = \frac{498,17 \times 10^{-2}}{267 \times 1,2} \times \left(\frac{14,4}{2} - \frac{13,2}{2 \times 5} \right) \times 10^4$$

$$A_{li} = 610,27 \text{ cm}^2.$$

Soit 76 HA32 avec un espacement de 14 cm.

a) Armatures de construction

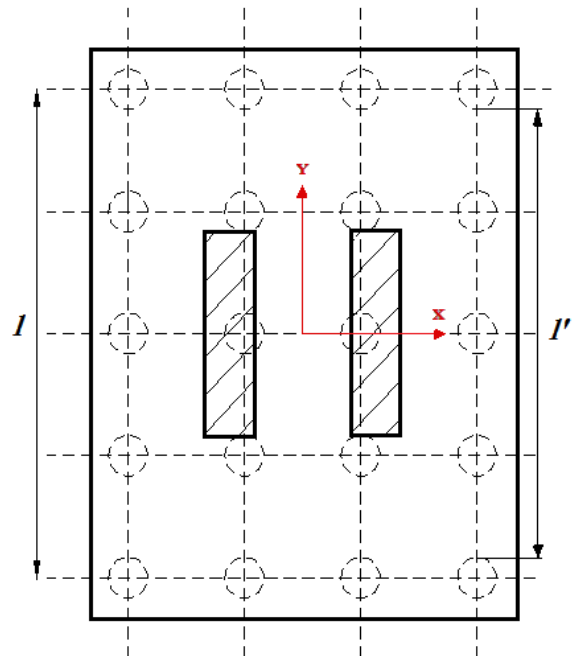
a.1) Armatures transversales supérieures

$$A_{ts} = A'_{ti}/10 = 134,75/10 = 13,47 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit 5 HA20 avec un espacement de 22 cm.

a.2) Armatures longitudinales supérieures

$$A_{ls} = A'_{ti}/3 = 134,75/3 = 44,91 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit } 6 \text{ HA}32 \text{ avec un espacement de } 14 \text{ cm.}$$



a.3) Armatures latérales

$A = A'_i/10 = 134,75/10 = 13,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 5 HA20 avec un espacement de 20 cm.

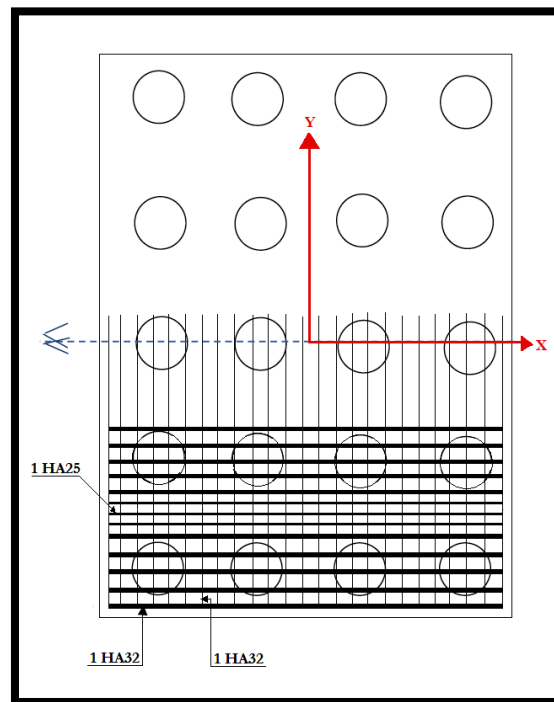


Figure XI.6 : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)

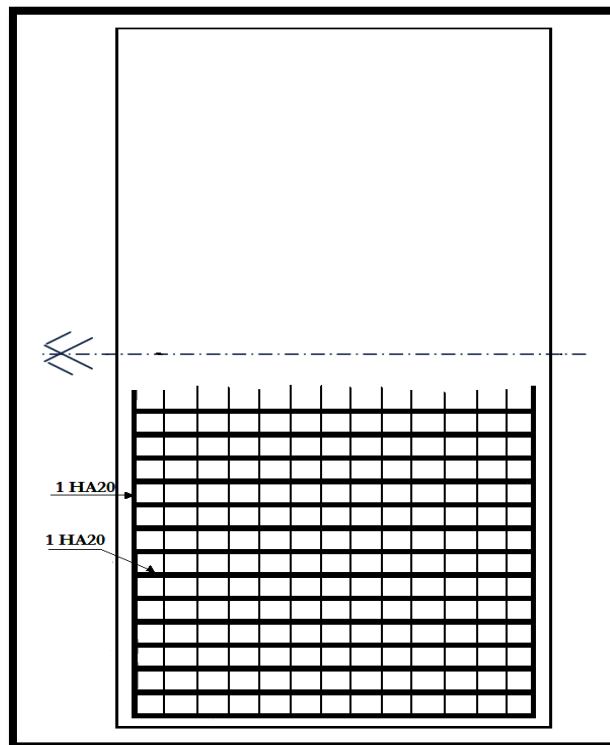


Figure XI.7 : Ferrailage de la semelle (nappe supérieure).

CHAPITRE XII



Etude de la culée

I Introduction

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (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.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

II Choix du type de culée

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée 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 remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition qui limite les tassements de la chaussée et assure le confort des usagers lors du passage d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

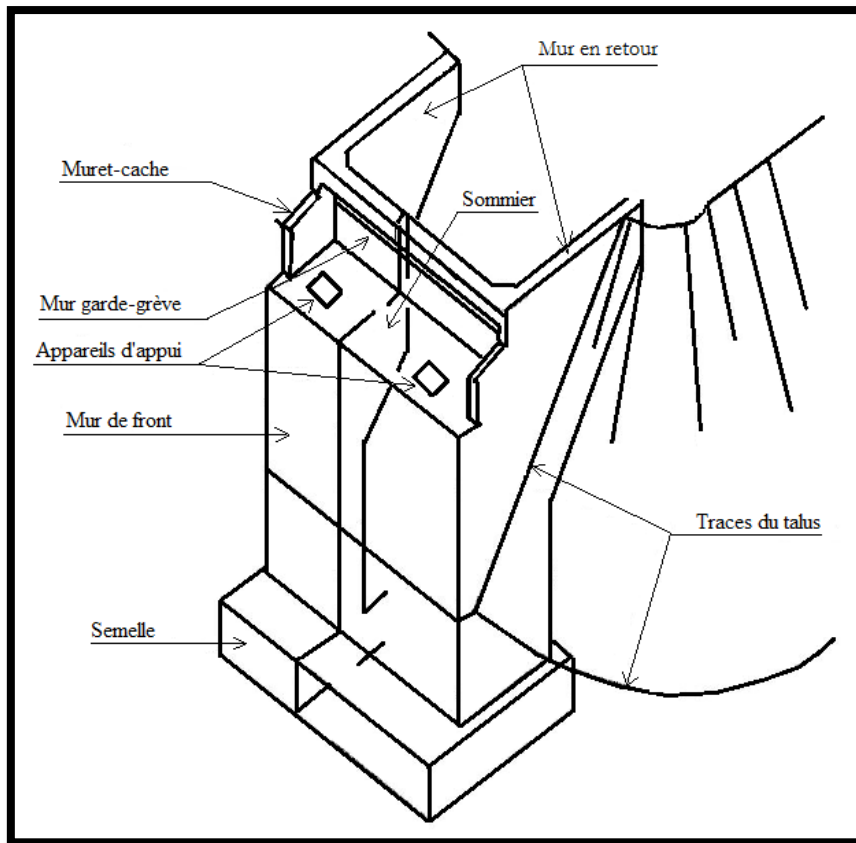


Figure XII.1 : La culée remblayée.

II.1 Implantation des culées

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$$H_{\text{culée}} = \text{côte}_{\text{projet}} - \text{côte}_{\text{fondation}}$$

L'ensemble des côtes définissant la position des culées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Désignation	Culée 1	Culée 2
Côte projet (m)	502,98	509,78
Côte de la fondation (m)	492,11	493,08
Hauteur de la culée(m)	10,87	16,70

Tableau XII.1 : Côtes définissant la hauteur des culées.

II.2 Pré dimensionnement de la culée

On s'intéresse au dimensionnement de la culée la plus haute (culée 2).

a) Mur garde grève

➤ Hauteur

$H = \text{hauteur du caisson} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{hauteur du dé d'appui}.$

$$H = 2,5 + 0,2 + 0,47 = 3,17 \text{ m.}$$

➤ **Epaisseur**

Selon SETRA : $e = \max (0,3 \text{ m} ; h/8) \Rightarrow e = 39 \text{ cm}$, pour notre cas on prend $e = 60 \text{ cm}$.

➤ **Longueur**

Elle est égale à celle du tablier = 10,08 m.

b) Mur frontal

➤ **Hauteur**

$H = \text{hauteur de la culée} - \text{hauteur du mur garde grève}$

$$H = 16,7 - 3,17 = 13,53 \text{ m.}$$

➤ **Epaisseur**

On prend comme épaisseur $e = 2,80 \text{ m}$.

➤ **Longueur**

Elle est égale à $L = 10,08 \text{ m}$.

c) Dalle de transition

L'intérêt de la dalle de transition est d'atténuer les effets de tassement du remblai à proximité de l'ouvrage. La dalle de transition permet aussi de protéger le remblai d'accès contre l'infiltration des eaux.

La dalle de transition doit contribuer à supporter la chaussée sous les zones circulées. Elle règne donc au droit de la chaussée au sens géométrique. Sa largeur sera proche de celle de la chaussée, elle est soit superficielle pour les chaussées rigides (béton de ciment) ou les plus courants profonde pour les chaussées souples (béton bitumineux).

➤ **Longueur**

Elle est dimensionnée par la formule suivante :

$$L = \text{Min} [6 \text{ m} ; \text{Max} (3 \text{ m} ; 0,6H)] \text{ tel que } H \text{ est la hauteur du remblai} = 16,7 \text{ m.}$$

$$L = \text{Min} [6 \text{ m} ; \text{Max} (3 \text{ m} ; 10,02 \text{ m})].$$

Donc on prend $L = 6 \text{ m}$.

Elle est coulée sur une épaisseur constante de 30 cm, et ancrée dans le corbeau d'appuis par l'intermédiaire des goujons, avec une largeur de 8,08 m, et elle est mise en place avec une pente de 10 %.

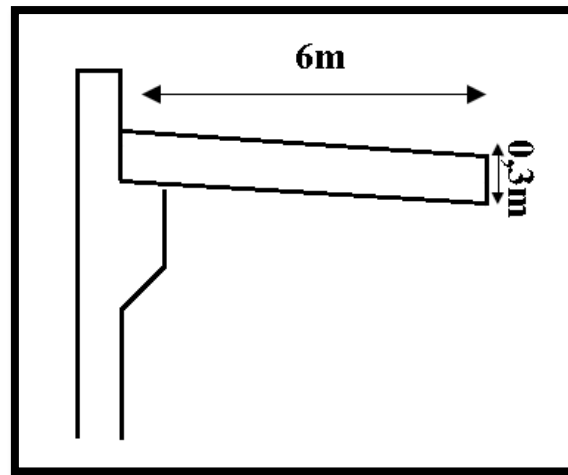


Figure XII.2 : Dimensions de la dalle de transition.

d) Sommier d'appuis

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.

➤ **Longueur du sommier**

$$L = 10,08 \text{ m.}$$

➤ **Largeur du sommier**

$$l = 2,20 \text{ m.}$$

L'appareil d'appui ne doit pas être implanté trop près du bord extérieur du sommier, $d \geq 20 \text{ cm}$, on prend $d = 30 \text{ cm}$.

L'espace ménagé entre l'about du tablier et le mur garde grève, est un espace destiné à faciliter l'accès à l'ouvrage en cas de visite et d'entretien. Pour les grands ouvrages, il est couramment de 50 à 60 cm, donc on prend 50 cm.

e) Semelle

On prend les dimensions suivantes :

➤ **Epaisseur**

$$e = 1,50 \text{ m.}$$

➤ **Largeur**

$$l = 8,20 \text{ m.}$$

➤ **Longueur**

$$L = 11,40 \text{ m.}$$

On utilise des pieux de diamètre $\varnothing = 1,2 \text{ m}$ (Fondations profondes).

f) **Mur en retour**

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante de 1 m pour un bon ferrailage et un bon bétonnage.

Ils ont une longueur de 10 m et une hauteur de 16,7 m celle de la culée.

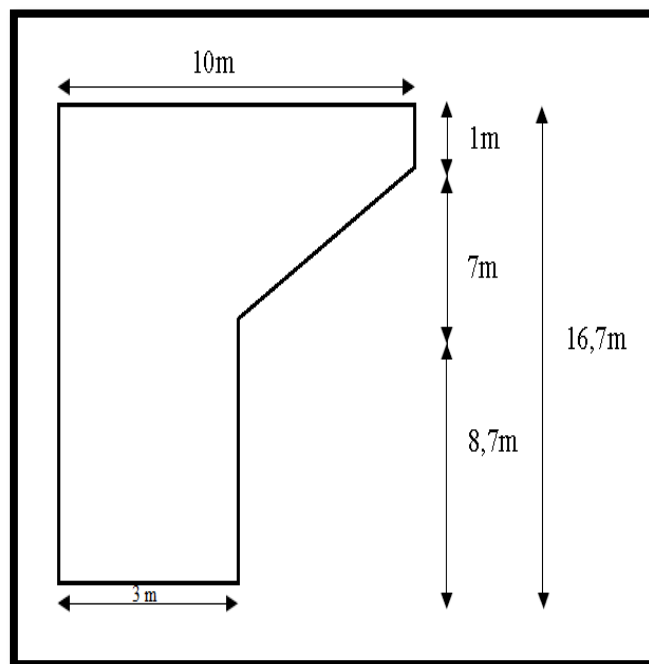


Figure XII.3 : Dimensions du Mur en retour.

g) **Le corbeau**

C'est la partie sur laquelle prend appui la dalle de transition, il a les dimensions suivantes :

➤ **Hauteur**

$$H_1 = 1,5 \text{ m.}$$

➤ **Hauteur**

$$H_2 = 0,5 \text{ m.}$$

➤ **Epaisseur**

$$E = 0,5 \text{ m.}$$

➤ Longueur

$$L = 10,08 - 2 (1) = 8,08 \text{ m.}$$

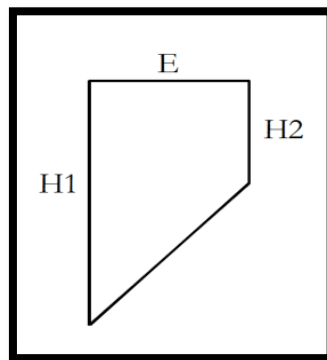


Figure XII.4 : Le corbeau.

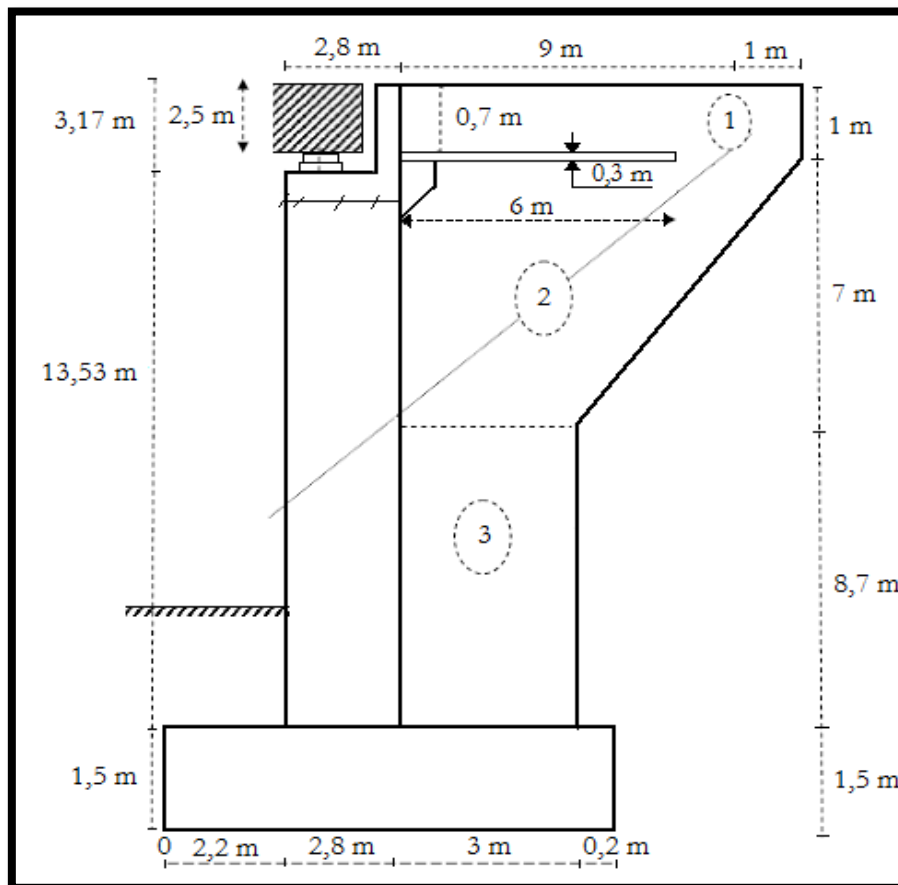


Figure XII.5 : Les dimensions de la culée.

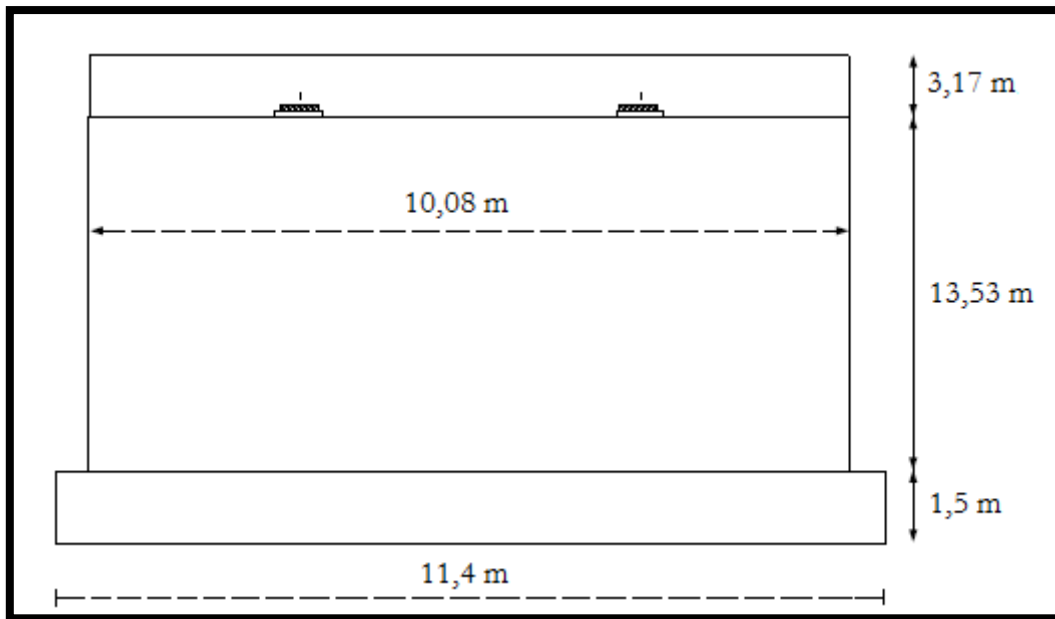


Figure XII.6 : Vue en élévation de la culée.

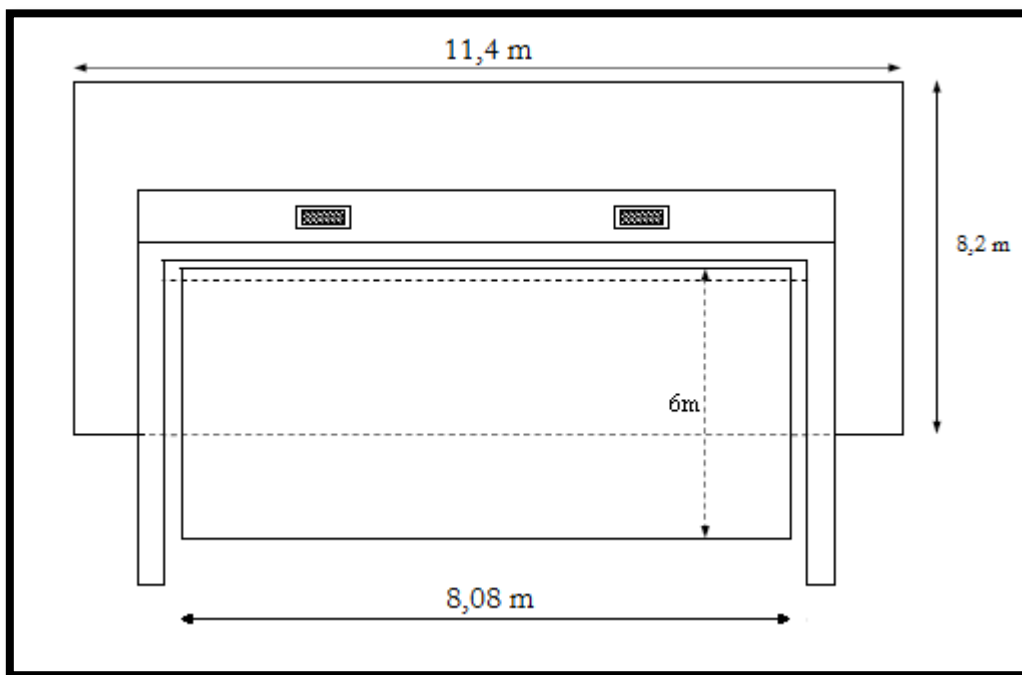


Figure XII.7 : Vue en plan de la culée.

II.3 Calcul de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismiques.

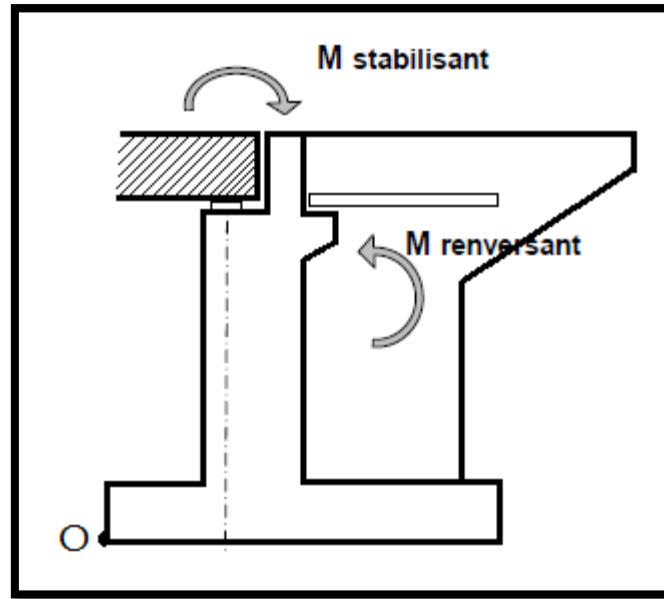


Figure XII.8 : Représentation des moments stabilisant et renversant.

II.3.1 Calcul du coefficient de poussée

a) Dans les conditions normales

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

b) Dans les conditions sismiques

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE-OKABE qui est aussi citée dans le RPOA :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]} \times K \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha - \theta)}$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne du remblai ($\varphi = 36^\circ$).

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.

$$\theta = \operatorname{Arc} \operatorname{tg} \left(\frac{\xi_h}{1 \pm \xi_v} \right)$$

K : coefficient caractérisant le séisme ($K^2 = \xi_h^2 + (1 \pm \xi_v)^2$).

$\xi_h = 0,2$ accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\xi_v = 0,14$ accélération du séisme dans le sens vertical.

Effort sismique horizontal : $H_s = \xi_h \cdot G$.

Effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \xi_v) \cdot G$.

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 :

$$\xi_h = 0,2 \text{ et } \xi_v = 0,14.$$

$$\xi_h = 0,2 \text{ et } \xi_v = 0.$$

$$\xi_h = 0,2 \text{ et } \xi_v = -0,14.$$

En condition normale on prend :

$$\xi_h = 0 \text{ et } \xi_v = 0.$$

Le coefficient de poussée pour les différents cas est présenté dans le tableau ci-dessous :

Action du séisme	Notation	ξ_h	ξ_v	θ	K	Kah
Condition normale (pas de séisme)	Cas 1	0	0	0	1	0,26
Horizontal Vertical +	Cas 2	0,2	0,14	9,95	1,15	0,93
Horizontal	Cas 3	0,2	0	11,31	1,02	0,86
Horizontal Vertical -	Cas 4	0,2	-0,14	13,09	0,88	0,76

Tableau XII.2 : Récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.

c) Poussée des surcharges de remblai

L'intensité $q = 1t / m^2$, qu'on majore par 20 % .

$$P = q \cdot S$$

Avec

S : surface de contact.

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L est donnée comme suit :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma_R \times h^2 \times L.$$

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.

$\gamma_R = 2 t/m^3$, poids volumique des terres.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Désignation	notation	P (t)	Efforts horizontaux P_{gh} (t)	Efforts verticaux $(1+\xi_v)P$ (t)	V (m)	H (m)	Mr (t.m)	Ms (t.m)
Poids propre du tablier	Cas 1	496,22	0,00	496,22	15,43	3,00	0,00	1488,66
	Cas 2	496,22	99,24	565,69	15,43	3,00	1531,27	1697,07
	Cas 3	496,22	99,24	496,22	15,43	3,00	1531,27	1488,66
	Cas 4	496,22	99,24	426,75	15,43	3,00	1531,27	1280,25
Mur garde grève	Cas 1	47,93	0,00	47,93	16,61	4,70	0,00	221,70
	Cas 2	47,93	9,58	54,64	16,61	4,70	159,12	252,72
	Cas 3	47,93	9,58	47,93	16,61	4,70	159,12	221,70
	Cas 4	47,93	9,58	41,21	16,61	4,70	159,12	188,80
Mur frontal	Cas 1	954,67	0,00	954,67	8,26	3,60	0,00	3449,52
	Cas 2	954,67	190,93	1088,32	8,26	3,60	1577,08	3917,99
	Cas 3	954,67	190,93	954,67	8,26	3,60	1577,08	3436,81
	Cas 4	954,67	190,93	821,01	8,26	3,60	1577,08	2955,64
Corbeau	Cas 1	15,15	0,00	15,15	14,04	5,20	0,00	52,52
	Cas 2	15,15	3,03	17,25	14,04	5,20	42,54	59,85
	Cas 3	15,15	3,03	15,15	14,04	5,20	42,54	52,52
	Cas 4	15,15	3,03	13,09	14,04	5,20	42,54	45,19
Semelle	Cas 1	350,55	0,00	350,55	0,75	4,10	0,00	1437,26
	Cas 2	350,55	70,11	399,63	0,75	4,10	52,58	1638,48
	Cas 3	350,55	70,11	350,55	0,75	4,10	52,58	1437,26
	Cas 4	350,55	70,11	301,47	0,75	4,10	52,58	1236,03
Les deux Murs en retour 1	Cas 1	50,00	0,00	50,00	17,70	10,00	0,00	500,00
	Cas 2	50,00	10,00	57,00	17,70	10,00	177,00	570,00
	Cas 3	50,00	10,00	50,00	17,70	10,00	177,00	500,00
	Cas 4	50,00	10,00	43,00	17,70	10,00	177,00	430,00
Les deux Murs en retour 2	Cas 1	227,50	0,00	227,50	14,44	10,33	0,00	2350,08
	Cas 2	227,50	45,50	259,35	14,44	10,33	657,02	2679,09
	Cas 3	227,50	45,50	227,50	14,44	10,33	657,02	2350,08
	Cas 4	227,50	45,50	195,65	14,44	10,33	657,02	2021,06
Les deux Mur en retour 3	Cas 1	130,50	0,00	130,50	5,85	6,50	0,00	848,25
	Cas 2	130,50	26,10	148,77	5,85	6,50	152,69	967,01
	Cas 3	130,50	26,10	130,50	5,85	6,50	152,69	848,25
	Cas 4	130,50	26,10	112,23	5,85	6,50	152,69	729,50
Dalle de transition	Cas 1	36,36	0,00	36,36	17,35	8,00	0,00	290,88
	Cas 2	36,36	7,27	41,45	17,35	8,00	126,13	331,60
	Cas 3	36,36	7,27	36,36	17,35	8,00	126,13	290,88
	Cas 4	36,36	7,27	31,27	17,35	8,00	126,13	250,16
Poids des terres sur la dalle de transition	Cas 1	50,11	0,00	50,11	17,55	8,00	0,00	400,88
	Cas 2	50,11	10,02	57,13	17,55	8,00	175,85	457,04
	Cas 3	50,11	10,02	50,11	17,55	8,00	175,85	400,88
	Cas 4	50,11	10,02	43,09	17,55	8,00	175,85	344,72
Poids du Remblai sur semelle	Cas 1	850,00	0,00	850,00	9,35	6,60	0,00	5610,00
	Cas 2	850,00	170,00	969,00	9,35	6,60	1589,50	6395,40
	Cas 3	850,00	170,00	850,00	9,35	6,60	1589,50	5610,00
	Cas 4	850,00	170,00	731,00	9,35	6,60	1589,50	4824,60
Surcharge de remblais	Cas 1	35,64	0,00	35,64	18,2	6,60	0,00	235,22
	Cas 2	35,64	7,13	40,63	18,2	6,60	129,77	268,16
	Cas 3	35,64	7,13	35,64	18,2	6,60	129,77	235,22
	Cas 4	35,64	7,13	30,65	18,2	6,60	129,77	202,29

Surcharge de trottoir sur culée		Cas 1	6,12	0,00	6,12	18,4	9,70	0,00	59,36
		Cas 2	6,12	1,22	6,98	18,4	9,70	22,45	67,71
		Cas 3	6,12	1,22	6,12	18,4	9,70	22,45	59,36
		Cas 4	6,12	1,22	5,26	18,4	9,70	22,45	51,02
Poussée des terres	Mur GG + Mur frontal	Cas 1	457,95	457,95	/	7,06	/	3233,13	0,00
		Cas 2	1638,04	327,61	/	7,06	/	2312,93	0,00
		Cas 3	1514,75	302,95	/	7,06	/	2138,83	0,00
		Cas 4	1338,62	267,72	/	7,06	/	1890,10	0,00
	Semelle	Cas 1	4,32	4,32	/	0,5	/	2,16	0,00
		Cas 2	15,44	3,09	/	0,5	/	1,55	0,00
		Cas 3	14,28	2,86	/	0,5	/	1,43	0,00
		Cas 4	12,62	2,52	/	0,5	/	1,26	0,00
Poussée des surcharges	Mur GG + Mur frontal	Cas 1	52,52	52,52	/	9,85	/	517,32	0,00
		Cas 2	187,87	37,57	/	9,85	/	370,06	0,00
		Cas 3	173,73	34,75	/	9,85	/	342,29	0,00
		Cas 4	153,52	30,70	/	9,85	/	302,40	0,00
	Semelle	Cas 1	3,84	3,84	/	0,75	/	2,88	0,00
		Cas 2	13,73	2,75	/	0,75	/	2,06	0,00
		Cas 3	12,69	2,54	/	0,75	/	1,91	0,00
		Cas 4	11,22	2,24	/	0,75	/	1,68	0,00
Totaux		Cas 1	/	518,63	3253,52	/	/	3755,49	16970,59
		Cas 2	/	1021,15	3704,98	/	/	9079,61	19331,95
		Cas 3	/	993,23	3249,99	/	/	8877,46	16957,88
		Cas 4	/	953,31	2794,64	/	/	8588,45	14582,13

Tableau XII.3 : Calcul des moments et des efforts globaux.

II.4 Vérification de la stabilité de la culée

Pour la vérification de la stabilité de la culée on a calculé tout les efforts agissant sur celle-ci (Tableau XIII.3).

Deux conditions nécessaires sont à vérifier :

- a) Stabilité au renversement :

$$\frac{M_s}{M_R} \geq 1,50 \quad \text{Condition normale.}$$

$$\frac{M_s}{M_R} \geq 1,00 \quad \text{Condition sismique.}$$

- b) Stabilité au glissement :

$$\frac{V}{H} \times \text{tg}\varphi \geq 1,50 \quad \text{Condition normale.}$$

$$\frac{V}{H} \times \text{tg}\varphi \geq 1,00 \quad \text{Condition sismique.}$$

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée tout en vérifiant les deux conditions précédentes :

	Notation	Efforts horizontaux $P \xi h$ (t)	Efforts verticaux $(1+\xi v) P$ (t)	M_r (t.m)	M_s (t.m)	$\frac{M_s}{M_r}$	$\frac{V}{H} \times \text{tg}\phi$	Vérifications
Totaux	Cas 1	518,63	3253,52	3755,49	16970,59	4,5	4,55	vérifier
	Cas 2	1021,7	3709,00	9089,01	19346,43	2,13	2,63	vérifier
	Cas 3	993,79	3253,52	8886,86	16970,59	1,91	2,38	vérifier
	Cas 4	953,87	2798,08	8597,85	14594,96	1,70	2,13	vérifier

Tableau XII.4 : Résultats du calcul de la poussée à vide.

Les résultats obtenus nous montrent que dans les quatre cas, les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

III Ferrailage de la culée

Le ferrailage des différents murs de la culée se fera par mettre linéaire.

III.1 Mur garde grève

D'après le document SETRA PP73 appuis des tabliers. Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, on cite :

- Poussée des terres.
- Poussée de la surcharge de remblais.
- Effort de freinage.

Le mur garde grève est supposé encastrer dans le chevêtre.

III.1.1 Évaluation des efforts agissant sur le MGG

a) Poussée des terres

Le moment à l'encastrement est

$$M_p = P \left(\frac{h}{3} \right) = \left(\frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma_R \times h^2 \times L \right) \left(\frac{h}{3} \right).$$

Avec :

$$\begin{aligned} K_{ah} &= 0,26 \\ \gamma_R &= 2 \text{ t/m}^3 \\ L &= 1 \text{ m} \\ h &= 3,17 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc :

$$P = \frac{1}{2} \times 0,26 \times 2 \times 3,17^2 \times 1 = 2,61 \text{ t.}$$

$$M_p = 2,61 \times \left(\frac{3,17}{3} \right) = 2,75 \text{ t.m.}$$

$$\begin{cases} M_{pu} = 1,35 \times 2,75 = 3,71 \text{ t.m} \\ M_{pser} = 1 \times 2,75 = 2,75 \text{ t.m} \end{cases}$$

Moment dû à la force de freinage Bc :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25+2h}$$

Avec :

μ : coefficient de pondération qui vaut :

$\mu = 1,6$ à l'ELU.

$\mu = 1,2$ à l'ELS.

On considère un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue. Compte tenu de l'écartement des deux roues (2 m), et pour des hauteurs courantes du mur garde grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45 %.

$$\begin{cases} M_{fu} = \frac{2 \times 1,6 \times 3,71 \times 3,17}{0,25 + 2 \times 3,17} = 5,71 \text{ t.m.} \\ M_{fser} = \frac{2 \times 1,2 \times 2,75 \times 3,17}{0,25 + 2 \times 3,17} = 3,17 \text{ t.m.} \end{cases}$$

b) Poussée d'une charge locale située en arrière du mur

Selon les documents "SETRA", la sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par les camions type Bc, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6 t chacune des deux camions accédés, placées d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6 t distantes de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12 t répartie sur un rectangle de (0,25 m \times 0,75 m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface, elle est donnée par Φ :

$$\Phi = \frac{12}{0,75 \times 0,25} = 64 \text{ t/m}^2.$$

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par :

$$M'_p = \frac{12 \times K}{0,75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

Avec:

$$K = K_{ha} \times bc \times \delta \times \mu$$

Où :

$K_{ha} = 0,26$; Coefficient de poussée des terres.

$bc = 1,1$; Pour deux voies chargées.

$\delta = 1$; Coefficient de pondération dynamique (charge sur remblai).

μ : coefficient de pondération.

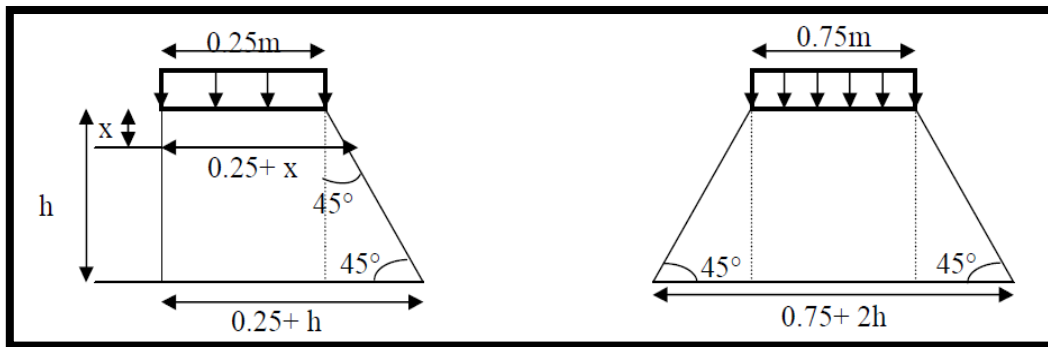


Figure XII.9 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

$$\int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx = [(h+0,25) \times \ln(0,25+x) - x]_0^h$$

On a alors:

$$\int_0^{3,12} \frac{h-x}{0,25+x} dx = [(3,12+0,25) \times \ln(0,25+x) - x]_0^{3,12} = 5,64$$

Et on a :

$$K = 0,26 \times 1,1 \times 1 \times \mu$$

$$K = 0,26 \times 1,1 \times 1 \times 1,6 = 0,458$$

$$K = 0,26 \times 1,1 \times 1 \times 1,2 = 0,343$$

$$\begin{cases} K = 0,458 & \text{à l'ELU} \\ K = 0,343 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ch u} = 2,58 \text{ t.m} \\ M_{ch ser} = 1,93 \text{ t.m} \end{cases}$$

III.1.2 Combinaisons d'actions

A l'ELU:

$$M_{ELU} = 1,35 M_{pu} + 1,6 (M_{fu} + M_{ch u})$$

$$M_u = 1,35 \times 3,71 + 1,6 \times (5,71 + 2,58) = 18,27 \text{ t.m.}$$

A l'ELS:

$$M_{ser} = M_{pser} + 1,2(M_{fser} + M_{ch ser})$$

$$M_{ser} = 2,75 + 1,2(3,17 + 1,93) = 8,87 \text{ t.m.}$$

III.1.3 Ferrailage du mur garde grève

➤ Ferrailage verticale

On considère des bandes d'un mètre de largeur encastées dans le mur chevron. Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,54 \text{ m.}$$

Le ferrailage à l'aide du logiciel SOCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de $9,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$, cette section est vérifiée à l'ELS.

$$A_s = 9,75 \text{ cm}^2. \text{ On prend 5 HA16/ML, pour } A_s = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 100 \times 54 \times \frac{2,22}{400} = 6,89 \text{ cm}^2.$$

$$A_{smin} \geq 6,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On remarque que $A_s > A_{smin} \Rightarrow$ La CNF est vérifiée.

Donc on garde les 5 HA16 pour $A_s = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{10,05}{3} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{ml. On prend 4 HA12 soit } A'_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Ferrailage horizontal

$$A_h = \frac{A_s}{3} = \frac{10,05}{3} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{ml. On prend 4 HA12 soit } A_h = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

En fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{nf_{tj}}\right) = 207,30 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 27 = 16,20 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 177,50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 207,30 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 3,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16,20 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

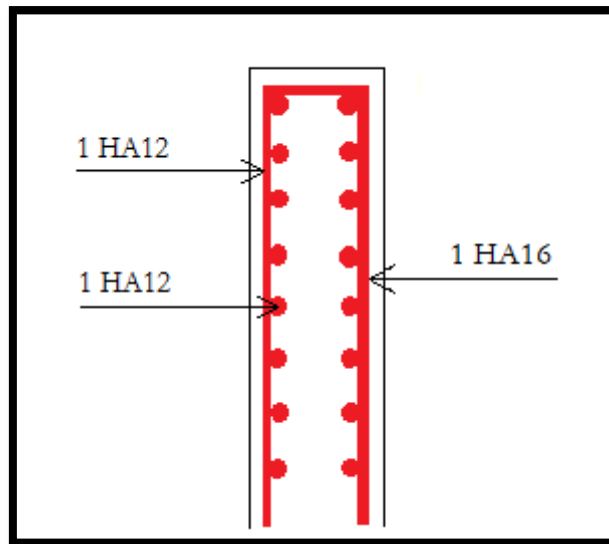


Figure XII.10 : Ferrailage du mur garde grève.

III.2 Dalle de transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.

III.2.1 Evaluation des efforts

- Remblai : $\gamma_r \times 0,5 = 2 \times 0,5 \times 1 = 1 \text{ t/m}^2$.
- Poids propre de la dalle : $0,3 \times 2,5 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$.
- Revêtement : $\gamma \times e = 2,2 \times 0,08 \times 1 = 0,176 \text{ t/m}^2$.
- Surcharges : $1,20 \text{ t/m}^2$ (surcharges sur remblai).

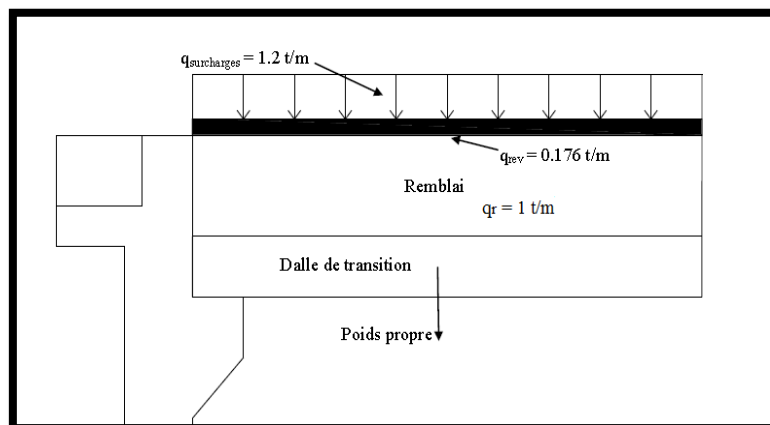


Figure XII.11 : Charges sur la dalle de transition.

Type de Charge	Q (t/ml)	M(t,m)	V (t)
Poids Propre de la dalle	1	3,37	2,25
Revêtement	0,176	0,79	0,52
Remblai	0,9	4,05	2,7
Surcharges	1,20	5,4	3,6

Tableau XII.5 : Evaluation des efforts.

On a:

$$\sum M_G = 3,37 + 0,79 + 4,05 = 8,21 \text{ t.m.}$$

$$\sum M_Q = 5,4 \text{ t.m.}$$

$$\sum V_G = 2,25 + 0,52 + 2,7 = 5,47 \text{ t.}$$

$$\sum V_Q = 3,6 \text{ t.}$$

III.2.2 Combinaisons d'actions

$$\text{A PE.L.U : } M_u = 1,35 M_G + 1,6 M_Q$$

$$V_u = 1,35 V_G + 1,6 V$$

$$\text{A PE.L.S : } M_{\text{SER}} = M_G + 1,2 M_Q$$

$$V_{\text{ser}} = V_G + 1,2 V_Q$$

Les résultats de calcul des combinaisons sont mentionnés dans le tableau suivant :

	ELU	ELS
M (t.m)	19,72	14,69
V(t)	13,14	9,79

Tableau XII.6 : Résultats de calcul des combinaisons.

III.2.3 Ferrailage de la dalle de transition

Le ferrailage se fait en flexion simple:

On a comme données :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa ; } b = 1 \text{ m ; } d = 0,9 \text{ h} = 0,27 \text{ m.}$$

Le ferrailage à l'aide du logiciel SOCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de $25,79 \text{ cm}^2$, la vérification à l'ELS a donné une section de $33,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc pour le ferrailage de la dalle de transition on prend :

$$A_s = 33,60 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } 5 \text{ HA32 /Ml pour } A_s = 40,21 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{s\text{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s\text{min}} \geq 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,22}{400} = 3,45 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s\text{min}} = 3,45 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On remarque que $A_s > A_{s\text{min}} \Rightarrow$ La CNF est vérifiée.

Donc on garde les 5 HA32.

Donc :

Pour la nappe inférieure on prend : 5 HA32/ml, avec un espacement de 20 cm.

Pour la nappe supérieure on prend : 5 HA20/ml, avec un espacement de 20 cm.

Pour l'armateur de répartition on prend :

$$A's = \frac{A_s}{3} = \frac{40,21}{3} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{Ml}, \text{ soit } 5 \text{ HA20/ml pour } A's = 15,70 \text{ cm}^2/\text{Ml}.$$

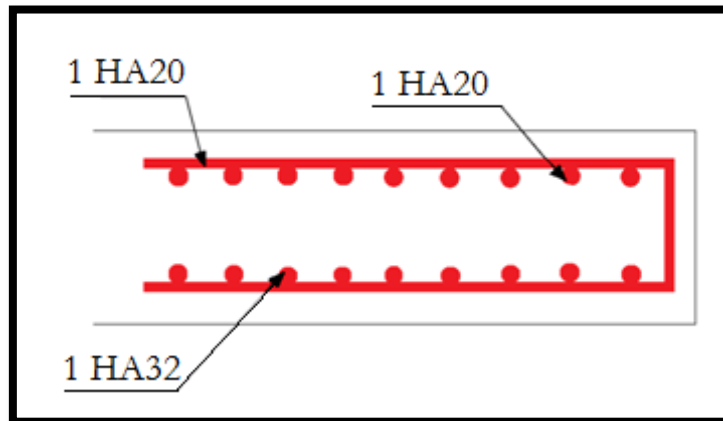


Figure XII.12 : Ferrailage de la dalle de transition.

III.3 Le mur Corbeau

Le corbeau arrière sert d'appui à la dalle de transition, il se présente comme une console courte, il est soumis à des efforts verticaux.

III.3.1 Calcul des réactions

➤ Réaction de la dalle de transition

$$R_1 = \frac{PL}{2} = \frac{0,3 \times 6 \times 2,5}{2} = 2,25 \text{ t/ml}$$

➤ Réaction des poids des terres

$$R_2 = \frac{PL}{2} = \frac{0,7 \times 6 \times 2}{2} = 4,20 \text{ t/ml}$$

➤ Réaction due au poids propre du corbeau

$$R_3 = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ t/ml}$$

➤ Réaction due au revêtement

$$R_4 = \frac{PL}{2} = \frac{0,08 \times 6 \times 2,4}{2} = 0,576 \text{ t/ml}$$

➤ **Réaction dûe aux surcharges de remblai**

Cette réaction est majorée de 20 %

$$R_5 = \frac{qL}{2} = \frac{1,2 \times 6}{2} = 3,60 \text{ t/ml}$$

La somme des réactions des charges permanentes donnent

$$R_G = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 = 2,25 + 4,20 + 1,25 + 0,576 = 8,276 \text{ t/ml.}$$

Le moment des réactions des charges permanentes est égale à

$$M_{RG} = 8,276 \times 0,25 = 2,069 \text{ t.ml}$$

La réaction des charges non permanentes donne

$$R_s = R_5 = 3,6 \text{ t/ml.}$$

Le moment des réactions des charges non permanentes est égale à

$$M_{RS} = 3,6 \times 0,25 = 0,9 \text{ t.ml.}$$

III.3.2 Combinaisons d'actions

A l'ELU: $1,35 M_G + 1,6 M_Q$

A l'ELS: $M_G + 1,2 M_Q$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	ELU	ELS
M(t.m)	4,233	3,149

Tableau XII.7 : Valeurs du moment à l'ELU et à l'ELS.

III.3.3 Ferrailage du Corbeau

III.3.3.1 Ferrailage vertical

Le ferrailage du mur corbeau se fait en flexion simple.

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b = 1 \text{ m}$. $d = 0,9$ $h = 0,9 \times 1,5 = 1,35 \text{ m}$. $b_0 = E = 0,5 \text{ m}$.

Le ferrailage à l'aide du logiciel SOCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de $2,72 \text{ cm}^2$, la vérification à l'ELS a donnée une section de $3,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc $A_s = 3,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{Smin} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s\min} \geq 0,23 \times 50 \times 100 \times \frac{2,22}{400} = 6,38 \text{ cm}^2.$$

On remarque que $A_{s\min} > A_s \Rightarrow$ La CNF n'est pas vérifiée.

Donc on prend $A_s = A_{s\min} = 6,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 5 HA14 avec $A_s = 7,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

III.3.3.2 Ferrailage horizontal

$$A's = \frac{A_s}{3} = \frac{7,69}{3} = 2,56 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } 4 \text{ HA10/ml avec } A's = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de HA25 tous les 1 m.

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

En fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right) = 207,30 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 27 = 16,20 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 193,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 207,30 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 2,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16,20 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

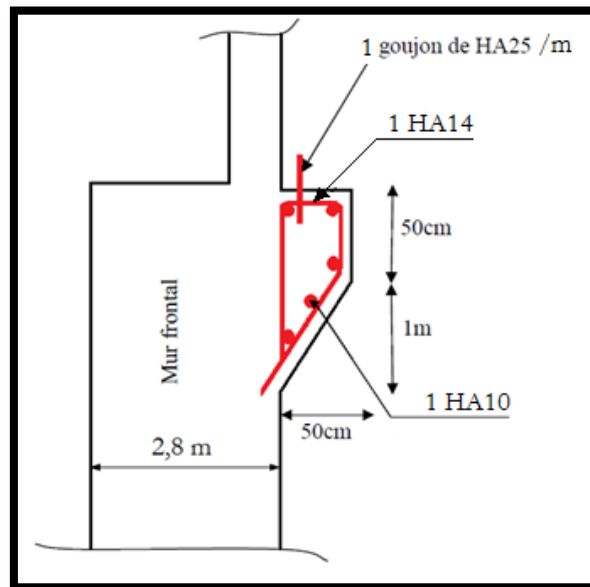


Figure XII.13 : Ferrailage du corbeau.

III.4 Le mur frontal

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

✓ Forces verticales

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge.

- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

✓ **Forces horizontales**

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,2 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

III.4.1 Calcul de sollicitations

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Désignation	P(t)	ξh	(1+ ξv)	$p\xi h$	$\frac{P}{(1+\xi v)}$	V(m)	h(m)	M_r (tm)	M_s (tm)
Poids propre du tablier	496,22	0,00	0,00	0,00	496,22	13,93	1,0	0,00	496,22
	496,22	0,2	1,14	99,24	565,69	13,93	1,0	1382,41	565,69
Mur garde grève	47,93	0,00	0,00	0,00	47,17	15,11	2,50	0,00	117,93
	47,93	0,20	1,14	9,58	54,64	15,11	2,50	144,75	136,60
Mur frontal	954,67	0,00	0,00	0,00	958,20	6,76	1,40	0,00	1341,48
	954,67	0,20	1,14	190,93	1088,32	6,76	1,40	1290,69	1523,65
Corbeau	15,15	0,00	0,00	0,00	10,10	12,54	3,05	0,00	46,21
	15,15	0,20	1,14	3,03	17,27	12,54	3,05	38,00	52,67
Les deux Mur en retour 1	50,00	0,00	0,00	0,00	50,00	16,20	7,80	0,00	390,00
	50,00	0,20	1,14	10,00	57,00	16,20	7,80	162,00	444,60
Les deux Mur en retour 2	227,50	0,00	0,00	0,00	227,50	12,94	8,13	0,00	1849,58
	227,50	0,20	1,14	45,50	259,35	12,94	8,13	588,77	2108,52
Les deux Mur en retour 3	130,50	0,00	0,00	0,00	130,50	4,35	4,30	0,00	561,15
	130,50	0,20	1,14	26,10	148,77	4,35	4,30	113,54	639,71
Dalle de transition	36,36	0,00	0,00	0,00	36,36	15,85	5,80	0,00	210,89
	36,36	0,20	1,14	7,27	41,45	15,85	5,80	115,23	240,41
Poids des terres sur dalle de transition	50,11	0,00	0,00	0,00	50,11	16,05	5,80	0,00	290,64
	50,11	0,20	1,14	10,02	57,13	16,05	5,80	160,82	331,35
poussées dues aux terres	457,95	1,00	0,00	457,95	/	5,56	0,00	2546,20	/
	1638,04	0,2	1,14	327,61	/	5,56	0,00	1821,51	/
poussées des aux surcharges de remblais	52,52	1,00	0,00	52,52	/	8,35	0,00	438,54	/
	187,87	0,20	1,14	37,57	/	8,35	0,00	313,71	/
Freinage Bc	30	1,00	0,00	30	/	14,07	0,00	422,10	/
	30	0,00	0,00	0,00	/	14,07	0,00	0,00	/
Σ Moments et Efforts	2548,91	/	/	540,47	2008,44	/	/	3406,84	5301,04
	3864,35	/	/	766,85	2289,62	/	/	6131,43	6043,20

Tableau XII.8 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

❖ Condition normale

Effort normal : $N(t) = \sum p (1+\zeta v) = 2008,44 \text{ t.}$

Effort normal à l'ELS : $N_{ELS} = \frac{2008,44}{10,08} = 199,25 \text{ t.}$

Effort normal à l'ELU $N_{ELU} = 1,35 \times N_{ELS} = 1,35 \times 199,25 = 268,98 \text{ t.}$

Moment: $M = \sum M_s - \sum M_r = 5301,04 - 3406,84 = 1894,20 \text{ t.m.}$

Moment à l'ELS : $M_{ELS} = \frac{M}{10,08} = \frac{1894,20}{10,08} = 187,92 \text{ t.m.}$

Moment à l'ELU : $M_{ELU} = 1,35 \times M_{ELS} = 1,35 \times 187,92 = 253,69 \text{ t.m.}$

❖ Condition sismique

Effort normal : $N(t) = \sum p (1+\zeta v) = 2289,62 \text{ t.}$

Effort normal à l'ELS : $N_{ELS} = \frac{2289,62}{10,08} = 227,14 \text{ t.}$

Effort normal à l'ELU $N_{ELU} = 1,35 \times N_{ELS} = 1,35 \times 227,14 = 306,65 \text{ t.}$

Moment: $M = \sum M_s - \sum M_r = 6043,20 - 6131,43 = |-88,23| = 88,23 \text{ t.m.}$

Moment à l'ELS : $M_{ELS} = \frac{M}{10,08} = \frac{88,23}{10,08} = 8,75 \text{ t.m.}$

Moment à l'ELU : $M_{ELU} = 1,35 \times M_{ELS} = 1,35 \times 8,75 = 12,58 \text{ t.m.}$

	à l'ELU		à l'ELS	
	Condition normale	Condition sismique	Condition normale	Condition sismique
M(tm)	253,69	12,58	187,92	8,75
N(t)	268,98	306,65	199,25	227,14

Tableau XII.9 : Sollicitations à la base du voile.

III.4.2 Ferrailage du mur frontal

III.4.2.1 Ferrailage vertical

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b = 1 \text{ m}$; $h = 2,8 \text{ m}$; $d = 0,9 h = 2,52 \text{ m.}$

On remarque que la condition la plus défavorable est la Condition normale, donc on va ferrailer avec l'ELU de la Condition normale.

Le logiciel de ferrailage SOCOTEC a donné une section d'armature $A_s = 0,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (section entièrement comprimée).

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{smin} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 100 \times 2,52 \times \frac{2,22}{400} = 32,17 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On remarque que $A_{smin} > A_s \Rightarrow$ la CNF n'est pas vérifiée.

On va ferrailer avec la section trouvée à la vérification de la condition de non fragilité

Donc $A_s = 32,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 5 HA32/ml pour $A_s = 40,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

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

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A's = \frac{A_s}{3} = \frac{40,21}{3} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$A's = 13,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit: 5HA20/ml pour $A's = 15,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Pourcentage minimal :**

$$\frac{0,4 b}{f_e} \text{ Avec } St = 30 \text{ cm et } A_t > 1,8 \text{ cm}^2. d$$

Soit 4 cadres de HA12/ml pour $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$.

III.4.2.2 Ferrailage horizontal

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 2,8 \text{ m}$.

On remarque que la condition la plus défavorable est la Condition normale.

La section d'armature est déterminée avec l'aide du logiciel de ferrailage SOCOTEC.

On trouve $A_s = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (section entièrement comprimée).

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{smin} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 100 \times 2,52 \times \frac{2,22}{400} = 32,17 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On remarque que $A_{smin} > A_s \Rightarrow$ la CNF n'est pas vérifiée.

On va ferrailer avec la section trouvée à la vérification de la condition de non fragilité

Donc $A_s = 32,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 5HA32/ml pour $A_s = 40,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

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

Pour l'armature de construction on prend :

$$A's = \frac{A_s}{3} = \frac{40,21}{3} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$A's = 13,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit: 5 HA20/ml pour $A's = 15,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

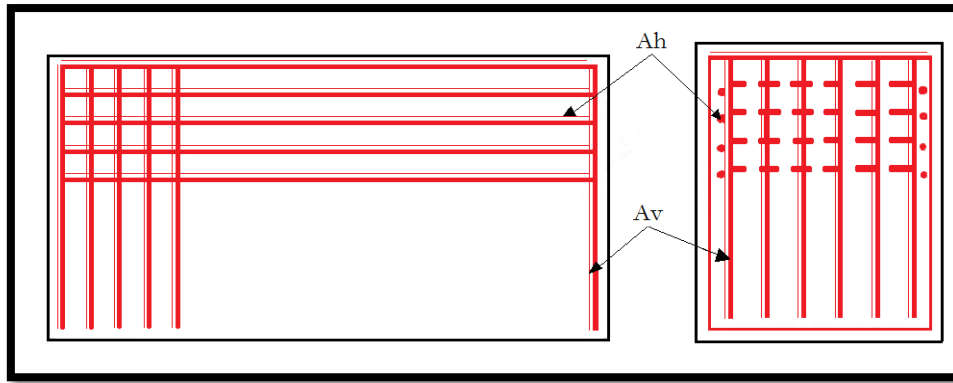


Figure XII.14 : Ferrailage du mur de front.

$$A_h = A_v = 5 \text{ HA32/ml St} = 20 \text{ cm.}$$

III.5 Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est supposé encasté au niveau de la semelle ainsi qu'au niveau de mur de front, Il est sollicité par des charges verticales et horizontales :

1. Poids propres et poids de la superstructure,
2. Poussée horizontale,
3. Charges concentrées vers l'extrémité du mur, elles sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

III.5.1 Calcul des efforts

III.5.1.1 Efforts horizontaux

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2}[0,259 \times 2 \times (16,70)^2 \times 1] = 72,23 \text{ t/ml.}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 2 \times 0,259 \times 1 = 8,65 \text{ t/ml.}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ t.}$

❖ Les moments

- Poussée des terres : $M_t = 72,23 \times \frac{1}{3}(16,70) = 402,08 \text{ t.m/ml.}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 8,65 \times \frac{1}{3}(16,70) = 48,15 \text{ t.m/ml.}$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2,4 \times 16,70 = 40,08 \text{ t.m.}$

❖ Les combinaisons

$$\text{ELU : } M_{ELU} = 1,35 M_t + 1,6 (M_{sr} + M_{sc}).$$

$$\text{ELS: } M_{ELS} = M_t + 1,2 (M_{sr} + M_{sc}).$$

Donc on a

$$M_{ELU} = 1,35 \times 402,08 + 1,6 \times (48,15 + 40,08) = 683,98 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ELS} = 402,08 + 1,2 \times (48,15 + 40,08) = 507,96 \text{ t.m/ml.}$$

III.5.1.2 Efforts verticaux

- Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 0,45 \times 16,70 \times 2,5 = 18,79$ t/ml.
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1,2 = 4,8$ t.
- Poids propre de la superstructure: $P_{su} = 0,3$ t/ml.

❖ Les moments

- Poids propre du mur : $M_G = 18,79 \times \left(\frac{16,70}{2}\right) = 156,90$ t.m/ml.
- Poids propre de la superstructure: $M_{su} = 0,3 \times 0,5 = 0,15$ t.m/ml.
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4,8 \times 16,70 = 80,16$ t.m.

❖ Les combinaisons

ELU : $M_{ELU} = 1,35 (M_G + M_{su}) + 1,6 M_{sc}$.

ELS: $M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1,2 M_{sc}$.

Donc on a

$$M_{ELU} = 1,35 \times 156,90 + 1,6 \times (0,15 + 80,16) = 340,31 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ELS} = 156,90 + 1,2 \times (0,15 + 80,16) = 253,27 \text{ t/ml.}$$

III.5.2 Ferrailage du mur en retour

➤ Ferrailage vertical

$$M_{ELU} = 340,31 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ELS} = 253,27 \text{ t/ml.}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa ; } b_0 = 1 \text{ m ; } d = 2,7 \text{ m.}$$

La section d'armature est déterminée avec l'aide du logiciel de ferrailage SOCOTEC.

On trouve $A_s = 45 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 6 HA32/ml pour $A_s = 48,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On prend un espacement $St = 16 \text{ cm}$.

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 100 \times 270 \times \frac{2,22}{400} = 34,46 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On remarque que $A_{smin} < A_s \Rightarrow$ la CNF est vérifiée.

Donc on garde les armatures 6 HA32/ml.

Pour l'armature de construction (transversale) on prend :

$$A's = \frac{48,25}{3} = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 6 HA20/ml pour } A's = 18,84 \text{ cm}^2/\text{ml avec un espacement } St = 16 \text{ cm.}$$

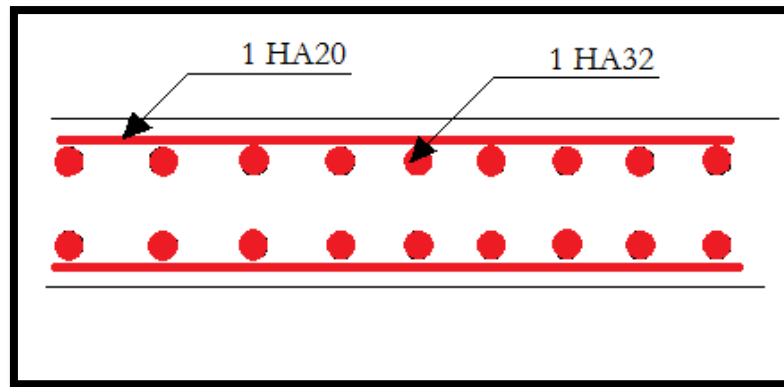


Figure XII.15 : Ferrailage du mur en retour (vue en plan).

III.6 Etude et ferrailage de la semelle

III.6.1 Caractéristiques de la semelle

Longueur $L = 11,40$ m.
 Largeur $B = 8,2$ m.
 Epaisseur $E = 1,50$ m.

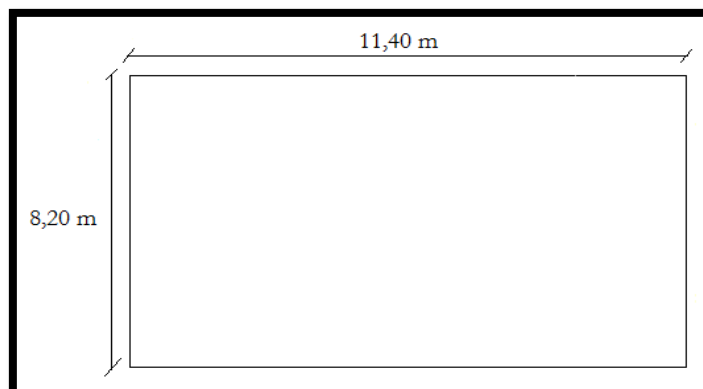


Figure XII.16 : Vue en plan de la semelle.

III.6.2 Sollicitations sur la semelle

Ce tableau récapitulatif donne les moments et efforts globaux agissant sur la semelle de la culée.

Désignation	Cas	N(t)	M renversant (t.m)	M stabilisant (t.m)	MS - MR
Total	Cas 1	3248,47	3755,49	16970,59	13188,84
	Cas2	3703,26	9089,01	19346,43	10241,75
	Cas 3	3248,47	8886,86	16970,59	8071,65
	Cas 4	2793,68	8597,85	14594,96	5988,41

Tableau XII.10 : Efforts globaux sur la semelle.

➤ Condition normale

$N_{\max} = 3248,47$ t.

$M_{\max} = 13188,84$ t.m.

➤ **Condition sismique**

$$N_{\max} = 3703,26 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 10241,75 \text{ t.m.}$$

➤ **Détermination du nombre des pieux**

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante

$$n = \frac{N_{\max}}{\text{capacité portante d'un pieu}}$$

$$n = \frac{3703,26t}{600} = 6,17.$$

Pour des raisons de sécurité on prend 10 pieux.

➤ **Effort revenant à chaque pieu**

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x}{\sum Y_i^2} Y_i \pm \frac{M_y}{\sum X_i^2} X_i$$

Avec, les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

➤ **Condition normale**

$$N1 = \frac{3248,47}{8,72} + \frac{13188,84}{157,68} = 456,17 \text{ t.}$$

$$N2 = \frac{3248,47}{8,72} - \frac{13188,84}{157,68} = 288,89 \text{ t.}$$

➤ **Condition sismique**

$$N1 = \frac{3703,26}{8,72} + \frac{10241,75}{157,68} = 489,64 \text{ t.}$$

$$N2 = \frac{3703,26}{8,72} - \frac{10241,75}{157,68} = 359,73 \text{ t.}$$

III.6.3 Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)

III.6.3.1 Ferrailage de la nappe inférieure

➤ Armatures transversales inférieures

$$\text{La Condition de la méthode est } \begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

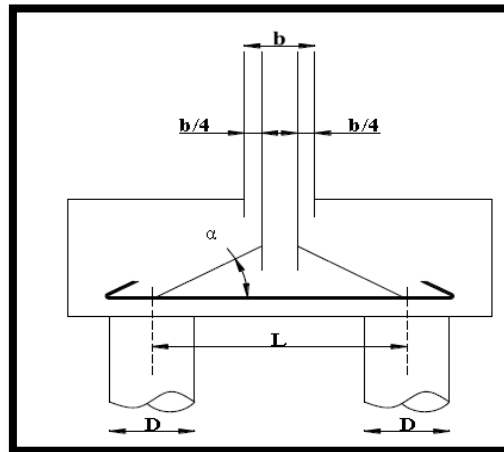


Figure XII.17 : La semelle.

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1,5}{\frac{3,6}{2} - \frac{2,8}{4}} = 1,36 \Rightarrow \alpha = 53,74^\circ > 45^\circ \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{3,6}{2} - \frac{2,8}{4} = 1,10 < 1,50 \text{ La condition est vérifiée.}$$

a- Condition normale

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26700 \text{ t/m}^2$$

$$A_1 = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{456,17}{26700} \times \frac{\frac{3,6}{2} - \frac{2,8}{4}}{(1,50 - 0,05)} = 0,012961 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 129,61 \text{ cm}^2$$

b- Condition sismique

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A_2 = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{489,64}{40000} \times \frac{\frac{3,6}{2} - \frac{2,8}{4}}{(1,50 - 0,05)} = 0,009286 \text{ m}^2.$$

$$A_2 = 92,86 \text{ cm}^2.$$

On constate que la condition la plus défavorable est la Condition normale, alors la section adoptée est $A_1 = 129,61 \text{ cm}^2$, on prend 17 HA32 avec $A_1 = A_{ti} = 136,71 \text{ cm}^2$. L'espacement étant :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$

Où :

n : Nombre de barre = 17 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

Donc

$$S_t = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{17 - 1} = 0,16 \text{ m.}$$

On prend: $S_t = 16 \text{ cm}$.

➤ Armatures longitudinales inférieures

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

$$A_{li} = \frac{A_{ti}}{3} = \frac{136,71}{3} = 45,57 \text{ cm}^2.$$

On prend 6 HA32 avec $A_{li} = 48,25 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

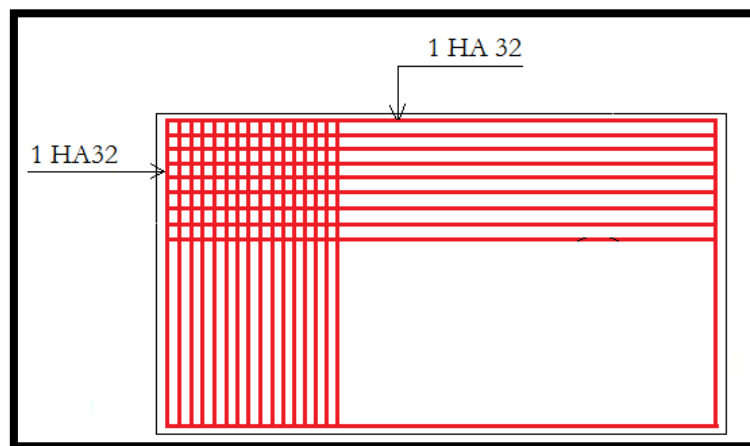


Figure XII.18 : Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle.

III.6.3.2 Ferrailage de la nappe supérieure

➤ Armatures transversales supérieures

Les armatures transversales sont à disposer dans le sens de largeur de la semelle. Leur section par mètre de longueur est :

$$A_{ts} = \frac{A_{ti}}{10} = \frac{136,71}{10} = 13,67 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend 5 HA20 pour $A_{ts} = 15,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Armatures longitudinales supérieures**

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle.

Leur section par mètre de largeur est :

$$A_{ls} = \frac{A_{li}}{10} = \frac{45,17}{10} = 4,517 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend 3 HA14 pour $A_{ls} = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$, d'un espacement $St=25\text{cm}$.

➤ **Armatures latérales**

$$A_{ts} = \frac{A_{ti}}{10} = \frac{135,50}{10} = 13,55 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend 5 HA20 pour $A_{ts} = 15,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

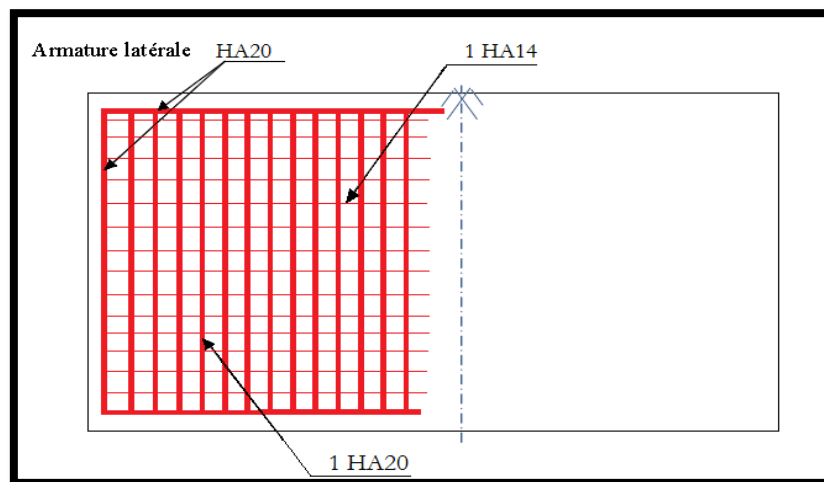


Figure XII.19 : Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle.



Conclusion générale

I Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de l'étudiant, c'est d'ailleurs la meilleure occasion pour lui de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant sa formation.

L'élaboration d'un projet nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, d'autre part des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures.

Nous avons traité dans ce mémoire les principales étapes de l'étude d'un pont, en commençant par le principe d'implantation des appuis, une fois que la position des appuis a été définie, nous avons retenu le choix du tablier en encorbellements successifs qui nous a paru le plus adéquat pour cette gamme des portés.

La modélisation du pont à été faite avec un moyen automatique robuste dans les calculs, c'est un outil qui aide à raccourcir le temps et à apprécier les résultats.

L'ensemble des éléments principaux a été dimensionné conformément aux directives imposées par la réglementation.

A partir des sollicitations maximales sur le tablier nous avons dimensionné la précontrainte.

Les câbles sont mis en tension suivant les phases de construction.

Après l'évaluation des pertes instantanées et différées, l'estimation prise initialement a été vérifiée.

Toutes les vérifications faites sur les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes admissibles.

Finalement le travail a été achevé avec l'étude de l'infrastructure à savoir la pile et la culée.

Enfin, ce projet est le couronnement de cinq années d'études, il permet de tester, compléter les connaissances déjà acquises et les confronter avec la pratique.

En matière de l'apport personnel, ce projet nous a été très bénéfique. Il nous a permis en premier lieu d'exploiter nos connaissances acquises pendant le cursus universitaire au sein de l'UMMTO, ainsi il a approfondi et enrichi ces acquis sur lesquels on pourra se baser dans le monde professionnel et s'immerger avec assurance et confiance dans le domaine.

En espère 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 tous les utilisateurs.

BIBLIOGRAPHIE

➤ **OUVRAGES**

- **Guide de conception du SETRA** : "Pons en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (Juin 2003) ;
- **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) ;
- **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) ;
- **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) ;
- **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**

➤ **THESES**

- *Etude du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs ; étudié par **Mr : ZIANE Nabil, BOUCHALA Massinissa**; encadré par **Pr : S.KACI** soutenue à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou . (Promotion juin 2011).*
- *Etude du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs ; étudié par **Mr.Y.KADI , A.HOCINE** ; encadré par **Mr : A.OUGUEMAT** soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou . (Promotion juin 2010).*
- *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).*
- *Etude d'un viaduc en béton précontraint par encorbellements successifs sur la pénétrante de RELIZANE autoroute est-ouest ; étudié par **Mr : D.BOUCHAFA D.SAIDANI**; encadré par **Mr.M.YOUNSI** soutenu à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. (Promotion juin 2012).*
- *Etude du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs sur la pénétrante de RELIZNE autoroute EST-OUEST; soutenu à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. (Promotion juin 2012).*