

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de la l'obtention du diplôme master en génie civil

Option : Voies et Ouvrages d'Arts

Thème

*Etude d'un pont en béton précontraint construit par
encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place*



Proposé par : La Direction des Travaux Publics de Tizi-Ouzou

Encadré par:

Mem OUKID

Présenté par :

ANARIS Abdenmour

Promotion(VOA) 2015



Remerciement

Mes premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui ma donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans mes études.

Mes vifs remerciements vont aussi à mon encadreur Mem OUKID qui a fait tout son possible pour m'aider.

Je remercie également les membres du jury pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Je remercie aussi tous mes amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Mes remerciement vont également a tous ceux et celles qui de près ou de loin m'ont apporté aide et encouragement.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mon regretté père et à mon regretté frère Brahim que le Bon Dieu les accueille
dans son vaste paradis

A ma très chère mère.

A mes chers frères et à ma chère sœur.

A mes neveux.

A tous mes amis.



Sommaire

SOMMAIRE

Historique	01
<u>CHAPITRE I : Généralité</u>	
Introduction.....	02
I.1. But de l'étude.....	03
I.2. Présentation de l'ouvrage	04
I.4. Les exigences fonctionnelles	04
I.4.1. Données relatives à la portée	04
I.4.1.1. Tracé en plan.....	04
I.4.1.2. Profil en long.....	05
I.4.1.3. Profil en travers	05
I.4.2. Données relatives à l'obstacle franchir.....	05
I.5. Les exigences naturelles	05
I.5.1. Données géologiques.....	05
I.5.2. Données géotechnique	06
I.5.3. Données topographiques	07
I.5.4. Données climatiques.....	07
I.5.5. Données sismiques.....	07
<u>CHAPITRE II : Conception et Proposition des Variantes</u>	
II.1. Choix du type d'ouvrage	08
II.2. Critères de choix du type d'ouvrage.....	08
II.3. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage.....	08
II.4. Conception de tablier.....	08
II.4.1. Variante N°01 : Pont mixte acier-béton bipoutres.....	08
Introduction.....	08
II.4.1.1. Forme de la section transversale	09
II.4.1.2. Les avantages et les inconvénients	09
II.4.2. Variante N°02 : Pont à haubans	10
II.4.2.1. Description	10
II.4.2.2. Les avantages et les inconvénients	10
II.4.3. Variante N°03 : Pont caissons	11
Introduction.....	11
II.4.3.1. Forme de la section transversale	11
II.4.3.2. Les avantages et les inconvénients	12
II.5. Mode de construction	12
II.5.1. Tablier construit par poussage.....	12
II.5.2. Tablier construit par cintre	12
II.5.3. Tablier construit par encorbellement.....	13
II.5.3.1.voussoir coulé sur place	13
II.5.3.2.voussoirs préfabriqués.....	14
II.5.3.2.Systèmes rendus continus	15

II.6. La variante retenue	16
II.6.1. Analyse multicritères.....	16
Conclusion	16

CHAPITRE III : Caractéristiques des Matériaux

III.1. Le Béton.....	17
III.1.1. Dosage	17
III.1.2. Densité	17
III.1.3. La résistance caractéristique à la compression.....	17
III.1.4. La résistance caractéristique à la traction (BAEL 91 REVISE 99)	18
III.1.5. Contrainte de calcul à l'état limite ultime (BAEL 91 REVISE 99).....	18
III.1.6. Contrainte de calcul à l'état limite de service.....	18
III.1.7. Coefficient de poisson	18
III.1.8. Module de déformation longitudinale du béton E	19
III.1.9. Module de Déformation transversale du béton.....	19
III.2. Les aciers.....	19
III.2.1. Les aciers passifs	19
III.2.2. Les aciers actifs	20
III.2.2.1. Caractéristiques géométriques des câbles.....	20
III.2.2.2. Caractéristiques mécaniques	20

CHAPITRE IV : Pré-dimensionnement et Caractéristiques géométriques

IV.1. Pré-dimensionnement	22
IV.1.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	22
IV.1.2. Distribution des travées.....	22
IV.1.3. Hauteur des voussoirs	22
IV.1.3.1. Hauteur sur pile.....	23
IV.1.3.2. Hauteur à la clé	23
IV.1.4. Découpage des voussoirs.....	24
IV.1.5. Pré-dimensionnement de la section transversale	24
IV.1.5.1. Epaisseur des âmes	25
IV.1.5.2. L'inclinaison des âmes	26
IV.1.5.3. Entraxe des âmes	26
IV.1.5.4. Epaisseur du hourdis supérieur	26
IV.1.5.5. Epaisseur du hourdis inférieure.....	27
IV.1.5.6. Les goussets.....	27
IV.2. Caractéristiques géométriques	29
IV.2.1. Section sur pile.....	30
IV.2.2. Section sur culée.....	31
IV.2.3. Loi de variation des différents paramètres.....	32
IV.2.3.1. Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$	32
IV.2.3.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$	33
IV.2.3.3. Variation de la section $S(x)$	34
IV.2.3.4. Variation de l'inertie $I(x)$	35
IV.2.3.5. Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir.....	36

IV.2.4. Caractéristiques géométriques du caisson sur pile	38
---	----

CHAPITRE V : Charges et Surcharges

Introduction	39
V.1. Calcul des charges et surcharges.....	39
V.1.1. Charges hors trafic	39
V.1.1.1. Les charges permanentes (CP).....	39
V.1.1.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP).....	40
V.1.2. Les charges dues au trafic.....	41
V.1.2.1. Caractéristiques du pont.....	41
V.1.2.2. Calcul des surcharges routières	42
V.2. Le Vent	51
V.3. La température	52
V.4. Le séisme.....	52
V.5. Définition des actions	52
V.5.1. Actions permanentes	52
V.5.2. Actions variables	52
V.5.3. Actions accidentelles	52
V.5.4. Combinaisons des charges	52

CHAPITRE VI : Etude Longitudinale

Introduction.....	54
VI.1. Charges appliquées à la console en cours de la construction.....	55
VI.2. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau.....	56
VI.2.1. Effets dus au poids propre G	56
VI.2.2. Effets des surcharges réparties de chantier (Q_{PRA1}).....	58
VI.2.3. Effets des Surcharges concentrées (Q_{PRA2}).....	59
VI.2.4. Effets du poids de l'équipage mobile (Q_{PRC1})	59
VI.2.5. Vent	60
VI.3. Etude de la stabilité des fléaux.....	61
VI.3.1. Actions accidentelles (FA) sur le demi-fléau	61
VI.3.2. Les combinaisons des charges	62
VI.4. Clavage des travées.....	64
VI.4.1. Clavage des travées de rive.....	64
VI.4.2. Clavage de la travée intermédiaire.....	65
VI.5. Etude longitudinale en phase de service	66
VI.5.1. Description générale du logiciel.....	67
VI.5.2. Modélisation	67
VI.5.3. Modèle de calcul	68
VI.5.4. Combinaisons de calcul	68
VI.5.4.1. Sollicitations dues aux charges permanentes	69
VI.5.4.2. Sollicitations dues aux charges routières.....	70
VI.5.4.3. Sollicitations dues au gradient thermique.....	71
VI.5.4.4. Les combinaisons d'action.....	71

CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

Introduction.....	73
VII.1. Mode de calcul	74
VII.1.1. Câble de fléau	74
VII.1.2. Câble de continuité	74
VII.2. L'objectif de ce présent chapitre	74
VII.3. Etude de la précontrainte de fléau.....	75
VII.3.1. Disposition des câbles	75
VII.3.2. Détermination de la précontrainte de fléau	75
VII.3.3. Détermination du nombre de câbles de fléau	76
VII.3.4. Répartition des câbles dans chaque voussoir	77
VII.3.5. Description des câbles.....	78
VII.3.6. Etude du tracé des câbles.....	78
VII.3.7. Pertes de tension dans les câbles.....	86
VII.3.7.1. Les pertes instantanées.....	86
VII.3.7.2. Les pertes différées.....	91
VII.3.8. Variation des pertes différées dans le temps.....	94
VII.3.9. Conclusion	95
VII.4. Vérification des contraintes en phase de construction	96
VII.4. Etude de la précontrainte de continuité	97
VII.4.1. Les câbles de continuité.....	97
VII.4.2. Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée.....	97
VII.4.2.1. Câblage de la travée de rive.....	98
VII.4.2.2. Câblage de la travée intermédiaire.....	99
VII.4.3. Les pertes de précontrainte	99
VII.4.4. Vérification des contraintes en phase de service	103
VII.4.4.1. A vide (sous M_{min}).....	103
VII.4.4.2. En charge (sous M_{max}).....	103

CHAPITRE VIII : Etude Transversale

Introduction	106
VIII.1. Modélisation.....	106
VIII.2. Définition des charges.....	107
VIII.3. Les combinaisons d'actions	107
VIII.4. Ferrailage	110
VIII.4.1. Ferrailage de voussoir prêt de la pile	111
VIII.4.1.1. Ferrailage du hourdis supérieur.....	111
VIII.4.1.2. Ferrailage du hourdis inférieur.....	112
VIII.4.1.3. Ferrailage des consoles.....	113
VIII.4.1.4. Ferrailage des âmes	113
VIII.4.2. Ferrailage de voussoir prêt de la culée	114
VIII.5. Vérification de l'effort tranchant	115
VIII.6. Vérification au poinçonnement	115

VIII.7. Vérification des âmes au flambement	115
Conclusion	116
VIII.8. Etude et ferrailage du bossage.....	119
V.III.8.1.Ferrailage du bossage	119
VIII.8.1.1.Bossage à un seul ancrage	120

CHAPITRE IX : Résistance à l'effort Tranchant

Introduction	122
IX.1. Détermination de l'effort tranchant	122
IX.1.1. Effort tranchant du à la précontrainte.....	122
IX.1.2. Efforts dans les sections (Phase en service)	123
IX.1.3. Correction dite effet RESAL	123
IX.2. Justification des âmes	124
Conclusion	125

CHAPITRE X : Les Equipements du Pont

Introduction.....	126
X.1. Appareils d'appui.....	126
X.1.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté.....	126
X.1.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	127
X.1.2.1. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action	127
X.1.2.2. Compression : sous réaction verticale	128
X.1.2.3. Distorsion : déformation angulaire	129
X.1.3. Vérification de l'appareil d'appuis.....	130
X.1.3.1. Vérification de Condition de non- cheminement et de non-glissement.....	130
X.1.3.2. Vérification de condition de non flambement	131
X.1.3.3. Vérification de condition de non-soulèvement	131
X.1.4. Dimensionnement des frettés.....	132
Conclusion	132
X.2. Les dés d'appuis.....	132
X.2.1. Dimensions de dés d'appuis.....	132
X.2.2. Ferrailage des dés d'appuis à la culée	133
X.3. Joints de chaussée	134
X.3.1. Choix du type de joint.....	134
X.3.2. Calcul du souffle des joints	134
X.3.2.1.Dilatation thermique.....	135
X.3.2.2.Retrait	135
X.3.2.3.Fluage.....	135
X.3.2.4.Souffle sismique	135
X.3.3. Type de joint choisi.....	137
X.4. Le revêtement du tablier.....	138
X.4.1. Couche d'étanchéité	138
X.4.2. Couche de roulement.....	138

X.5. Dispositifs retenue.....	139
X.5.1. Les glissières	139
X.5.2. Le garde-corps.....	139
X.6. Corniches.....	139
X.7. Evacuation des eaux.....	139
X.8. Autres équipements.....	140

CHAPITRE XI : Etude de la Pile

Introduction	141
XI.1. Choix du type de pile.....	141
XI.2. Implantation des piles	142
XI.3. Pré-dimensionnement de la pile.....	142
XI.4. Les Fondations	142
XI.4.1. Choix du type de fondation	143
XI.4.2. Nombre de files de pieux.....	143
XI.4.3. La semelle	143
XI.4.3.1. La largeur	143
XI.4.3.2. La longueur.....	143
XI.4.3.3 .La hauteur	143
XI.5. Etude et ferrailage de la pile	144
XI.5.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	144
XI.5.2. Ferrailage de la pile.....	146
XI.5.2.1. Armatures longitudinales.....	146
XI.5.2.2. Armatures transversales.....	148
XI.5.3. Vérification de la stabilité au flambement de la pile	149
XI.6. Etude et ferrailage de la semelle	150
XI.6.1. Caractéristiques de la semelle.....	150
XI.6.2. Détermination du nombre des pieux.....	150
XI.6.3. Effort revenant à chaque pieu	151
XI.6.4. Ferrailage de la semelle (méthode des consoles).....	152
XI.6.4.1. Armatures transversales inférieures	152
XI.6.4.2. Armatures de répartition.....	153
XI.6.4.3. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle.....	153
XI.7. Etude et ferrailage des pieux.....	154
XI.7.1. Actions sur les pieux	154
XI.7.1.1. Calcul de λ	155
XI.7.1.2. Effort horizontal maximum en tête du pieu.....	155
XI.7.1.3. Calcul des moments par la formule de WARNER.....	155
XI.7.2. Ferrailage des pieux	157
XI.7.2.1. Ferrailage longitudinal.....	157
XI.7.2.2. Ferrailage transversal.....	159

CHAPITRE XII : Etude de la Culée

Introduction.....	160
XII.1. Choix de la Morphologie.....	160

XII.2. Implantation de la culée.....	160
XII.3. Pré-dimensionnement de la culée	161
XII.3.1. Mur de garde grève	161
XII.3.2. Le mur de front	161
XII.3.3. Les murs latéraux (murs cachent)	161
XII.3.4. Les murs en retour	161
XII.3.5. Dalle de transition	161
XII.3.6. La semelle	162
XII.3.7. Sommier d'appui.....	162
XII.3.8. Les corbeaux.....	162
XII.4. Évaluation des efforts sollicitant la culée	162
XII.4.1. Calcul du coefficient de poussée.....	162
XII.4.2. Poussée des surcharges de remblai	163
XII.4.3. Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + emblais)	164
XII.5. Ferrailage des éléments de culée	164
XII.5.1. Mur de garde grève.....	164
XII.5.1.1. Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève.....	164
XII.5.1.2. Ferrailage	167
XII.5.2. La dalle de transition	168
XII.5.2.1. Evaluation des efforts	168
XII.5.2.2. Ferrailage	170
XII.5.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition.....	170
XII.5.3.1. Evaluation des efforts	170
XII.5.3.1. Ferrailage	170
XII.5.4. Mur en retour	171
XII.5.4.1. Evaluation des efforts	171
XII.5.4.2. Ferrailage	172
XII.5.5. Mur frontal.....	173
XII.5.5.1. Forces verticales	174
XII.5.5.2. Forces horizontale	174
XII.5.5.3. Evaluation des charges et surcharges	174
XII.5.5.4. Ferrailage	175
XII.5.6. La semelle	176
XII.5.6.1. Evaluation des efforts agissants sur la semelle	176
XII.5.6.2. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)	178
XII.5.7. Etude et ferrailage des pieu	181
XII.5.7.1. Actions sur les pieux	181
XII.5.7.2. Ferrailage des pieux.....	183
Conclusion Générale	186
Bibliographie	



Liste des Figures

Liste des Figures

Fig. I.1: Les différentes parties de pont	03
Fig. I.2: Tracé en plan.....	04
Fig. I.3: Gabarit vis-à-vis de l'ouvrage	05
Fig. I.4: différentes couches du sol.....	06
Fig. I.5: situation de l'ouvrage.....	07
Fig. II.1: Coupe transversale du tablier.....	09
Fig. II.2: Pont à haubans	10
Fig. II.3: Pont caisson.....	11
Fig. II.4: Les différents types des caissons.....	11
Fig. II.5: Construction par poussage	12
Fig. II.6: Tablier coulé sur cintre.....	13
Fig. II.7: Construction par encorbellement	13
Fig. II.8: voussoirs coulés sur place	14
Fig. II.9: Stabilité du fléau lors de la réalisation.....	14
Fig. II.10: Pose des voussoirs préfabriqués.....	15
Fig. II.11: voussoirs de clavage	15
Fig. III.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU	18
Fig. III.2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier (BAEL 91 REVISE 99)	19
Fig. III.3 : Acier actif ou toron	20
Fig. III.4 : Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte.....	21
Fig. IV.1 : Coupe longitudinale de l'ouvrage	22
Fig. IV.2 : Découpage en voussoirs	24
Fig. IV.3 : Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes.....	25
Fig. IV.4 : Gousset supérieur.....	28
Fig. IV.5 : Gousset inférieur	28
Fig. IV.6 : La section du voussoir sur pile	29
Fig. IV.7 : La section du voussoir à la clé	29
Fig. IV.8 : Coupe transversale du voussoir sur pile	30
Fig. IV.9 : Coupe transversale du voussoir sur clé.....	31
Fig. IV.10 : Variation de la hauteur de la travée de rive	32
Fig. IV.11 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire	33
Fig. IV.12 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive	33
Fig. IV.13 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.....	34
Fig. IV.14 : Variation de la section de la travée de rive	34
Fig. IV.15 : Variation de la section de la travée intermédiaire	35
Fig. IV.16 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive	35
Fig. IV.17 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire.....	36
Fig. IV.18 : Coupe transversale du voussoir plein sur pile	38

Fig. V.1 : Glissière de sécurité	40
Fig. V.2 : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche	40
Fig. V.3 : Profil en travers du pont	41
Fig. V.4 : Les dimensions de système Bc	44
Fig. V.5 : Les dimensions de système Bt.....	46
Fig. V.6 : Dimensions de système Br	48
Fig. V.7 : Les dimensions de système Mc_{120}	49
Fig. V.8 : Dimensions de système D_{240}	50
Fig. VI.1 : Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1.....	54
Fig. VI.2 : Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (C1-P1).....	54
Fig. VI.3 : Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P2	55
Fig. VI.4 : Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (P2-C2).....	55
Fig. VI.5 : Clavage de la travée intermédiaire (P1-P2)	55
Fig. VI.6 : Vue 3D du modèle de calcul	56
Fig. VI.7 : Poids propre du demi-fléau	57
Fig. VI.8 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous G	57
Fig. VI.9 : Diagramme des efforts tranchant du fléau sous G	58
Fig. VI.10 : Surcharges réparties de chantier.....	58
Fig. VI.11 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRA1	58
Fig. VI.12 : Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRA1	58
Fig. VI.13 : Surcharges concentrées	58
Fig. VI.14 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRA2	58
Fig. VI.15: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRA2	59
Fig. VI.16 : Surcharges de l'équipage mobile	59
Fig. VI.17 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRC1	60
Fig. VI.18: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRC1	60
Fig. VI.19 : Surcharges du vent	60
Fig. VI.20 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QW	61
Fig. VI.21: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QW	61
Fig. VI.22 : Actions accidentelles	61
Fig. VI.23 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous FA	62
Fig. VI.24: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous FA.....	62
Fig. VI.25: Combinaisons en situation temporaire	63
Fig. VI.26 : Combinaisons accidentelles.....	63
Fig. VI.27 : Clavage	65
Fig. VI.28 : Détermination des efforts dus au clavage de la travée de rive	65
Fig. VI.29 : Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre après clavage de la travée de rive	65
Fig. VI.30 : Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre après clavage de la travée de rive	65
Fig. VI.31: Schémas statiques avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	66
Fig. VI.32: Diagramme des moments fléchissant avant l'enlèvement de l'équipage de clavage	66
Fig. VI.33 : Diagramme des efforts tranchants avant l'enlèvement de l'équipage de clavage	66

Fig. VI.34 : Schémas statiques après l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	67
Fig. VI.35: Diagramme des moments fléchissant après l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	67
Fig. VI. 36 : Diagramme des efforts tranchants après l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	67
Fig. VI. 37 : Vue en 3D du modèle de calcul	68
Fig. VI.38 : Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes.....	69
Fig. VI.39 : Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanentes	70
Fig. VI.40: Diagramme du moment fléchissant sous A (l)	70
Fig. VI.41 : Diagramme de l'effort tranchant sous A(l)	70
Fig. VI.42: Diagramme enveloppe des moments fléchissant sous D240	70
Fig. VI.43 : Diagramme enveloppe des efforts tranchants sous D240	71
Fig. VI.44 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison (1.35G + 1.35 D240).....	71
Fig. VI.45: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison (1.35G + 1.35 D240).....	72
Fig. VI.46: Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison (G + D240 + 0.5ΔT)	72
Fig. VI.47: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison (G + D240 + 0.5ΔT).....	72
Fig. VII.1: Disposition des câbles dans le gousset supérieur	78
Fig. VII.2 : Câblage en élévation.....	79
Fig. VII.3 : Tracé de câbles en élévation	83
Fig. VII.4 : Tracé en plan d'un câble du fléau.....	84
Fig. VII.5 : Tracé de câbles en pla.....	86
Fig. VII.6 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage	88
Fig. VII.7 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée de rive)	98
Fig. VII.8 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée intermédiaire)	100
Fig. VII.9: L'effet isostatique de l'effort tranchant.....	102
Fig. VII.10: Effet RESAL.....	103
Fig. VIII.1: Vue en 3D du caisson prêt de la pile modélisé sur le logiciel Robot Structural	106
Fig. VIII.2 : Vue en 3D du caisson prêt de la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural.....	106
Fig. VIII.3 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELU)	108
Fig. VIII.4 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 2 (ELU).....	109
Fig. VIII.5 : Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 2 (ELU)	109
Fig. VIII.6 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELU)	109
Fig. VIII.7 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 3(ELU).....	110
Fig. VIII.8 : Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 3(ELU)	110
Fig. VIII.9 : Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la pile.....	117
Fig. VIII.10 : Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la clé.....	118
Fig. VIII .11 : Distribution du ferrailage dans un bossage	119
Fig. VIII.12 : Détail de ferrailage d'un bossage.	121
Fig. X.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté.....	127
Fig. X.2 : Dimension des couches d'appareil d'appui.....	127
Fig. X.3: Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations.....	128
Fig. X.4 : Détail de l'appareil d'appui.....	132
Fig. X.5. Dimensions en plan du dé d'appui	132
Fig. X.6 : Ferrailage du dé d'appui à la culée	133

Fig. X.7 : Joint du type Wd (souffle moyen)	137
Fig. X.8 : Les équipements du pont.....	139
Fig. XI 1 : vue en plans de la pile 1	141
Fig. XI.2 : Coupe longitudinale de la pile	141
Fig. XI.3 : Coupe longitudinale.....	144
Fig. XI.4 : Vue en plan de disposition des pieux au niveau des piles.....	144
Fig. XI.5 : Efforts et diagramme du moment sur pile.....	145
Fig. XI.6 : Répartition des armatures de la pile.....	146
Fig. XI.7 : Abaque de Walther pour la flexion composée... ..	147
Fig. XI.8 : Ferrailage de la section de la pile	147
Fig. XI. 9 : Vue en plan de la semelle.....	151
.Fig. XI.10 : Abaque de Walther	157
Fig. XI.14 : Ferrailage du pieu	159
Fig. XII.1 : Dalle de transition.....	162
Fig. XII.2 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur	165
Fig. XII.3 : Ferrailage du mur garde grève	167
Fig. XII.4 : Ferrailage de la dalle de tran	173
Fig. XII.6 : Ferrailage du Mur frontal.....	176
Fig. XII.7 : la semelle	178
Fig. XII.8 : Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle	179
Fig. XII.9 : Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle	180
Fig. XII.10 : Abaque de Walther	183
Fig. XII.11 : Ferrailage du pieu.....	185

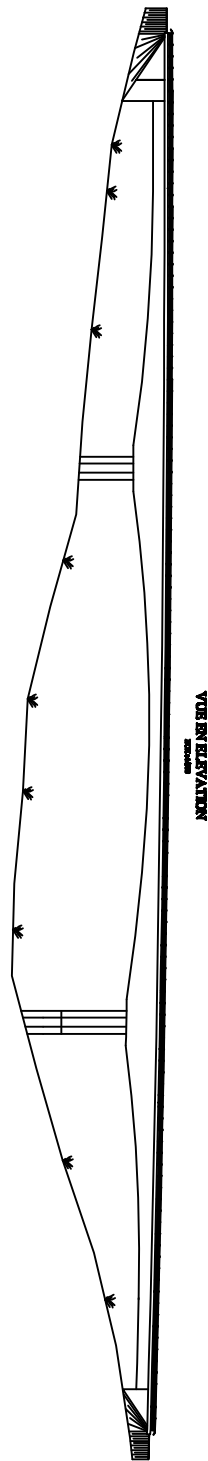
Liste des Tableaux

LISTE DES TABLEAUX

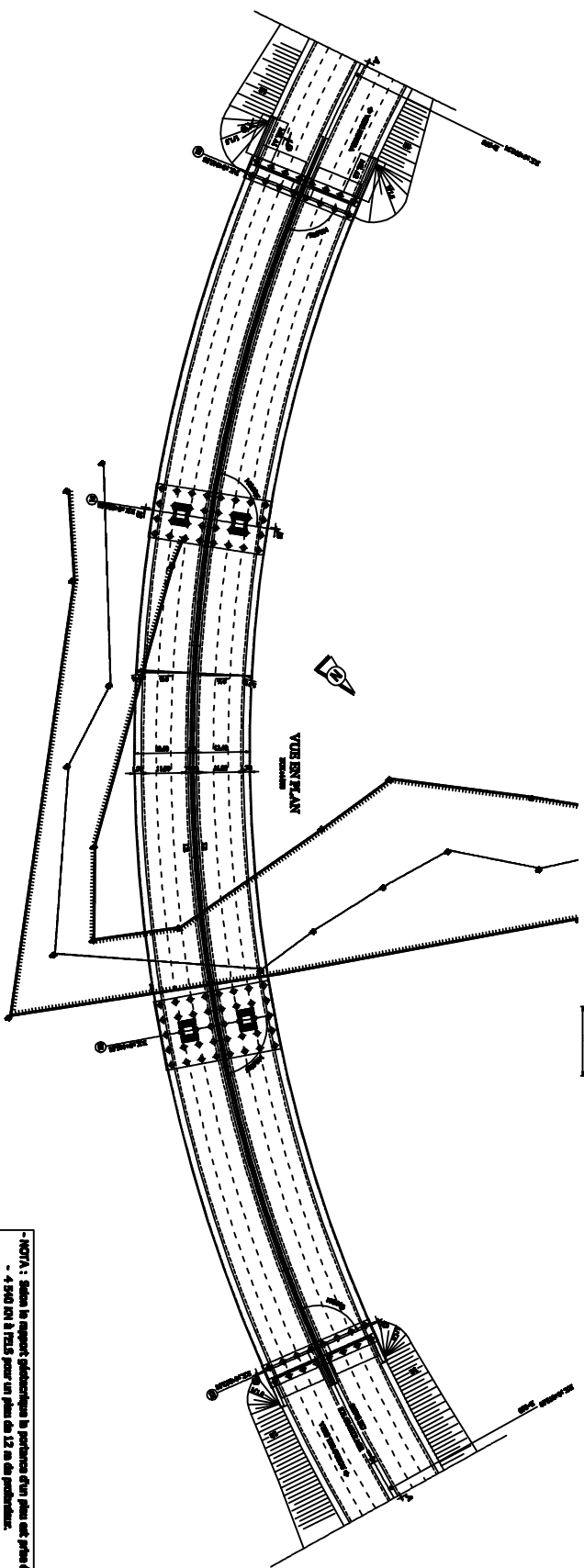
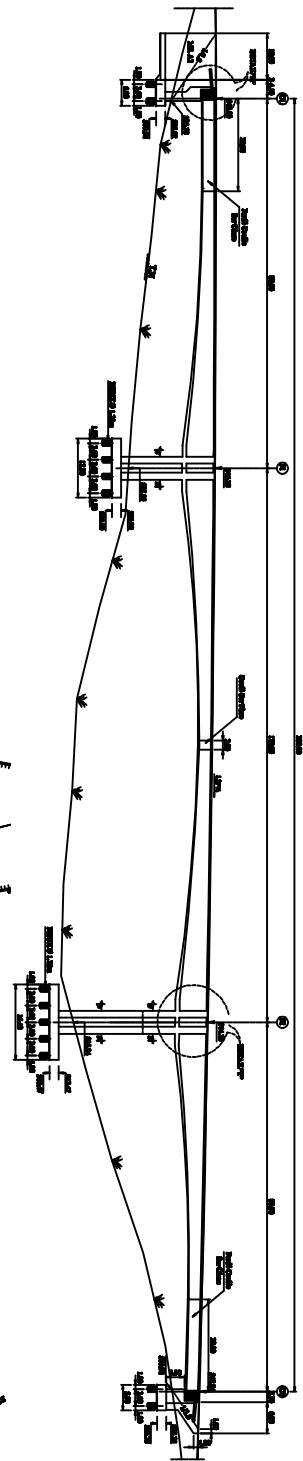
Tab. IV.1 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile	31
Tab. IV.2 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé.....	32
Tab. IV.3 : Tableau récapitulatif des variations des différents paramètres de la travée de rive.....	37
Tab. IV.4 : Tableau récapitulatif des variations des différents paramètres de la travée intermédiaire	37
Tab. IV.5 : Les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile	38
Tab. V.1 : Classification des ponts	41
Tab. V.2 : les valeurs de coefficient a_1	42
Tab. V.3 : Valeurs de coefficient b_c	45
Tab. V.4 : Valeurs de coefficient b_t	47
Tab. V.5 : Valeurs des coefficients de majoration.....	53
Tab. V.6 : Les combinaisons.....	53
Tab. VI.1 : Les effets des charges de construction sur le demi-fléau	62
Tab. VI.2 : Les effets des charges de construction sur le demi-fléau en situation accidentelle FA.....	62
Tab. VI.3 : Combinaisons les plus défavorables	63
Tab. VI.4 : Résultats des efforts (M, T) après clavage de la travée de rive	64
Tab. VI.5 : Les différentes sollicitations et combinaisons selon le Fascicule 61.II	69
Tab. VII.1: Nombre de câble nécessaire pour chaque voussoir.....	77
Tab. VII.2: Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.....	78
Tab. VII.3 : Tableau donnant les paramètres du tracé en élévation des câbles de fléau	82
Tab. VII.4 : Tableau donnant les paramètres du tracé en plan des câbles de fléau	85
Tab. VII.5: Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble.....	89
Tab. VII.6 : Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble.....	90
Tab. VII.7 : Pertes de tension par fluage	93
Tab. VII.8 : Pertes dues à la relaxation des aciers	94
Tab. VII.9 : Les pertes différées	95
Tab. VII.10 : Les pertes totales instantanées et différées.....	96
Tab. VII.11 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée intermédiaire).....	99
Tab. VII.12 : Les pertes de précontrainte dans la travée de rive.....	101
Tab. VII.13 : Les pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire	101
Tab. VII.18 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M min et M max.....	105
Tab. VII.19 : Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous M min et Mmax.....	105
Tab. VIII.1 : Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61	108
Tab. VIII. 2: Ferrailage du hourdis supérieur	111

Tab. VIII. 3 :	Ferraillage du hourdis inferieur	112
Tab. VIII. 4 :	Ferraillage des consoles	113
Tab. VIII. 5 :	Ferraillage des âmes.....	113
Tab. VIII. 6 :	Ferraillage du voussoir prêt de la culée.....	114
Tab. X.1 :	Différents modèles des joints Wd.....	138
Tab. X.2 :	Caractéristiques physiques des joints Wd	138
Tab. XI.1 :	Points d'implantation des piles	142
Tab. XI.2 :	Les sollicitations maximales sur la pile	145
Tab. XII.1:	Implantation de la culée	161
Tab. XII.2:	Récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.....	163
Tab. XII.3:	Résultats du calcul de la poussée à vide.....	164
Tab. XII.4 :	Evaluation des efforts	168
Tab. XII.5 :	Sollicitations à la base du voile	175
Tab. XII.8 :	Les efforts agissants sur la semelle.....	176

*Les Plans Générales de
l'Ouvrage*



VUE EN ELEVATION



NOTA : Selon la largeur admettons la section d'un plan est prise égale à :
 - 4 500 m à 7 500 m pour un plan de 12 m de largeur.
 - 6 500 m à 7 500 m pour un plan de 12 m de largeur.
 - 7 500 m à 8 500 m pour un plan de 12 m de largeur.

Agencement des Travaux Publics
 Direction des Travaux Publics

AVANT PROJET DETAILLE
 REALISATION DE LA PENETRANTE AUTOMOTRICE RELIANT
 LA VILLE DE TIZI OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST
 DU PK00+000 AU PK36+058

PLAN GENERAL

S.A.E.T.I.

SOCIETE ALGERIENNE D'ETUDES D'INFRASTRUCTURES

NO	DATE	NATURE DE LA MODIFICATION	SIGNATURE	ETAT	PLAN
01	17-09-2011	Approbation par le directeur (voir et plan)			

AVANT PROJET DETAILLE
 REALISATION DE LA PENETRANTE AUTOMOTRICE RELIANT
 LA VILLE DE TIZI OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST
 DU PK00+000 AU PK36+058

0A:DU PK0+245,58 AU PK0+325,58

SOCIETE ALGERIENNE D'ETUDES D'INFRASTRUCTURES

45 rue Pasteur, ALGER, ALGERIE
 Tel: 021 23 12 12 12 / 021 23 12 12 12 / 021 23 12 12 12

NO	DATE	NATURE DE LA MODIFICATION	SIGNATURE	ETAT	PLAN
01	17-09-2011	Approbation par le directeur (voir et plan)			

AVANT PROJET DETAILLE
 REALISATION DE LA PENETRANTE AUTOMOTRICE RELIANT
 LA VILLE DE TIZI OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST
 DU PK00+000 AU PK36+058

0A:DU PK0+245,58 AU PK0+325,58

SOCIETE ALGERIENNE D'ETUDES D'INFRASTRUCTURES

45 rue Pasteur, ALGER, ALGERIE
 Tel: 021 23 12 12 12 / 021 23 12 12 12 / 021 23 12 12 12

NO	DATE	NATURE DE LA MODIFICATION	SIGNATURE	ETAT	PLAN
01	17-09-2011	Approbation par le directeur (voir et plan)			



Historique

Historique

L'historique des ponts est étroitement lié à l'histoire de l'humanité : les sociétés en expansion ont besoin davantage d'espace et doivent chercher des moyens de surmonter les obstacles naturels. Un arbre renversé, par exemple permettra de traverser une rivière. Les premiers ponts en poutres permirent aux communautés préhistoriques de s'étendre en développant plus de communication avec les voisins, plus de marchandises, des colonies en expansion, favorisant ainsi les transports et le commerce.

Les ponts méritent la fascination qu'ils exercent. Symboles esthétiques de grandeur et de puissance, ils assurent le passage et le lien entre les hommes.

Les ponts **anciens** étaient réalisés avec des matériaux naturels : lianes, troncs d'arbres, dalles de pierre sur deux appuis.

Déjà toutes les formes sont là, qui deviendront ponts en arches, ponts à piliers ou à poutres et ponts suspendus. D'abord le bois, qui permet une grande variété de structure, depuis les romains jusqu'aux charpentes des ponts de la conquête de l'ouest. Puis de la pierre, qui résiste aux incendies, et qui va s'imposer jusqu'à traduire l'image du pont par excellence, avec des formules empiriques transmises de génération en génération.

Et puis, avec l'**ère industrielle**, l'avènement de la fonte. Il faudra attendre le fer et l'acier pour disposer d'un matériau résistant à la traction, et pouvoir développer de nouvelles techniques, comme la suspension.

L'audace va conduire à rechercher la manière d'abaisser les arcs, d'alléger les piles. Avec le développement des calculs, l'architecture de l'ingénieur va prendre le pas, et le calcul des structures va définir les formes. En même temps, dans le cas des matériaux industriels comme la fonte et l'acier, le matériau impose la structure, et la structure va suggérer l'architecture.

En quelques décennies, la construction des ponts a considérablement progressé non seulement grâce à une utilisation intelligente et une mise en œuvre maîtrisée de matériaux nouveaux aux performances remarquables, mais aussi grâce 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.

CHAPITRE I



Généralités

Introduction

Un ouvrage d'art désigne soit une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication (*route, voie ferrée, canal, etc.*), soit un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau, soit enfin un dispositif de retenue des eaux (digue, barrage).

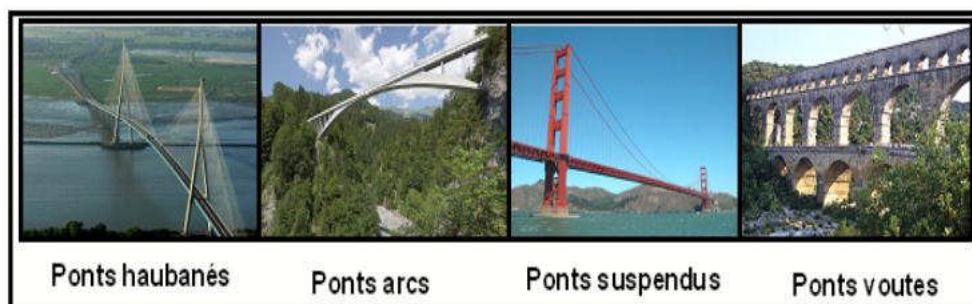
D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (*dite voie portée*) de franchir un obstacle naturel ou artificiel: rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont route), piétonne (passerelle),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

On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **Ponceau ou dalot** : pont de petites dimension (*quelque mètres*) ;
- **Passerelle** : ouvrage destiné aux piétons exceptionnellement, aux canalisations, ou au gibier.
- **Viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts et généralement situé en site terrestre.

On peut également classer les ponts selon :

- Le matériau utilisé (*ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint, mixte...*).
- La nature de la voie portée (*ponts-routes, ponts-rails, pont-canal, Pont-aqueduc...*).
- La structure (*ponts à poutres, ponts-dalles, ponts arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans,....*).



- La forme (*ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...*).
- Leur mode d'exécution (*ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...*).

Un **pont** se compose des parties suivantes :

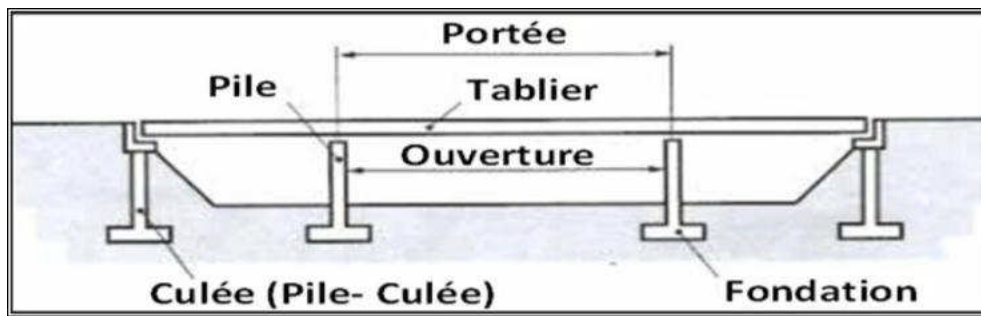


Fig. I.1: Les différentes parties de pont

- **Le tablier** : élément résistant portant la voie ;
- **Les appuis** : 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 dus 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.

En plan, le tablier d'un pont peut être droit, biais (*suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont*), ou courbe. On appelle angle de biais (θ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; ainsi, pour un pont droit, $\theta = 90^\circ$ ou 100 gr.

I.1. But de l'étude

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un pont franchissant un Oued sur l'aménagement en axe autoroutier de la RN 25 dans la Wilaya de Tizi-Ouzou.

Au stade de la conception du pont, trois variantes seront proposées et par une analyse multicritère qualitative, une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet en questions a été proposé par le bureau d'étude de la Direction des travaux public de la Wilaya de Tizi-Ouzou, l'objet de notre étude consiste à la conception et le dimensionnement d'un pont construit par encorbellements successifs avec des voussoirs coulés sur place qui rentre dans le cadre du projet de l'autoroute Est-Ouest reliant **Tizi-Ouzou** à **Bouira** pour permettre de franchir le Oued sur une longueur de **280m**, il est compris entre le **PK0+245.58** AU **PK0+525.58** et se compose de trois (03) travées :

- Une travée centrale de **120 m**.
- Deux travées de rives de **80 m**.

Notre projet est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles et distants de **0.60 m** construits par encorbellement successif. Chaque viaduc a une largeur totale de **13 m** a trois voies de circulation de **3,50m** chacune. On se contente d'étudier le pont allant de **Tizi-Ouzou** vers **Bouira**

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

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

I.4. Les exigences fonctionnelles

Elles constituent l'ensemble des caractéristiques relatives à la voie portée (*tracé en plan ; profil en travers ; profil en long*) et à l'obstacle franchi (*le gabarit et les ouvertures*), permettant d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

I.4.1. Données relatives à la portée

I.4.1.1. 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 présente une courbure d'une longueur de **280m**.

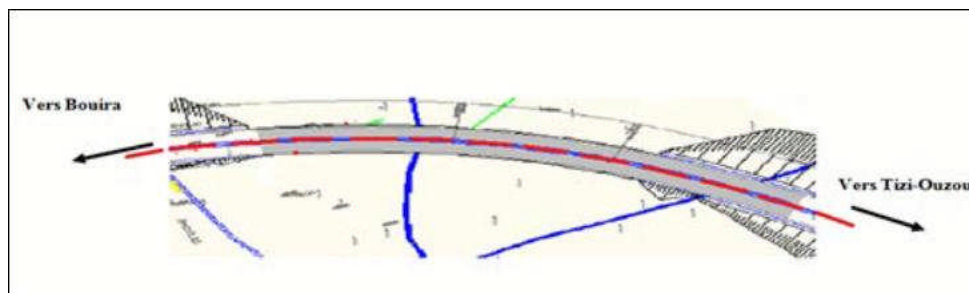


Fig. I.2: Tracé en plan

I.4.1.2. Profil en long

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

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de **1.27 %** en partant du niveau **546,50 m** au niveau de **542,94 m**.

I.4.1.3. 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.

L'ouvrage comporte une chaussée en **2 sens** de circulation avec **3 voies** pour chaque sens.

- Largeur roulable (d'un sens de circulation) **Lr = 11,00 m**.
- Largeur utilisée **Lt = 13,00 m**.
- Largeur des trottoirs **1.70 m** d'un côté et **0.70 m** du côté opposé.

I.4.2. Données relatives à l'obstacle à franchir

L'ouvrage franchit un oued sur une longueur de **280 m**.

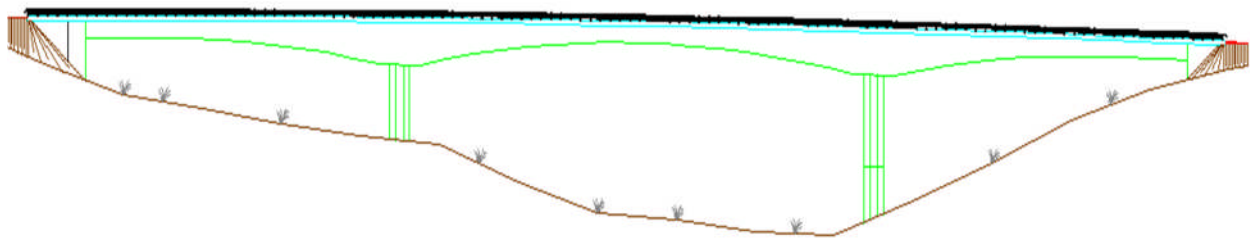


Fig. I.3: Gabarit vis-à-vis de l'ouvrage

I.5. Les exigences naturelles

La visite des lieux par l'ingénieur chargé d'un projet est plus qu'une simple formalité : C'est une étape essentielle de ce projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont rappelés ci-après.

I.5.1. Données géologiques

La localité de **MAAMER** dans la daïra de **DRAA EL MIZANE** est constituée essentiellement par des limons sableux (cailloux et galets), mica schiste de teinte grise.

Pour connaître le sol de fondation d'une manière parfaite il faut faire des sondages aux endroits de l'emplacement des appuis. (Ces sondages sont tirés du laboratoire de la **D.T.P**).

I.5.2. Données géotechnique

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

Elles sont obtenues à partir de reconnaissances qui doivent donner les informations les plus complètes possibles sur le terrain naturel, aussi il est nécessaire de connaître avec précision la topographie du terrain naturel afin d'implanter correctement l'ouvrage, estimer le mouvement des terres et choisir les emplacements adéquats pour les installations de chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aires de préfabrication éventuelles.

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

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité (pour les problèmes de terrassement).
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

Pour notre projet, le rapport de sondage géotechnique menu par le laboratoire central des travaux publics laisse apparaître les résultats constituées des couches suivantes :

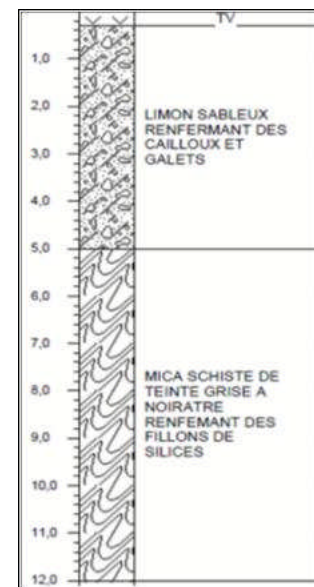


Fig. I.4 : différentes couches du sol.

-Le module pressiométrique « **E** » qui définit le comportement pseudo-élastique du sol, varie de **125,32 bars** à **2m** jusqu'à **3925,72 bars** à **10 m** de profondeur.

-La pression limite « **PL** » qui définit la résistance du sol à la rupture, varie de **15.55 bars** à **2m** jusqu'à **50 bars** à **10m** de profondeur.

Vue de la nature des terrains et de leurs caractéristiques géotechniques, il nous semble que le mode de fondation le mieux indiqué serait un système de fondation profonde sur pieux forés dont l'ancrage se fera à 10 mètre de profondeur.

I.5.3. Données topographiques

L'implantation de l'ouvrage dépend essentiellement de la forme de terrain qui influe sur la conception générale, ainsi que les mouvements du terrain et l'implantation du chantier.

Notre ouvrage est situé à **une zone accidentée**.

I.5.4. Données climatiques

- Le vent

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

- La neige

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

- La température

Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui ($\pm 10^\circ\text{C}$).

I.5.5. Données sismiques

Pour les ponts projetés dans des régions sujettes aux séismes, ils doivent être conçus de manière à résister aux efforts sismiques.

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante définies comme suit :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone IIa: sismicité moyenne.

Zone IIb: sismicité élevée.

Zone III : sismicité très élevée.

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

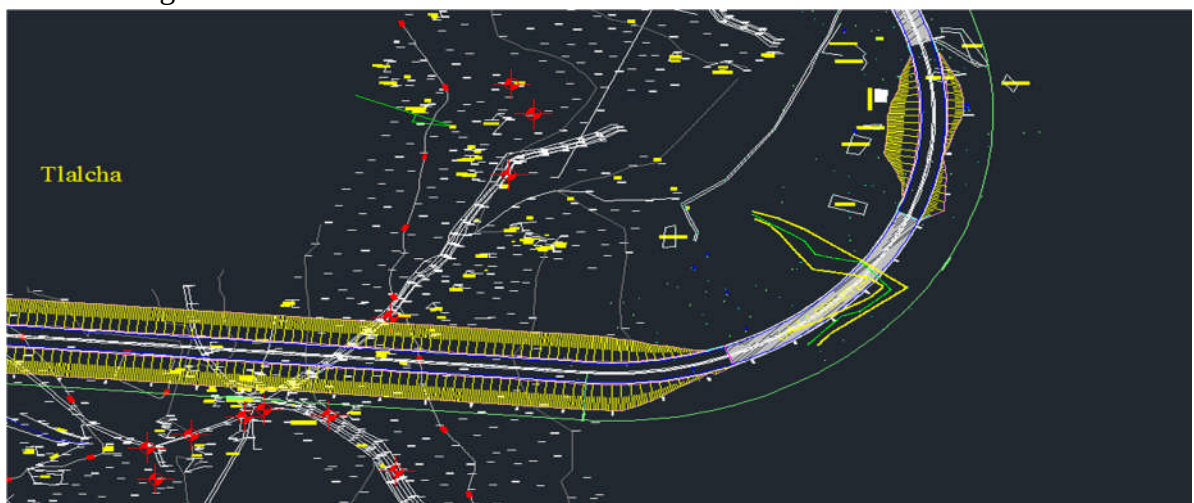


Fig. I.5: situation de l'ouvrage

CHAPITRE II

*Conception et Proposition des
Variantes*

II.1. Choix du type d'ouvrage

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

II.2. Critères de choix du type d'ouvrage

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

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....).
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon leur structure (voûtes, à poutres, arc, câbles).
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon la méthode de construction du tablier.
- Selon la constitution du tablier.
- Selon la disposition en plan : droits.

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

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

II.4. Conception de tablier

Nous proposons trois variantes suivantes :

- **Variante N°01** : Pont mixte acier-béton bipoutres.
- **Variante N°02** : Pont à haubans.
- **Variante N°03** : Pont caissons.

II.4.1. Variante N°01 : Pont mixte acier-béton bipoutres

Introduction

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. Les poutres peuvent être de hauteur variable ou constante, elles peuvent être sous chaussée, ou latéralement au-dessus de la chaussée. Pour les petites portées, souvent, on utilise des travées indépendantes, même dans le cas d'une suite de plusieurs travées.

II.4.1.1. Forme de la section transversale

On distingue les poutres en I à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis. Actuellement ce sont les poutres en I les plus utilisées car leurs fabrications est relativement simple. La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

Coupe transversale de la poutre

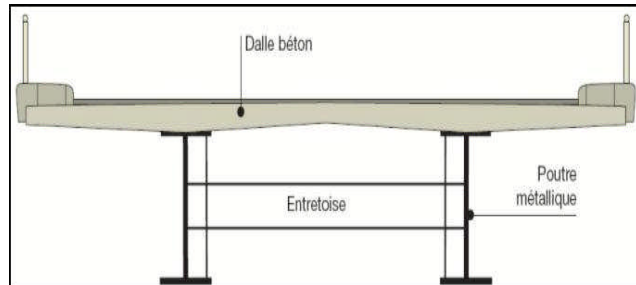
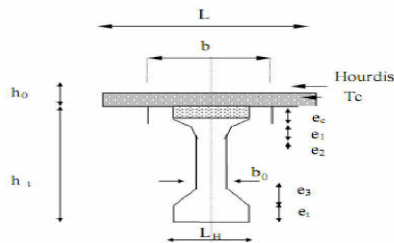


Fig. II.1 : Coupe transversale du tablier

Notre tablier est composé de deux poutres métalliques en I, chacune est constituée de deux semelles déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- de résistance.
- d'instabilité.

Les deux semelles sont reliées par une âme pleine, que son épaisseur dépend :

- De l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- Des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs).
- De l'esthétique (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

Et une entretoise qui relie les deux poutres.

Tout cet ensemble connecté à une dalle en béton armé dont l'épaisseur est déterminée par les facteurs suivants :

- largeur des encorbellements.
- présence de trottoirs ou de superstructures lourdes (corniche, caniveaux...)
- nature de charge (militaire, lourds...)

II.4.1.2. Les avantages et les inconvénients

a) Les avantages

- La possibilité de franchir de grandes portées (30 à 110) m.
- La rapidité d'exécution globale.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- La précision dimensionnelle des structures.

b) Les inconvénients

- Le coût est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flambé latéralement lorsqu'elles sont comprimées.

II.4.2. Variante N°02 : Pont à haubans**II.4.2.1. Description**

Les ponts à haubans les plus utilisés sont les ponts symétriques à trois travées, dans de tel ponts le groupe des haubans le plus proche des culées (ou des piles-culées) joue un rôle particulier et essentiel : en effet dans ces zones le tablier ne peut se déplacer que verticalement (dans la mesure où la réaction sur culée ou pile-culée reste positive). Et les haubans qui sont encrés limitent les déplacements horizontaux de la tête des pylônes. C'est pourquoi on les appelle haubans de retenue ; ils donnent à l'ouvrage l'essentiel : sa rigidité



Fig. II.2: Pont à haubans

II.4.2.2. Les avantages et les inconvénients**a) Les avantages**

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

b) Les inconvénients

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

II.4.3. Variante N°03 : Pont caissons

Introduction

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

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

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

Dans notre ouvrage on prend la **hauteur de tablier variable**.



Fig. II.3 : Pont caisson

II.4.3.1. Forme de la section transversale

La forme et le nombre des caissons en section transversale des ponts suivent le profil en travers de la chaussée qu'il reliera. Pour donner au hourdis inférieur une épaisseur suffisante sans augmenter la section strictement nécessaire, on est quelque fois amené à incliner les âmes, de façon à réduire la largeur de la membrure inférieure, les critères de choix du nombre des caissons sont :

- $L < 13m$: Poutre caisson unique.
- $13 < L < 18m$: Poutre caisson a trois âmes (double cellule).
- $L \geq 13m$: Deux caissons séparés.

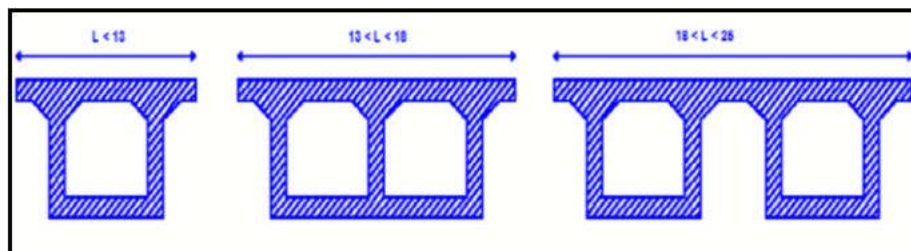


Fig. II.4 : Les différents types des caissons

II.4.3.2. Les avantages et les inconvénients**a) Les avantages**

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

b) Les inconvénients

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

II.5. Mode de construction**II.5.1. Tablier construit par poussage**

Le principe général de la méthode de construction par poussage est très simple. Il consiste à préfabriquer le tablier à côté de la brèche à franchir, sur une plateforme située dans le prolongement de son axe longitudinal, en arrière de la culée, puis à le pousser, par un déplacement de translation suivant son axe, en le faisant glisser sur sa culée et sur ces piles définitives (éventuellement sur des appuis provisoires complémentaires), jusqu'à ce qu'il ait atteint sa position définitive, au-dessus de la brèche qu'il doit enjamber.

Le tablier peut être soit poussé en une seule fois, s'il a été préalablement préfabriqué entièrement, ou poussé en plusieurs fois, lorsqu'il est préfabriqué par tronçons successifs, chaque poussage s'effectuant alors après la préfabrication du tronçon correspondant.



Fig. II.5 : Construction par poussage

II.5.2. Tablier construit par cintre

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



Fig. II.6 : Tablier coulé sur cintre

Pour les ouvrages de grande longueur, comportant un nombre de travées important, il est économique de chercher à réutiliser le même cintre plusieurs fois de suite. La technique consiste à construire, dans un premier temps, une travée de rive prolongée par une fraction de la deuxième travée, établir la précontrainte de ce tronçon de tablier, puis déplacer le cintre, et à construire le reste de la deuxième travée et le début de la troisième. Ce tronçon est précontraint soit par des câbles filant ancrés dans le premier tronçon, soit par une combinaison des deux systèmes.

II.5.3. Tablier construit par encorbellement

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier en console au-dessus du vide sans l'aide d'aucun échafaudage. La construction se fait soit symétriquement à partir des piles, soit exceptionnellement, à partir d'une culée d'encastrement. Le tablier est "découpé en tranches" dans le sens transversal, chaque tranche appelée «**voussoir**», est plaquée contre les voussoirs précédents par des câbles enfilés dans des gaines laissées vides dans les voussoirs déjà construits. Lorsque les fléaux ont atteint une longueur égale à demi-travée, on recommence l'opération à partir de la pile suivante, les deux extrémités des fléaux sont réunies par un voussoir de clavage. On enfile et l'on met en tension des câbles de continuité qui assurent la résistance de la poutre aux moments positifs.



Fig. II.7: Construction par encorbellement

II.5.3.1.voussoir coulé 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 suspendue 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 plate-forme de travail supportant les coffrages suspendus en porte 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.

Un 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 mobile l'ensemble des deux coffrages nécessaires à l'exécution d'une paire de voussoir. (Voir les figures suivantes).



Fig. II.8 : voussoirs coulés sur place



Fig. II.9 : Stabilité du fléau lors de la réalisation.

II.5.3.2 .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 oeuvre (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 pendant l'assemblage et du problème d'étanchéité et de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints. Affins 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 vde cisaillement qui empêchent le glissement relatif des voussoirs.



Fig. II.10 : Pose des voussoirs préfabriqués.

II.5.3.2 .Systèmes rendus continus

Cette solution consiste à relier des consoles en regard par bétonnage ou pose d'un voussoir dit " de clavage"(Fig. II.11). Avec mise en ouvre des câbles de précontrainte assurant la solidarité des fléaux de continuité de la structure, c'est la solution la plus statique:

- pas de joints de chaussée.
- déformation plus faible et continue.
- structure plus résistant.
- réalisation aisée.



Fig. II.11 : voussoirs de clavage.

II.6. La variante retenue

II.6.1. Analyse multicritères

	Pont caissons	Pont à haubans	Pont mixte acier-béton bipoutres
Economie	+	-	-
Entretien	+	-	-
Esthétique	+	+	+
Exécution	/	-	/

+ : Favorable. - : Défavorable. / : Moyen.

Conclusion

Après l'analyse multicritères des trois variantes dans les sens esthétique, entretien, réalisation et économique, on a opté à la solution la plus avantageuse qui est le pont à caisson fermé pour une étude plus détaillée car cette solution présente moins de piles que les autres variantes.

Au finale, la variante pont construit par encorbellement successif est adoptée pour son intérêt statique et esthétique.

CHAPITRE III

Caractéristiques des Matériaux

III.1. Le Béton

Le béton est le mélange dans des proportions convenables, et de façon homogène de ciment, sable, gravier, eau conformément aux prescriptions du **BAEL** ou du **BPEL**.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il soit utilisé sous des contraintes plus élevées.

Ces contraintes sont des contraintes de compression qui servent à équilibrer les contraintes de traction engendrées par les charges.

III.1.1. Dosage

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

III.1.2. Densité

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

III.1.3. La résistance caractéristique à la compression

Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, et notée f_{c28} .

Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

- Les résistances à la compression à différents âges de j jours, j différent de 28.
- La résistance à la traction à différents âges.
- Le module de déformation longitudinale du béton.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa pour le béton du tablier} \\ 27 \text{ MPa pour le béton d'appui et les fondations} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Dans notre cas la résistance caractéristique à la compression sera :

$$\begin{cases} j \geq 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28} \\ j < 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \end{cases}$$

III.1.4. La résistance caractéristique à la traction (BAEL 91 REVISE 99)

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

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

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

f_{tj} , f_{cj} sont exprimées en **MPa**.

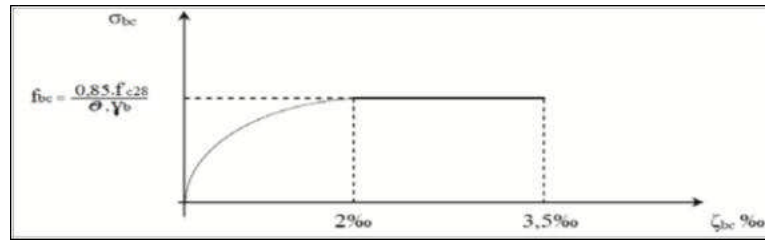
III.1.5. Contrainte de calcul à l'état limite ultime (ELU) [BAEL 91 REVISE 99]

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

$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$: est la contrainte de calcul du béton à l'état limite ultime (ELU).

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

γ_b : Est un coefficient de sécurité qui vaut

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durables ou transitoires. (en service)} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelles. (en construction)} \end{cases}$$

III.1.6. Contrainte de calcul à l'état limite de service (ELS)

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\bar{\sigma} = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{en service} \\ 0.6 f_{c28} & \text{en construction} \end{cases}$$

III.1.7. Coefficient de poisson

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

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

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

III.1.8. Module de déformation longitudinale du béton E

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

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

Module de déformation différée (longue durée) :

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

III.1.9. Module de Déformation transversale du béton

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \text{ Avec } E : \text{ Module de Young}$$

III.2. Les aciers

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

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (absence d'étriers précontraints) pour limiter la fissuration.

III.2.1. Les aciers passifs

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

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **FeE40 A**, sa limite élastique égale à **400 MPa**.

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

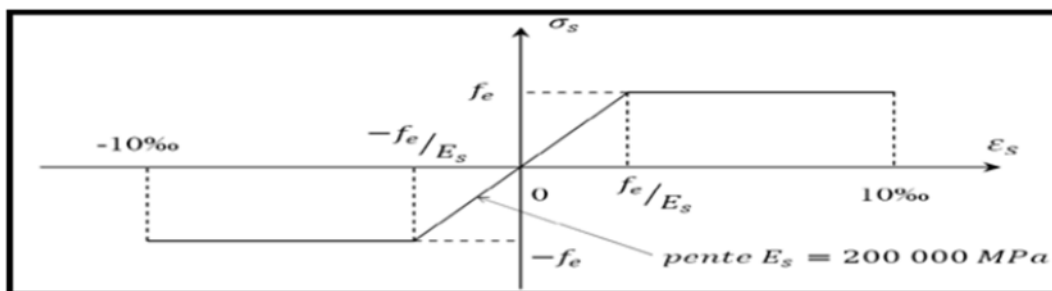


Fig. III.2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier (BAEL 91 REVISE 99).

- **Etat limite ultime (ELU)**

Dans les calculs relatifs à l'**ELU** on introduit un coefficient γ_s tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b}$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1 & \text{Situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{Situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

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

- **Etat limite de (ELS)**

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

Pour la fissuration peu préjudiciable, $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_b}$

Pour la fissuration préjudiciable, $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) f_e; \sqrt{\eta \times f_c \times 28} \right\}$

Pour la fissuration très préjudiciable, $\bar{\sigma}_s = \min \{ 0.5 f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_c \times 28} \}$

Avec :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérences.} \end{cases}$$

III.2.2. Les aciers actifs

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

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles **T15_{super}**.

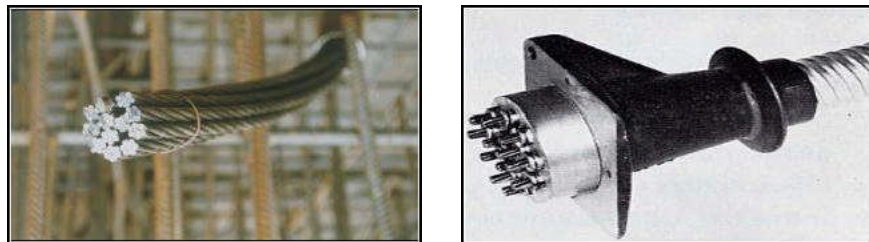


Fig.III.3 : Acier actif ou toron

III.2.2.1. Caractéristiques géométriques des câbles : Selon FREYSSINET

Section nominale d'un toron : 150 mm².

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

Section nominale d'un câble à 12 torons, $A_p = 1800 \text{ mm}^2$.

Diamètre extérieur de la gaine : 82 mm.

Diamètre intérieur de la gaine : 75 mm

III.2.2.2. Caractéristiques mécaniques

Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$.

Coefficient de frottement de courbure : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$

Coefficient de perte par frottement linéaire : $\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$

Relaxation à 1000 heures ; $\rho_{1000} = 2.5\%$ (acier à très basse relaxation TBR), $\mu_0 = 0.43 \%$ (TBR).

Recul d'ancrage : 6 mm.

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

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

$$\sigma_{P0} = \text{Min} (0,8f_{prg}, 0,9f_{peg})$$

$$\sigma_{P0} = 1488 \text{ MPa.}$$

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

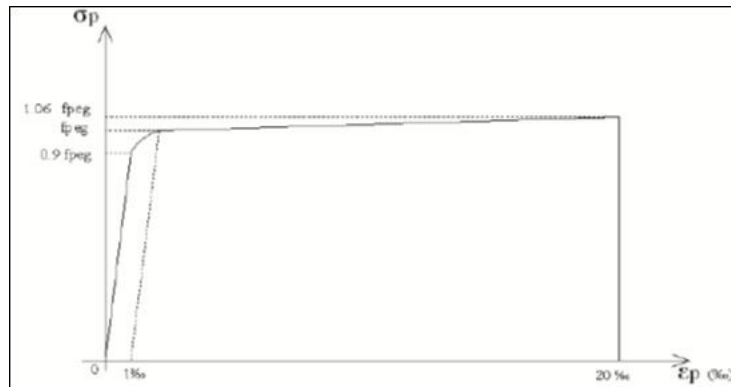


Fig. II I.4 : Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte.

CHAPITRE IV

*Pré-dimensionnement et
Caractéristiques Géométriques*

IV.1. Pré-dimensionnement

IV.1.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage

L'ouvrage comporte deux travées de rive, et une travée intermédiaire ayant respectivement les portées suivantes : 80 m, 120 m.

Le tablier se compose d'une poutre caisson à hauteur variable en béton précontraint, et poser sur deux piles avec un encastrement parfait.

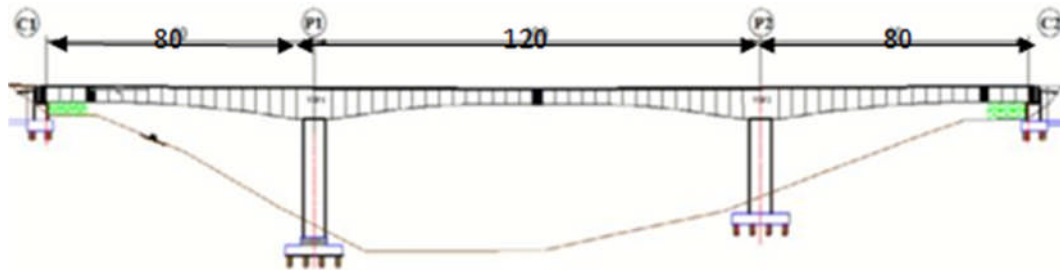


Fig. IV.1 : Coupe longitudinale de l'ouvrage.

IV.1.2. Distribution des travées

L'emplacement des piles est conditionné par la longueur des travées à utiliser et la stabilité de l'ensemble, notamment lorsqu'on se propose d'avoir recours à la préfabrication.

En ce qui concerne les travées de rive, il est recommandé de leur donner une portée suffisante par rapport à celle de la travée suivante pour éviter le moment reversant et des réactions négatives au niveau des culées ; donc nous sommes amenés à donner aux travées de rive une portée supérieure à la moitié des portées adjacentes.

La longueur de la travée de rive doit être comprise dans l'intervalle suivant ;

$$0.5L_i \leq L_r \leq 0.6L_i \quad \left\{ \begin{array}{l} L_i = 120\text{m} \\ 0.5 L_i = 60 \text{ m} \\ 0.6 L_i = 72\text{m} \end{array} \right.$$

On prend : $L_r = 80 \text{ m}$

IV.1.3. Hauteur des voussoirs

Les efforts les plus importants agissent sur les piles, notamment dans la phase de construction. Or les efforts décroissent régulièrement à l'extrémité de la console, d'où la possibilité de faire varier l'inertie de la poutre

IV.1.3.1. Hauteur sur pile

La hauteur sur pile (h_p) est généralement comprise entre : $\frac{l}{18} \leq h_p \leq \frac{l}{16}$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{18} = \frac{120}{18} = 6.66m \\ \frac{l}{16} = \frac{120}{16} = 7.50m \end{array} \right.$$

Donc : $6.66 \leq h_p \leq 7.50m$

Dans notre cas on prend : **$h_p = 7m$**

IV.1.3.2. Hauteur à la clé

Lors de la construction, le moment au niveau de l'extrémité libre est nul, donc on peut avoir une hauteur de l'encastrement nulle pour le dernier voussoir.

La hauteur minimale est de 2.2m afin de 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.

La hauteur à la clé (h_c) est généralement comprise entre : $\frac{l}{35} \leq h_c \leq \frac{l}{30}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{60} = \frac{120}{60} = 2m \\ \frac{l}{30} = \frac{120}{30} = 4m \end{array} \right.$$

Donc : $2 \leq h_c \leq 4m$

Dans notre cas on prend : **$h_c = 3m$**

Ligne d'intrados

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir des piles, mais à l'exception et au voisinage des culées, ce dernier prend une forme rectiligne.

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

- Économie de matériaux.
- Réduction de l'effort tranchant par la correction dite de Résal, inhérente à la variation de hauteur.
- Aspect satisfaisant.

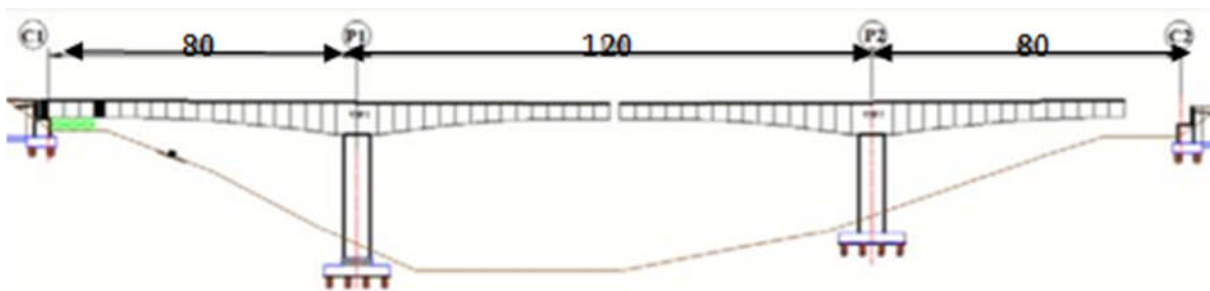
IV.1.4. Découpage des voussoirs

Fig. IV.2 : Découpage en voussoirs.

Pour faciliter la tâche d'exécution (le coffrage surtout) et la mise en place des voussoirs, on opte pour le découpage suivant :

- Voussoir sur pile : **10m** (02 voussoirs).
- Voussoirs courant : **4m** (53 voussoirs de hauteurs variables).
- Voussoir de clavage : **2m** (3 voussoirs).
- Voussoirs sur culée : **20m** (02 voussoirs, coulées sur cintre).

IV.1.5. Pré-dimensionnement de la section transversale**- Choix et forme du caisson [CALGARO 2006]****➤ Le caisson**

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui conduit, un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur les piles, ce qui est fondamental, la construction par encorbellements successifs aboutissant à de très importants moments négatifs.

En outre le caisson continu facilite les problèmes d'entretien, de passage de canalisation diverses et confère une meilleure inertie thermique.

Pour des largeurs de tabliers dépassant **13m**, la solution la plus économique est presque toujours constituée par caisson à deux âmes.

Dans notre projet la largeur du tablier est de 13 m donc nous avons choisi un tablier en forme de caisson unicellulaire avec des âmes inclinées, cette disposition est souvent considérée comme étant plus esthétique et elle permet de réduire la dimension des piles ; le centre de gravité pour diminuer le nombre de la précontrainte. Cependant, leur angle d'inclinaison par rapport à la verticale ne doit pas être trop important pour d'évidentes raisons de facilité de bétonnage l'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30 %.

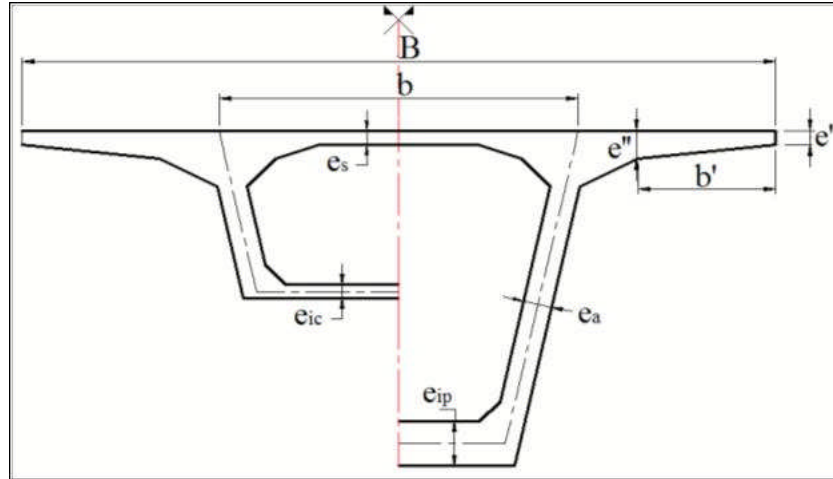


Fig. IV.3 : Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes.

IV.1.5.1. Epaisseur des âmes

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

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

- $e_{\min} = 36 \text{ cm}$ pour des unités 12T13
- $e_{\min} = 44 \text{ cm}$ pour des unités 12T15
- $e_{\min} = 59 \text{ cm}$ pour des unités 19T15

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

$$e_a = 26(\text{cm}) + \frac{l(\text{m})}{5}$$

Sachant que :

l : La portée de travers.

D'où :

$$e_a = 26(cm) + \frac{120}{5} = 50(cm)$$

Les câbles de précontrainte choisis sont du type 19T15 classe II TBR

IV.1.5.2. L'inclinaison des âmes

L'axe des âmes est inclinés par rapport a la verticale de :

$$\text{Arc tg } \alpha < \frac{1}{4}$$

Donc : $\alpha \leq 14.04$

On prend : $\alpha = 12.84^\circ$

IV.1.5.3. Entraxe des âmes

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

Avec :

B: la largeur total du tablier

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

Donc : L'écartement entre les deux âmes est $b = 6.5m$

IV.1.5.4. Epaisseur du hourdis supérieur

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

On a le rapport :

$$\frac{b}{e_s} = 25 \text{ à } 30$$

Sachant que :

b : étant l'entraxe des âmes.

$$\text{Donc : } e_s = \frac{b}{30} = \frac{6.5}{30} = 0.22m$$

On prend : $e_s = 25cm$

$e' \geq 20 \text{ ou } 25 cm$

On prend $e' = 25cm$

IV.1.5.5. Epaisseur du hourdis inférieure

L'épaisseur du hourdis inférieur est en 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.

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

➤ **Epaisseur à la clé**

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

$$e_{ic}(\text{cm}) \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 18 \text{ cm} \\ 3 \times \Phi, \Phi : \text{étant le diamètre de conduits de précontraintes.} \\ e_a/3, e_a : \text{étant l'épaisseur des âmes} \end{array} \right.$$

$$e_{ic}(\text{cm}) \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 18 \text{ cm} \\ 3 \times \Phi = 3 \times 8.2 = 24.6 \text{ cm} \\ e_a/3 = 50 / 3 = 16.67 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend: **$e_{ic} = 25 \text{ cm}$**

➤ **Epaisseur sur pile**

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

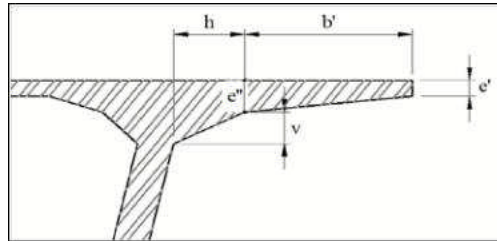
Pour le pré dimensionnement on a:

$$e_{ip} = 2.5 \times e_{ic} = 2.5 \times 24.6 = 62.5 \text{ cm}$$

On prend: **$e_{ip} = 80 \text{ cm}$**

IV.1.5.6. Les goussets

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

➤ **Gousset supérieure****Fig. IV.4 : Gousset supérieure**

La valeur (e'') est comprise entre $b'/5$ et $b'/7$.

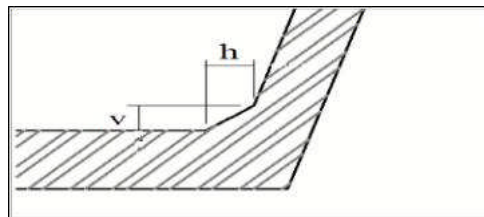
Avec $b' = 2.55\text{m}$ on aura :

$$32.14 \leq e'' \leq 51 \text{ cm}$$

On prend $e'' = 50 \text{ cm}$

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

$\text{tg } 26.56^\circ = v / h$; avec : $v = 50 \text{ cm}$ et $h = 100\text{cm}$

➤ **Gousset inférieure****Fig. IV.5 : Gousset inférieure**

Le hourdis inférieur encastré sur les âmes par l'intermédiaire de goussets, d'inclinaison de ces derniers par rapport à l'horizontale ne doit pas être inférieure à 45° , pour ne pas gêner la mise en place du béton.

On opte pour un angle d'inclinaison de 45° , donc on aura $h = v = 35 \text{ cm}$.

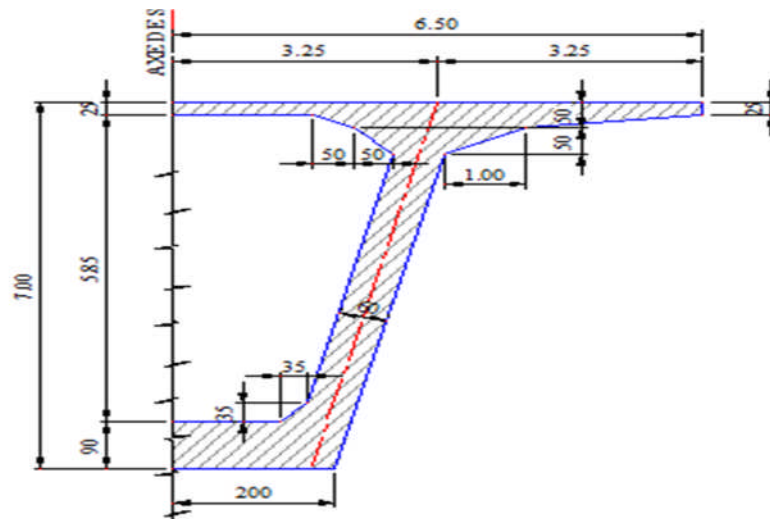


Fig. IV.6 : La section du voussoir sur pile.

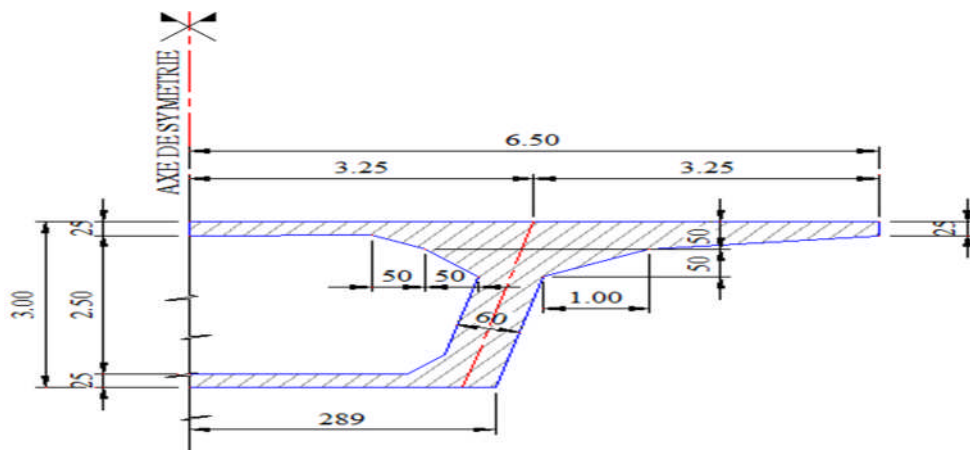


Fig. IV.7 : La section du voussoir à la clé.

IV.2. 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 : $I_{Gi} = bh^3/12$

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

L'ordonnée du centre de gravité (CDG) : $Y_{Gi} = \frac{\sum Y_{Gi} S_i}{\sum S_i}$

I_{Gx} : Moment d'inertie total du voussoir par rapport à l'axe X.

$I_{Gx} = \sum (I_{Gi} + S_i d_i^2)$ (Théorème d'Huygens)

Avec :

V : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure : $V = H - Y_G$

V' : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure : $V' = Y_G$

ρ : Rendement mécanique de la section $\rho = \frac{I_{GX}}{S v v'}$

$C = \rho \cdot V$: L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.

$C' = \rho \cdot V'$: L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.

IV.2.1. Section sur pile

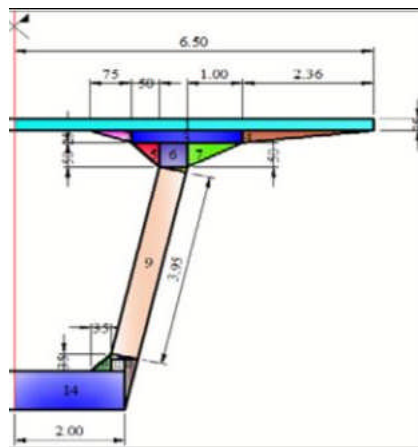


Fig. IV.8 : Coupe transversale du voussoir sur pile.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tab. IV.1 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

Nº	b (m)	h (m)	Si (m2)	YGi (m)	Si*YGi (m3)	di2 (m2)	di2 *Si (m4)	IGi (m4)	IGx (m4)
1	6,5000	0,2500	1,6250	6,8750	9,5469	5,4336	8,8295	0,0085	8,8380
2	0,7500	0,2500	0,0938	6,6667	0,5313	4,5057	0,4224	0,0003	0,4227
3	2,1000	0,2500	0,5025	6,6250	2,8266	4,3306	2,1761	0,0026	2,1787
4	2,2500	0,2500	0,2281	6,6667	1,6717	4,5057	1,3292	0,0010	1,3302
5	0,5000	0,6000	0,150	6,3333	0,6667	3,2016	0,4002	0,0017	0,4019
6	0,5100	0,6000	0,306	6,2500	1,3388	2,9104	0,7422	0,0053	0,7475
7	1,0000	0,5000	0,2500	6,3333	1,3333	3,2016	0,8004	0,0035	0,8039
8	0,5000	0,1100	0,0275	5,9290	0,1355	1,9182	0,0528	0,0001	0,0528
9	0,6000	4,9500	2,970	4,0200	5,9645	0,2746	0,5423	2,5679	3,1102
10	0,4900	0,1100	0,0270	2,0770	0,0291	6,0861	0,1643	0,0001	0,1643
11	0,3500	0,3500	0,0613	0,9170	0,0562	6,9011	0,4227	0,0004	0,4231
12	0,2500	0,2400	0,0600	0,9200	0,0552	6,8854	0,4131	0,0003	0,4134
13	0,2400	1,0400	0,1248	0,6930	0,0865	8,1282	1,0144	0,0075	1,0219
14	2,0000	0,9000	1,8000	0,4000	0,6400	9,8847	15,8156	0,0853	15,9009
Σ	/	/	9,0702	/	32,1407	/	/	/	46,2559

$$Y_G = 3.544 \text{ m}$$

$$X_G = 6.50 \text{ m}$$

$$S = 2 \times S_i = 18.1404 \text{ m}^2$$

$$I_{GX} = 2 \times I_{GX} = 92.5118 \text{ m}^4$$

$\rho = 0.586$

$$V' = 3.544 \text{ m}$$

V = 2.456 m

$$C' = 2.077 \text{ m}$$

C = 1.439 m

IV.2.2. Section sur culée

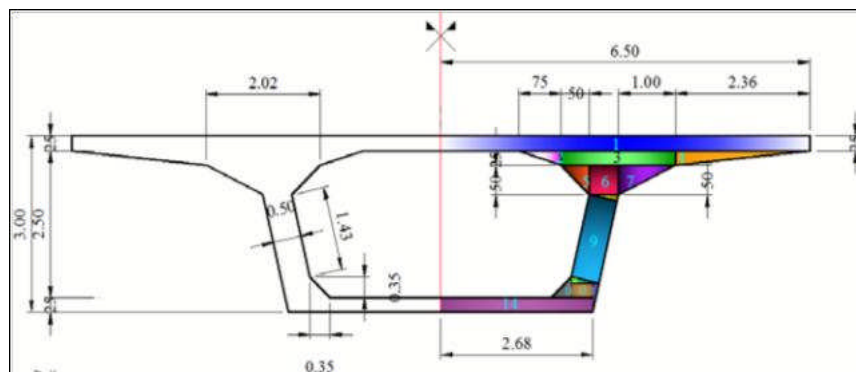


Fig. IV.9: Coupe transversale du voussoir sur clé.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tab. IV.2 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé

N°	b (m)	h (m)	S _i (m ²)	Y _{Gi} (m)	S _i x Y _{Gi} (m ³)	d _{i2} (m ²)	d _{i2} * S _i (m ⁴)	I _{Gi} (m ⁴)	I _{Gx} (m ⁴)
1	6,5000	0,2500	1,6250	2,8750	4,6719	1,0465	1,7006	0,0085	1,7091
2	0,7500	0,2500	0,0938	2,6670	0,2500	0,6642	0,0623	0,0003	0,0626
3	2,0100	0,2500	0,5025	2,6250	1,3191	0,5975	0,3003	0,0026	0,3029
4	2,3600	0,2500	0,2950	2,6670	0,7868	0,6642	0,1959	0,0010	0,1970
5	0,5000	0,5000	0,1250	2,3330	0,2916	0,2314	0,0289	0,0017	0,0307
6	0,5100	0,6000	0,3060	2,2500	0,5738	0,1584	0,0404	0,0053	0,0457
7	1,0000	0,6000	0,300	2,3330	0,5833	0,2314	0,0578	0,0035	0,0613
8	0,5000	0,1100	0,0275	1,9290	0,0530	0,0059	0,0002	0,0002	0,0002
9	0,6000	3,9500	2,3700	1,2500	2,4688	0,3624	0,7157	0,1218	0,8376
10	0,4900	0,1100	0,0270	0,5270	0,0142	1,7556	0,0473	0,00010	0,0473
11	0,3500	0,3500	0,0613	0,3670	0,0225	2,2052	0,1351	0,0004	0,1355
12	0,3800	0,2400	0,0912	0,3700	0,0337	2,1963	0,2003	0,0004	0,2007
13	0,1100	0,4900	0,0270	0,3270	0,0088	2,3256	0,0627	0,0004	0,0630
14	2,8900	0,2500	0,7225	0,1250	0,0838	2,9825	1,9983	0,0035	2,0018
Σ	/	/	6,5738	/	11,1611	/	/	/	5,6953

$$Y_G = 1.852 \text{ m}$$

$$X_G = 6.50 \text{ m}$$

$$S = 2 \times S_i = 13.1476 \text{ m}^2$$

$$I_{Gx} = 2 \times I_{Gi} = 11.390684 \text{ m}^4$$

$$\rho = 0.445$$

$$V' = 1.852 \text{ m}$$

$$V = 1.148 \text{ m}$$

$$C' = 0.824 \text{ m}$$

$$C = 0.511 \text{ m}$$

IV.2.3. Loi de variation des différents paramètres

L'extrados a une pente de 1.27 %.

IV.2.3.1. Variation de la hauteur de la poutre h(x)

➤ Travée de rive

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

- L'extrados est rectiligne.
- L'intrados à une hauteur constante égale à $h_c = 3,00 \text{ m}$ sur culée, puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre h_p au niveau de la pile.
- La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.

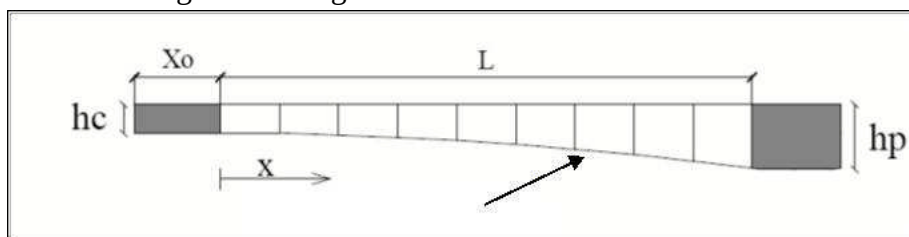


Fig. IV.10 : Variation de la hauteur de la travée de rive.

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

Pour $x \leq 0$: $h(X) = h_c = 3 \text{ m}$

Pour $0 < X \leq L$: $h(X) = h_c + (h_p - h_c) (X/L)^2$
 $h(X) = 3 + 0.00132 X^2$

Avec

$h_c = 3 \text{ m}$: hauteur de la poutre à la clé

$h_p = 7 \text{ m}$: hauteur de la poutre sur pile.

➤ Travée intermédiaire

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

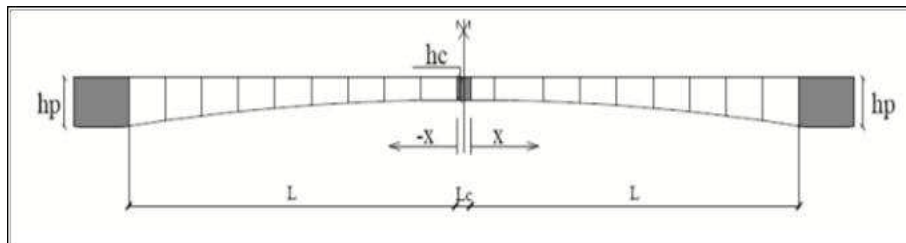


Fig. IV.11 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire

On a :

Pour $0 \leq X \leq L$: $h(X) = h_c + (h_p - h_c) (X/L)^2$
 $h(X) = 3 + 0.00132 X^2$

Pour $L \leq X \leq 0$: $h(X) = h_c + (h_p - h_c) (X/L)^2$

$h(X) = 3 + 0.00132 X^2$

IV.2.3.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$

➤ Travée de rive

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

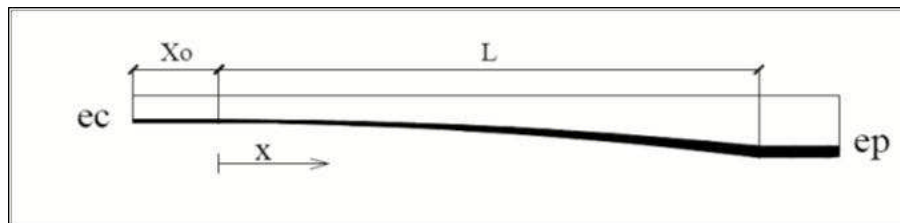


Fig. IV.12 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.

La variation des épaisseurs du hourdis inférieur est donnée par les relations suivantes :

Pour $X \leq 0$: $e(X) = e_{ic} = 0.25 \text{ m}$

Pour $0 < X \leq L$: $e(X) = e_{ic} + (e_p - e_{ic}) (X/L)^2$

$$e(X) = 0.25 + 0.000214 X^2$$

Avec :

$e_{ic} = 0.25\text{m}$: épaisseur du hourdis inférieur à la clé

$e_p = 0.90\text{m}$: épaisseur du hourdis inférieur sur pile.

➤ Travée intermédiaire

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

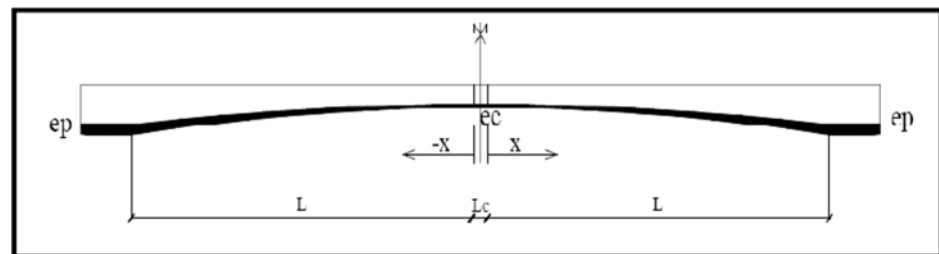


Fig. IV.13 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.

On a :

Pour $0 \leq X \leq L$: $e(X) = e_{ic} + (e_p - e_{ic}) (X/L)^2$

$$e(X) = 0.25 + 0.000214 X^2$$

Pour $L \leq X \leq 0$: $e(X) = e_{ic} + (e_p - e_{ic}) (X/L)^2$

$$e(X) = 0.25 + 0.000214 X^2$$

IV.2.3. 3. Variation de la section $S(x)$

➤ Travée de rive

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

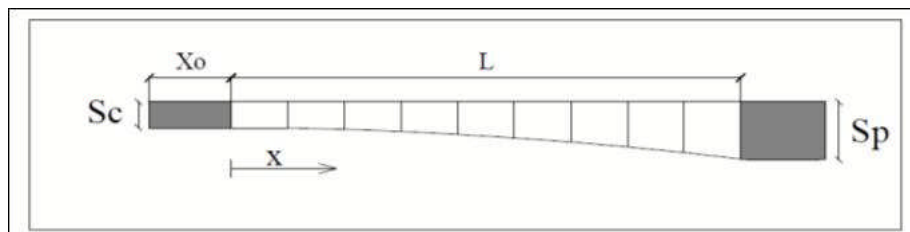


Fig. IV.14 : Variation de la section de la travée de rive.

La variation de l'aire de la section est caractérisée par les fonctions suivantes :

Pour $X \leq 0$: $S(X) = S_c = 12.0502 \text{ m}^2$

Pour $0 \leq X \leq L$: $S(X) = S_c + (S_p - S_c)(X/L)^2$
 $S(X) = 12.0502 + 0.00098 X^2$

Avec

S_c : section de la poutre à la clé.

S_p : section de la poutre sur pile.

Travée intermédiaire

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

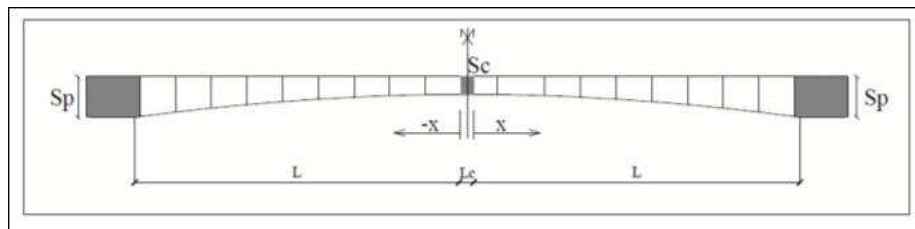


Fig. IV.15 : Variation de la section de la travée intermédiaire.

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

Pour $0 \leq X \leq L$ $S(X) = S_c + (S_p - S_c)(X/L)^2$
 $S(X) = 12.0502 + 0.00098 X^2$

Pour $L \leq X \leq 0$ $S(X) = S_c + (S_p - S_c)(X/L)^2$
 $S(X) = 12.0502 + 0.00098 X^2$

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

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

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

➤ Travée de rive

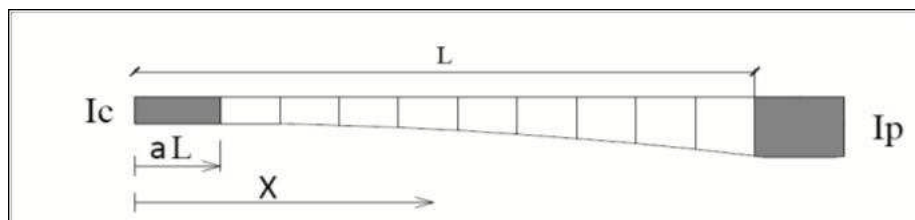


Fig. IV.16 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive.

La variation des inerties est donnée par les relations suivantes [Calgaro, 1994]

$$\begin{aligned} \text{Pour } 0 \leq X \leq \alpha L & \quad I(X) = I_c = 11.3907 \text{ m}^4 \\ \text{Pour } \alpha L \leq X \leq L & \quad I(X) = I_c \left(1 + K \left(\frac{X - \alpha L}{L - \alpha L} \right)^2 \right)^{5/2} \end{aligned}$$

Avec

$$\begin{aligned} K &= (I_p / I_c)^{0.4} - 1 \\ &= (71.6191 / 11,3906)^{0.4} - 1 \\ K &= 1.086 \end{aligned}$$

➤ **Travée intermédiaire**

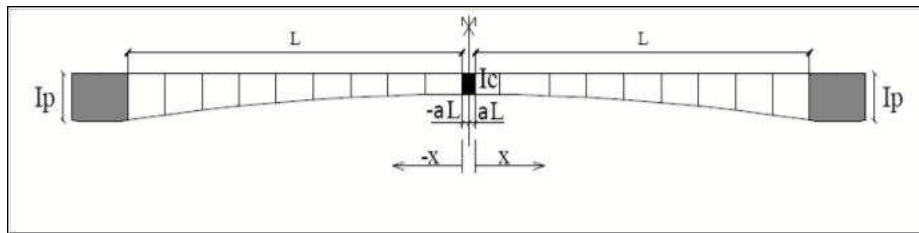


Fig. IV.17 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire.

$$\begin{aligned} \text{Pour } 0 \leq X \leq L : & \quad I(X) = I_c \left(1 + K \left(\frac{X - \alpha L}{L - \alpha L} \right)^2 \right)^{5/2} \\ \text{Pour } L \leq X \leq 0 : & \quad I(X) = I_c \left(1 + K \left(\frac{X - \alpha L}{L - \alpha L} \right)^2 \right)^{5/2} \end{aligned}$$

IV.2.3.5. Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir

La variation des (C.D.G) est donnée par les relations suivantes [Calgaro, 1994]

➤ **Travée de rive**

$$\begin{aligned} \text{Pour } X \leq 0 : & \quad Y_G(X) = Y_{GC} = 1.852 \text{ m} \\ \text{Pour } 0 \leq X \leq L : & \quad Y_G(X) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) \left(\frac{X}{L} \right)^2 \\ & \quad Y_G(X) = 1.852 + 0.00084X^2 \end{aligned}$$

Travée intermédiaire

$$\begin{aligned} \text{Pour } 0 \leq X \leq L : & \quad Y(X) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) \left(\frac{X}{L} \right)^2 \\ & \quad Y(X) = 1.852 + 0.00084X^2 \\ \text{Pour } L \leq X \leq 0 : & \quad Y(X) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) \left(\frac{X}{L} \right)^2 \\ & \quad Y(X) = 1.852 + 0.00084X^2 \end{aligned}$$

Tab. IV.3 : Tableau récapitulatif des variations des différents paramètres de la travée de rive

Abs(X) (m)	h(X) (m)	e(X) (m)	S(X) (m ²)	Y _G (X) (m)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	ρ	C (m)	C' (m)
-20	3,000	0,250	12,050	1,852	11,391	1,148	1,852	0,445	0,510	0,823
-2	3,000	0,250	12,050	1,852	11,391	1,148	1,852	0,445	0,510	0,823
4	3,013	0,252	12,059	1,860	11,530	1,154	1,860	0,446	0,514	0,829
8	3,053	0,260	12,086	1,882	11,952	1,171	1,882	0,449	0,525	0,845
12	4,120	0,272	12,130	1,920	12,677	1,200	1,920	0,454	0,544	0,871
16	4,213	0,289	12,191	1,973	13,736	1,240	1,973	0,461	0,571	0,909
20	4,333	0,311	12,271	2,041	15,172	1,292	2,041	0,469	0,606	0,957
24	4,480	0,338	12,368	2,124	17,045	1,355	2,124	0,479	0,649	1,017
28	4,653	0,369	12,482	2,222	19,430	1,430	2,222	0,490	0,700	1,088
32	4,853	0,406	12,615	2,336	22,418	1,517	2,336	0,502	0,761	1,172
36	5,079	0,447	12,765	2,464	26,118	1,615	2,464	0,514	0,830	1,267
40	5,332	0,493	12,932	2,608	30,662	1,724	2,608	0,527	0,909	1,375
44	5,612	0,544	13,117	2,767	36,201	1,845	2,767	0,541	0,998	1,496
48	6,251	0,661	13,541	3,130	50,991	2,121	3,130	0,567	1,203	1,775
58	7,000	0,800	14,044	3,544	71,619	2,456	3,544	0,586	1,439	2,077

Tab. IV.4 : Tableau récapitulatif des variations des différents paramètres de la travée intermédiaire

Abs(X) (m)	h(X) (m)	e(X) (m)	S(X) (m ²)	Y _G (X) (m)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	ρ	C (m)	C' (m)
-2	3,000	0,250	12,050	1,852	11,391	1,148	1,852	0,445	0,510	0,823
4	3,213	0,252	12,059	1,860	11,530	1,154	1,860	0,446	0,514	0,829
8	3,653	0,260	12,086	1,882	11,952	1,171	1,882	0,449	0,525	0,845
12	3,920	0,272	12,130	1,920	12,677	1,200	1,920	0,454	0,544	0,871
16	4,213	0,289	12,191	1,973	13,736	1,240	1,973	0,461	0,571	0,909
20	4,333	0,311	12,271	2,041	15,172	1,292	2,041	0,469	0,606	0,957
24	4,480	0,338	12,368	2,124	17,045	1,355	2,124	0,479	0,649	1,017
28	4,653	0,369	12,482	2,222	19,430	1,430	2,222	0,490	0,700	1,088
32	4,853	0,406	12,615	2,336	22,418	1,517	2,336	0,502	0,761	1,172
36	5,079	0,447	12,765	2,464	26,118	1,615	2,464	0,514	0,830	1,267
44	5,612	0,544	13,117	2,767	36,201	1,845	2,767	0,541	0,998	1,496
48	5,918	0,600	13,320	2,941	42,911	1,977	2,941	0,554	1,096	1,629
52	6,251	0,661	13,541	3,130	50,991	2,121	3,130	0,567	1,203	1,775
56	6,611	0,726	13,779	3,334	60,682	2,277	3,334	0,580	1,321	1,934
53	7,000	0,800	14,044	3,544	71,619	2,456	3,544	0,586	1,439	2,077

IV.2.4. Caractéristiques géométriques du caisson sur pile

Les caractéristiques géométriques données dans le tableau (**Tab. IV.1**) concernant le voussoir sur pile ne sont utilisées que pour établir les différentes lois de variation, mais en réalité le voussoir sur pile est toujours conçu plein pour contrebalancer les efforts tranchants qui se développent dans cette zone.

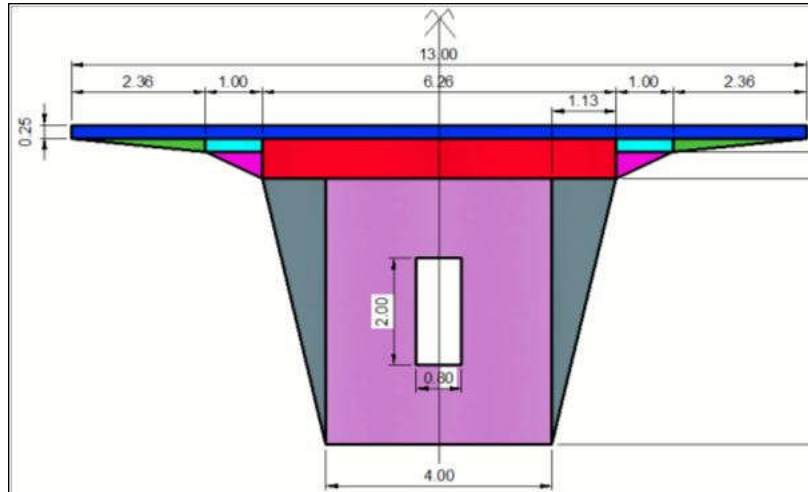


Fig. IV.18 : Coupe transversale du voussoir plein sur pile.

Tab. IV.5 : Les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile

Eléments	b (m)	h (m)	S _i (m ²)	Y _{Gi} (m)	S _i *Y _{Gi} (m ³)	d _{i2} (m ²)	d _{i2} *S _i (m ⁴)	I _{Gi} (m ⁴)	I _{Gx} (m ⁴)
	13,000	0,250	3,250	6,875	19,094	5,579	18,133	0,017	18,149
	2,360	0,250	0,590	6,667	3,343	4,636	2,735	0,002	2,737
	1,000	0,250	0,500	6,625	2,813	4,461	2,230	0,003	2,233
	1,000	0,500	0,500	6,333	2,667	3,313	1,656	0,007	1,663
	6,260	0,750	4,695	6,375	25,236	3,467	16,278	0,220	16,499
	1,130	6,000	6,780	4,333	18,832	0,032	0,183	7,847	8,030
	4,000	6,000	24,00	3,000	46,000	1,026	18,880	41,133	60,013
Σ			40,315		117,983				109,325
	0,800	2,000	1,600	2,500	4,000	1,026	1,642	0,533	2,175

$$Y_G = 3,513 \text{ m}$$

$$X_G = 6,50 \text{ m}$$

$$S = 40,315 \text{ m}^2$$

$$I_{Gx} = 109,325 \text{ m}^4$$

$$\rho = 0,408$$

$$V' = 3,513 \text{ m}$$

$$V = 2,27 \text{ m}$$

$$C' = 1,433 \text{ m}$$

$$C = 0,926 \text{ m}$$

CHAPITRE V

Charges et Surcharges

Introduction

Dans ce chapitre on procède au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

V.1. Calcul des charges et surcharges

V.1.1. Charges hors trafic

V.1.1.1. Les charges permanentes (CP)

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

- Élément porteur $G(x)$

C'est le poids propre du tablier défini par le produit de la section transversale et le poids volumique du matériau constitutif.

On a :

$$G = G_1 + G_2 + G_3$$

Avec :

G_1 : Poids propre du voussoir à la clés et culée d'une hauteur constante.

G_2 : Poids propre du voussoir sur pile d'une hauteur constante.

G_3 : Poids propre du voussoir avec variation de la hauteur.

$$G_1 = \gamma_b \times S_c \times 24 = 2.5 \times 13.1476 \times 24 \Rightarrow G_1 = 788.856 \text{ t}$$

$$G_2 = \gamma_b \times (2 \cdot S_{p \text{ pleine}} + 6 \cdot S_{p \text{ vide}}) = 2.5 \times (80.63 + 108.8424) = 473.681 \text{ t}$$

Notre ouvrage à deux piles ce qui donne un voussoir sur chacune : $G_2 = 947.362 \text{ t}$

$$G_3 = \gamma_b \times \int_0^{45} \left(\frac{S_p - S_c}{L^2} X^2 + S_c \right) dx = 2.5 \times 572.0265 \times 4 = 5720.265 \text{ t}$$

$$G_3 = 5720.265 \text{ t}$$

Donc :

$$G = 788.856 + 947.362 + 5720.265$$

$$G = 7456.483 \text{ t}$$

V.1.1.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP)

a) Revêtement

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité et d'une couche de roulement pour le trafic. Avec les densités suivantes : 20 KN/m^3 , 22 KN/m^3

On a la largeur roulable $L_r = 11 \text{ m}$

Alors :

$$P_{\text{revêtement}} = 11 \times 0.01 \times 2 + 11 \times 0.07 \times 2.2 = 1.914 \text{ t/ml}$$

b) Poids de la glissière de sécurité

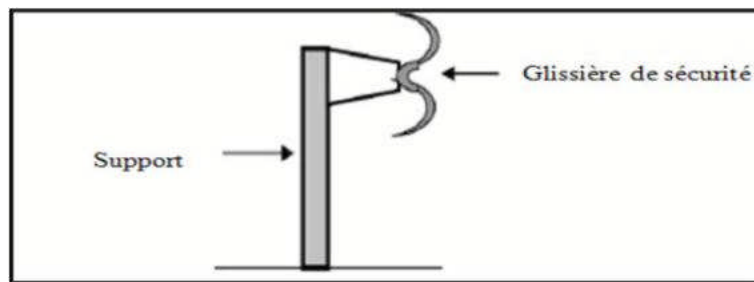


Fig. V.1 : Glissière de sécurité

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

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

$$P(2g_{li}) = 0,12 \text{ t/ml.}$$

c) Poids du garde corps

C'est une barrière métallique, disposé sur chaque trottoir son poids est estimé selon le fascicule 61, titre II à $0,1 \text{ t/ml}$ soit :

$$P_{gc} = 0.1 \text{ t/ml.}$$

c) Poids de la corniche et trottoirs

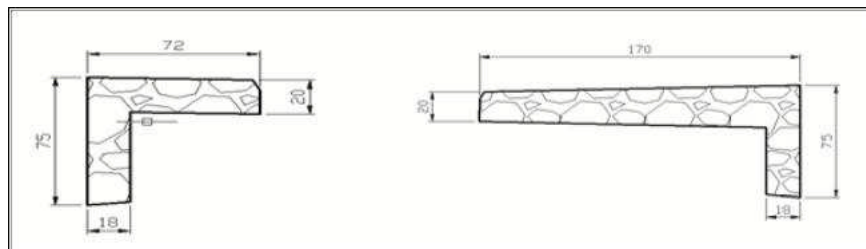


Fig. V.2 : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.

$$P_{(tr+corniche)} = \gamma_b \times (S_{trot+corn-droite} + S_{trot+corni-gauche})$$

$$P_{(tr+corniche)} = \gamma_b \times (S_{trot+corn-gauche} + S_{trot+corni-droite}) = 2.5 \times (0.2385 + 0.4945) = 1.833 \text{ t/ml.}$$

$$P_{(tr+corniche)} = 1.833 \text{ t/ml.}$$

Alors :

$$CCP = P_{revêtement} + P_{(tr+corniche)} + P_{gc} + P_{gli.}$$

$$CCP = 1.914 + 0.12 + 0.1 + 1.833$$

$$CCP = 3.967 \text{ t / ml.}$$

V.1.2 : Les charges dues au trafic

V.1.2.1. Caractéristiques du pont

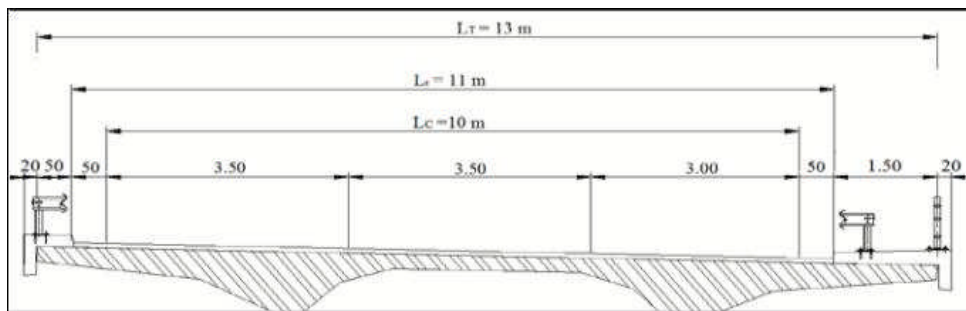


Fig. V.3 : Profil en travers du pont

a) Classe du pont

La classe du pont est donnée par le **fascicule 61 titre II**, selon le tableau suivant:

Tab.V.1 : Classification des ponts

Pont	Classe
$L_r \geq 7,00 \text{ m}$	1 ^{ère}
$5,50 \text{ m} < L_r < 7,00 \text{ m}$	2 ^{ème}
$L_r \leq 5,50 \text{ m}$	3 ^{ème}

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

b) Largeur chargeable

D'après la (Fig.V.3) on a les différentes largeurs du pont :

- Largeur totale $L_T = 13,00 \text{ m}$.
- Largeur roulable $L_r = 11,00 \text{ m}$.
- Largeur chargeable $L_c = 10,00 \text{ m}$. (Une bande de 0,50m de deux cotes)

c) *Nombres de voies de circulation*

$$N_v = L_c / 3 \quad N_v = 3 \text{ voies.}$$

d) *Largeur de la voie*

$$L_v = L_c / N_v \quad L_v = 3,5 \text{ m.}$$

V.1.2.2. *Calcul des surcharges routières*

Dans cette partie on s'intéresse à calculer les surcharges valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées. [Fascicule 61 titre II]

- La surcharge de type A (l).
- Système B (Bc, Bt, Br).
- La surcharge militaire Mc 120,
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

a) *Surcharges A (l)*

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dans l'intensité est égale au produit de la valeur A (l) est donnée ci-après. La masse A(l) est exprimée en kilogrammes par mètre carré (Kg/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée, est donnée par le **fascicule 61 titre II**, par la formule suivante :

$$A(l) = 230 + \frac{3600}{(L + 12)} \quad (\text{kg/m}^2)$$

$$A_1(l) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002L \end{array} \right. , A_2(l) = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l)$$

Avec:

L : longueur chargeable (portée du pont)

- **a₁** coefficient déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées. Il est donné par le tableau suivant (tiré du **fascicule 61 titre II**) :

Tab V.2 : les valeurs de coefficient **a₁**

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	1 ^{ère}	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
	2 ^{ème}	1,00	0,90	-	-	-
	3 ^{ème}	0,90	0,80	-	-	-

Donc :

$$a_1 = 0.9.$$

a_2 est donné par :

Avec : $a_2 = V_0 / V$

$$V_0 = 3,5\text{m (pont de 1ere classe)}$$

V : largeur d'une voie

$$V = Lr / 3 = 11/3 \Rightarrow V = 3.667\text{m}$$

Donc :

$$a_2 = 3.5/3.667 \Rightarrow a_2 = 0.955$$

On aura:

$$A_1 (L) = 0.9 A (l).$$

$$A_2 (L) = 0.9 \times 0.955 A (l) = 0.8595 A (l).$$

Les calculs sont les suivants :

Une travée chargée

Cas de charge	L (m)	A(l) (t/m ²)	a ₁	a ₂	A ₂ (l) (t/m ²)	A ₂ (l)*3,5m (t/ml)	A ₂ (l)*7m (t/ml)	A ₂ (l)*10m (t/ml)
1	80	0,621	1	0,955	0,593	2,075	4,15	/
			0,9	0,955	0,533	/	/	5,33
2	120	0,502	1	0,955	0,479	1,677	3,355	/
			0,9	0,955	0,431	/	/	4,31
3	80	0,621	1	0,955	0,593	2,075	4,15	/
			0,9	0,955	0,533	/	/	5,33

Deux travées chargées

Cas de charge	L (m)	A(l) (t/m ²)	a ₁	a ₂	A ₂ (l) (t/m ²)	A ₂ (l)*3,5m (t/ml)	A ₂ (l)*7m (t/ml)	A ₂ (l)*10m (t/ml)
1	200	0,399	1	0,955	0,381	1,333	2,667	/
			0,9	0,955	0,342	/	/	3,429
2	160	0,439	1	0,955	0,419	1,46	2,93	/
			0,9	0,955	0,377	/	/	3,773

Trois travées chargées

Cas de charge	L (m)	A(l) (t/m ²)	a ₁	a ₂	A ₂ (l) (t/m ²)	A ₂ (l)*3,5m (t/ml)	A ₂ (l)*7m (t/ml)	A ₂ (l)*10m (t/ml)
1	280	0,353	1	0,955	0,337	1,179	2,359	/
			0,9	0,955	0,303	/	/	3,034

b) **Système B**

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

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

1) **Système B_c**

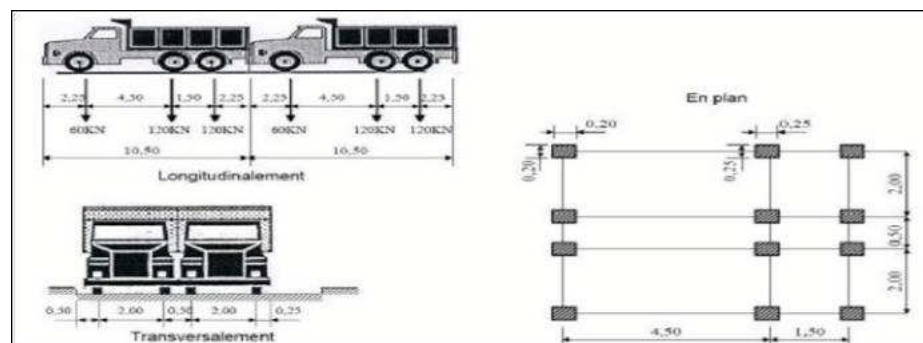
Un camion type de système B_c comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale30 t.
- Masse portée par chacun des essieux arrières.....12 t.
- Masse portée par l'essieu avant.....6 t.
- Longueur d'encombrement.....10,50 m.
- Largeur d'encombrement.....2,50 m.
- Distance entre les deux essieux arrière.....1,50 m.
- Distance entre l'essieu avant et le premier essieu arrière.....4,50 m.
- Distance d'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.

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

- **Disposition dans le sens transversal** : Le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.
- **Disposition dans le sens longitudinal** : Le nombre des camions est limité à deux, la distance entre deux camions d'une même file est déterminée de façon à produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.



Tab. V.3. Valeurs de coefficient b_c .

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

Nombre des files		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	1 ^{ère}	1,2	1,1	0,95	0,8	0,70
	2 ^{ème}	1	1	-	-	-
	3 ^{ème}	1	0,8	-	-	-

- **Coefficient de majoration dynamique**

Les surcharges du système B_c sont multipliées par de coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

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

G : poids propre de la travée considérée,

S : Surcharge B_c maximale.

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

$$b_c = \begin{cases} 1,20 & \text{.....pour 1 file.} \\ 1,10 & \text{..... pour 2 files.} \\ 0.95 & \text{..... pour 3 files.} \end{cases}$$

Notre pont est de **1^{ère} classe** à trois voies de circulation.

On a :

$$S = n \times 30 \times b_c$$

n : nombre de camion, (un camion = 30t)

- Les surcharges du système B_c sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique δ .

Les calculs sont les suivantes :

❖ *Une travée chargée*

Cas de charge	L (m)	G (t)	S1 (t)	S2 (t)	S3 (t)	δ_1	δ_2	δ_3	B _{C1} (t)	B _{C2} (t)	B _{C3} (t)
1	80	2188.756	72	132	171	1.036	1.04	1.042	74.568	137.24	178.23
2	120	3695.663				1.022	1.024	1.026	73.581	135.22	175.43
3	80	2188.756				1.036	1.04	1.042	74.568	137.24	178.23

❖ *Deux travées chargées*

Cas de charge	L (m)	G (t)	S1 (t)	S2 (t)	S3 (t)	δ_1	δ_2	δ_3	B _{C1} (t)	B _{C2} (t)	B _{C3} (t)
1	200	2188.756	72	132	171	1.14	1.015	1.016	73.01	134	173.8
2	160	3695.663				1.018	1.02	1.022	73.33	133.7	174.7

❖ *Trois travées chargées*

Cas de charge	L (m)	G (t)	S1 (t)	S2 (t)	S3 (t)	δ_1	δ_2	δ_3	B _{C1} (t)	B _{C2} (t)	B _{C3} (t)
1	280	8073.175	72	132	171	1,012	1,011	1,012	72,736	133,5	173,06

2) *Système de charge B_t*

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

- Masse portée par chaque essieu. 160 KN
- Distance des deux essieux. 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu..... 2 m.

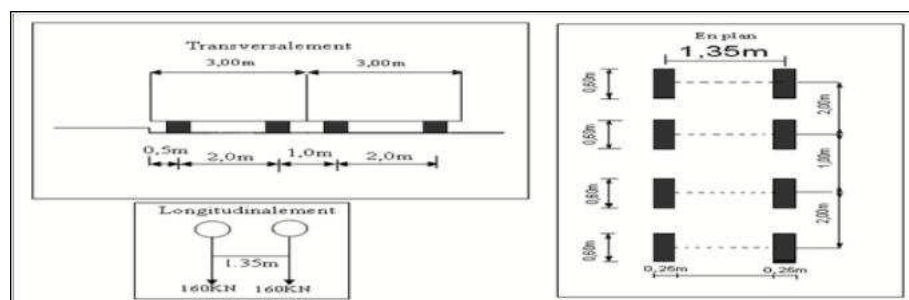


Fig. V.5. Les dimensions de système B_t.

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 (tiré du **fascicule 61 titre II**) :

Tab V.4.Valeurs de coefficient b_t .

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient b_t	1	0,9

• **Coefficient de majoration dynamique**

Les surcharges du système B_t sont multipliées par de coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge B_t .

$S = n \times 32 \times b_t$ avec n : nombre de camion, (camion de 32t).

Notre pont est de première classe : $b_t=1$

Les calculs sont les suivantes

❖ **Une travée chargée**

Cas de charge	L (m)	G (t)	S1 (t)	S2 (t)	S3 (t)	δ_1	δ_2	δ_3	B_{C1} (t)	B_{C2} (t)	B_{C3} (t)
1	80	2188.756	64	128	192	1.027	1.031	1.035	65.728	131.968	198.72
2	120	3695.663				1.018	1.023	1.026	65.152	130.94	196.99
3	80	2188.756				1.027	1.031	1.035	65.728	131.968	198.72

❖ **Deux travées chargées**

Cas de charge	L (m)	G (t)	S1 (t)	S2 (t)	S3 (t)	δ_1	δ_2	δ_3	B_{C1} (t)	B_{C2} (t)	B_{C3} (t)
1	200	5884.419	64	128	192	1.014	1.015	1.017	64.88	129.967	195.295
2	160	4377.512				1.018	1.02	1.023	65.164	130.605	196.32

❖ **Trois travées chargées**

Cas de charge	L (m)	G (t)	S1 (t)	S2 (t)	S3 (t)	δ_1	δ_2	δ_3	B_{t1} (t)	B_{t2} (t)	B_{t3} (t)
1	280	8073,175	64	128	192	1,010	1,011	1,012	64,645	129,441	194,388

3) Système de charge B_r

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

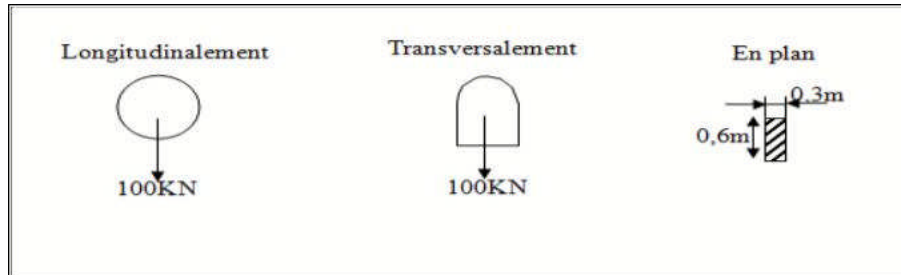


Fig.V.6 : Dimensions de système B_r

Les surcharges du système B_r sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique δ

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

G : La charge permanente de la travée considérée.

S : La charge B_r .

Largeur roulable $L_r = 11,00$ m.

$S = 10$ t

Les calculs sont les suivantes

❖ Une travée chargée

Cas de charge	L (m)	G (t)	S (t)	δ	B_r (t)
1	80	2188.756	10	1.021	10.31
2	120	3695.663		1.019	10.19
3	80	2188.756		1.031	10.31

❖ Deux travées chargées

Cas de charge	L (m)	G (t)	S (t)	δ	B_r (t)
1	200	588.419	10	1.012	10.12
2	160	4377.512		1.016	10.16

❖ *Trois travées chargées*

Cas de charge	L (m)	G (t)	S (t)	δ	B _r (t)
1	280	8073,175	10	1,009	10,09

c) *Surcharges militaires 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 sur 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 convoi est limité.
- Poids totale : 110 t
- Longueur d'une chenille : 6,10 m
- Largeur d'une chenille : 1,00 m

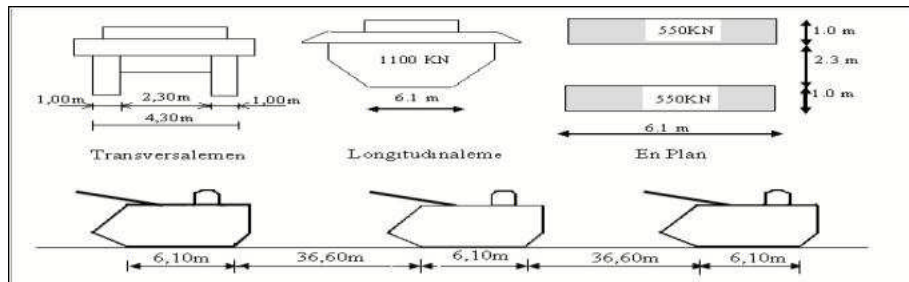


Fig.V.7. Les dimensions de système Mc120

Les calculs sont les suivantes :

❖ *Une travée chargée*

Cas de charge	L (m)	G (t)	n	S (t)	δ	M _{c120} (t)
1	80	2188,756	2	220	1,045	230,01
2	120	3695,663	3	330	1,032	340,61
3	80	2188,756	2	220	1,045	230,01

❖ *Deux travées chargées*

Cas de charge	L (m)	G (t)	n	S (t)	δ	M _{c120} (t)
1	200	5884,419	4	440	1,023	450,18
2	160	4377,512	3	330	1,027	338,94

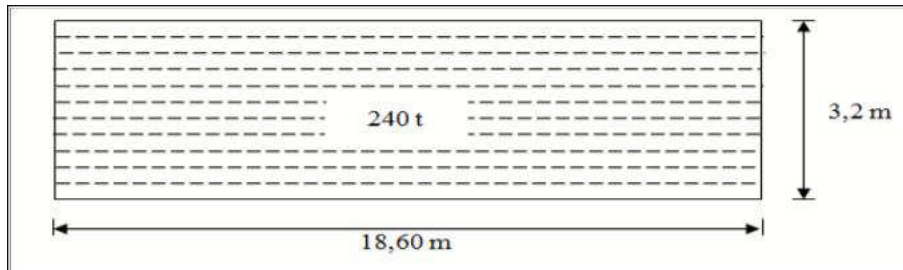
❖ *Trois travées chargées*

Cas de charge	L (m)	G (t)	n	S (t)	δ	M _{c120} (t)
1	280	8073,175	6	660	1,021	673,8

n : nombre de convoi par travée.

d) Charge exceptionnelle (D₂₄₀)

Comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6m de long, le poids par mètre linéaire égale à 12,9 t /ml. Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de tout autre charge). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

Fig.V.8. Dimensions de système D₂₄₀**e) Surcharges sur trottoirs (S_t)**

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

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

- **Charges locales (C_l)**

Dans notre cas on charge uniquement le trottoir à droite (**voir Fig.V. 3**)

Le trottoir chargé : $S_t = 0,45 \times 1,70 = 0,765 \text{ t/ml}$.

- **Charges générales (C_g)**

D'après le fascicule 61 titre II, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de 150 kg/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé. Seul **le trottoir de droite** pourra être chargé (**voir Fig.V. 3**):

Le trottoir chargé : $S_t = 0,15 \times 1,70 = 0,255 \text{ t/ml}$

f) Forces de freinage

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

1) Effort de freinage correspondant à la charge A(L)

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

$$F_A = \frac{1}{20 + 0,0035 S} \cdot A(l)$$

A(L) : chargement, $A_2(L) = 5.33 \text{ t/m}^2$ « le cas le plus défavorable »

S : surface chargée par m^2 ($S = 80 \times 10,00 = 800 \text{ m}^2$)

$$F_A = 0.219 \text{ t}$$

2) Effort de freinage correspondant à Bc

$B_c = 30 \text{ t}$ par tablier un seul camion est supposé freiner.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques, mais ils sont multipliés par les coefficients bc.

La valeur de courte durée de la résultante des forces de freinage vaut :

$$F_{Bc} = B_c \times b_c = 30 \times 1.2 = 36 \text{ t}$$

g) Forces centrifuges

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

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

En désignant par R (en mètres) le rayon du tracé de l'axe de la chaussée sur le pont, il y a lieu d'adopter, pour la force centrifuge développée par un essieu; une fraction de son poids égale à (**fascicule 61 titre II**) :

$((R + 150) \times B_c) / (6R + 350) \times b$ pour les valeurs de R inférieures ou égales à 400 m.

$(80 \times B_c) / R$ pour les valeurs de R supérieures à 400 m.

Dans notre cas on a : $R = 350 \text{ m}$

$$F_c = (R + 150) \times B_c / (6R + 350) \times b = (350 + 150) \times 178,227 / (6 \times 350 + 350) \times 11$$

$$F_c = 3.31 \text{ t / ml}$$

V.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. Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de :

- $P = 2 \text{ KN/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en service.
- $P = 1.25 \text{ KN/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.-
- $P = 1.0 \text{ KN/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée n'excède pas un mois.

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

V.3. La température

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journallement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. Logiquement l'extrados est plus chaud que l'intrados.

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : Pour la région $\Delta T = \pm 12^{\circ}\text{C}$.

V.4. Le séisme

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie.

En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et, par conséquent de garantir la sécurité structurelle.

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

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

V.5. Définition des actions**V.5.1. Actions permanentes**

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

V.5.2. Actions variables

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

V.5.3. Actions accidentelles

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

V.5.4. Combinaisons des charges

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

a) Les coefficients de majoration

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

Tab.V.5. Valeurs des coefficients de majoration.

Actions	ELU	ELS
Charge permanente (G)	1.35	1
Surcharge A (L)	1.6	1.2
Système Bc	1.6	1.2
M _{C120}	1.35	1
D ₂₄₀	1.35	1
gradient thermique (ΔT)	0	0.5
Vent (W)	1.5	1
Surcharge de Trottoirs(S _t)	1.6	1
L'effet du précontraint (P)	1	1
Freinage	1.6	1.2

Tel que :

G : les charges permanentes.

W : charge du vent.

ΔT : gradient thermique.

b) Les combinaisons

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

Tab.V.6 : Les combinaisons

Action prépondérante	Combinaisons
A L'E.L.U	$1,35G + 1,6 (A (l) + S_t)$
	$1,35G + 1,6 (B_c + S_t)$
	$1,35G + 1,6 (B_t + S_t)$
	$1,35G + 1,35 M_{C120}$
	$1,35G + 1,35 D_{240}$
	$1,35 G + 1,5 W$
A L'E.L.S	$G + 1,2 (A (l) + S_t)$
	$G + 1,2 (B_c + S_t)$
	$G + 1,2 (B_t + S_t)$
	$G + M_{C120}$
	$G + D_{240}$
	$G + 1,2 (A (l) + S_t) + 0,5 \Delta T$
	$G + 1,2 (B_c + S_t) + 0,5 \Delta T$
	$G + M_{C120} + 0,5 \Delta T$
	$G + D_{240} + 0,5 \Delta T$
	$G + W$

CHAPITRE VI

Etude Longitudinale

Introduction

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.

Les étapes suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage; Celle-ci 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.

Pendant la construction, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive, près des culées.

Les schémas ci-dessous montrent des différentes phases de construction en encorbellements de notre ouvrage:

Phase 1

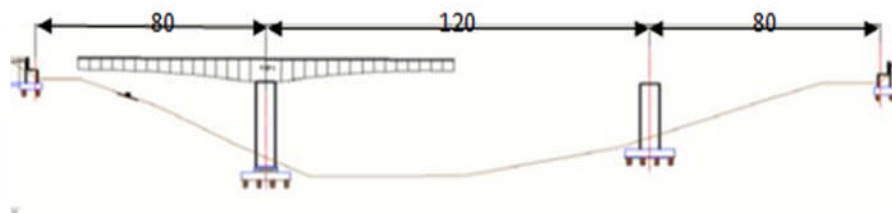


Fig. VI.1 : Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1.

Phase 2

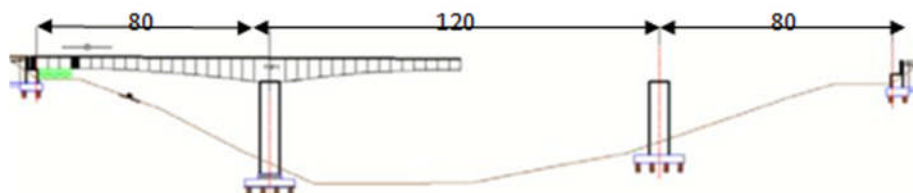


Fig. VI.1 : Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1.

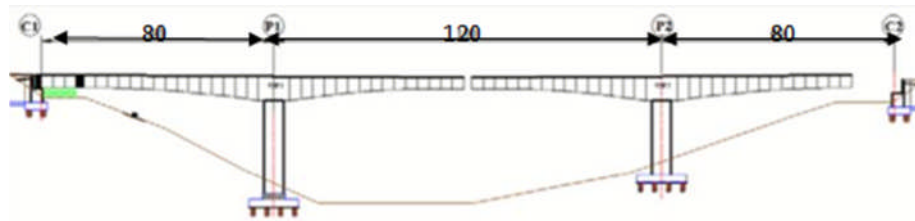
Phase 3

Fig. VI.3 : Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P2.

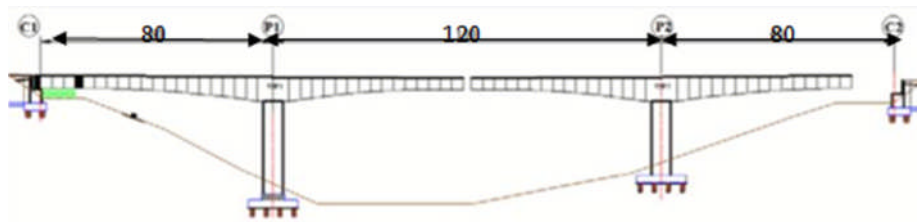
Phase 4

Fig. VI.4 : Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (P2-C2).

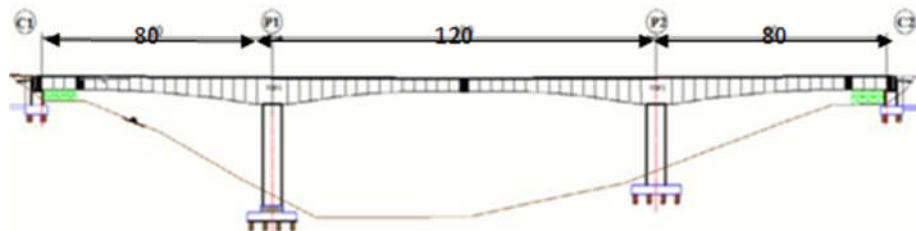
Phase 5

Fig. VI.5 : Clavage de la travée intermédiaire (P1-P2).

VI.1. Charges appliquées à la console en cours de la construction

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

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

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage, les charges à considérer dans cette phase d'exécution sont les suivantes : [SETRA 2003]

1) Le poids propre du tablier G

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

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

γ : poids volumique du béton égal à 2.5 t/m³.

S_p : l'aire de la section sur pile.

S_c : l'aire de la section à la clé.

2) Les surcharges de chantier

On tient également compte de divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie **Q_{PRA1}** de 0,02 t/m² et une surcharge concentrée **Q_{PRA2}** de 11.5 tonnes (donnée par la relation 50+5b en KN) appliquée au bout de fléau, avec b désigne la largeur du hourdis supérieur du caisson en mètre.

3) Equipage mobile

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

4) Le vent

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

5) Actions accidentelles (FA)

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

On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à 2.

VI.2. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau

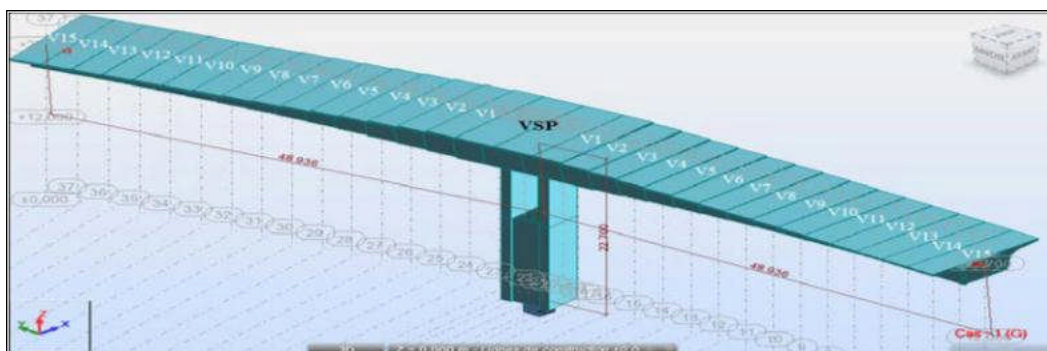


Fig. VI.6: Vue 3D du modèle de calcul.

VI.2.1. Effets dus au poids propre G

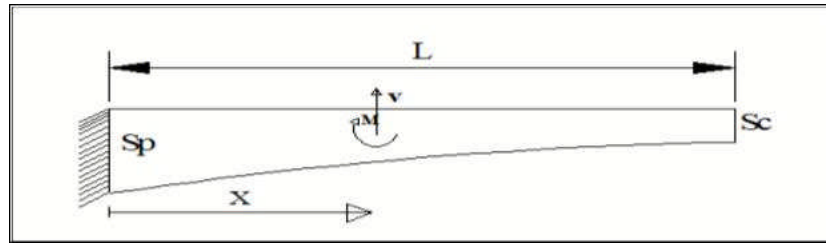


Fig.VI.7 : Poids propre du demi-fléau

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

Moment fléchissant

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

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

L : étant la longueur du fléau considéré.

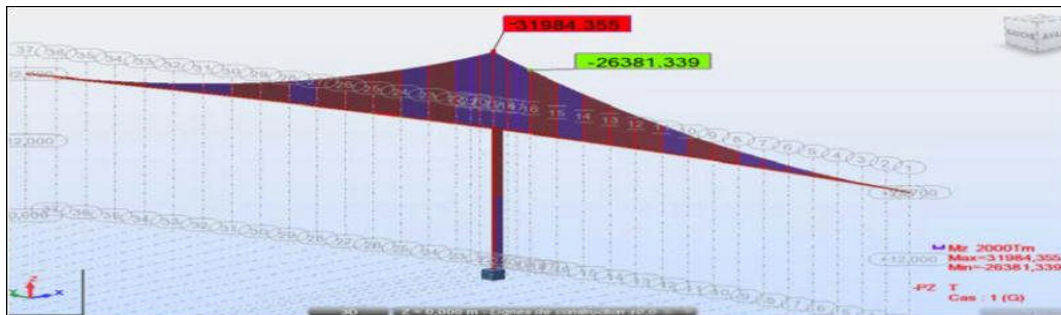


Fig.VI.8 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous G.

Effort tranchant

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

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

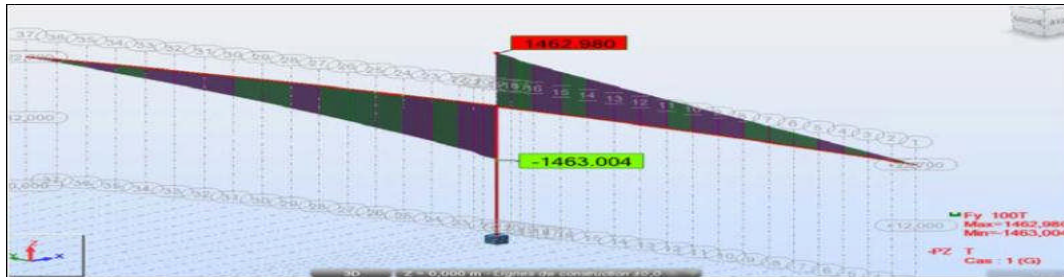


Fig.VI.9 : Diagramme des efforts tranchant du fléau sous G.

VI.2.2. Effets des surcharges réparties de chantier (Q_{PRA1})

On considère une charge de chantier répartie Q_{PRA1} de **0,02 t/m²** sur le demi-fléau :

Soit : Q_{PRA1} = 0,02 × 13 = **0,26 t/ml**.

Avec :

L : Largeur du tablier ; L = 13 m.

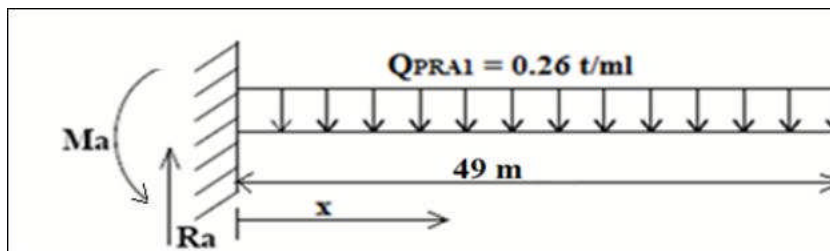


Fig.VI.10 : Surcharges réparties de chantier

Les équations de sollicitation

Moment fléchissant M

$$M(x) = -0.13x^2 + 12.74x - 311,34 \text{ (t.m)}$$

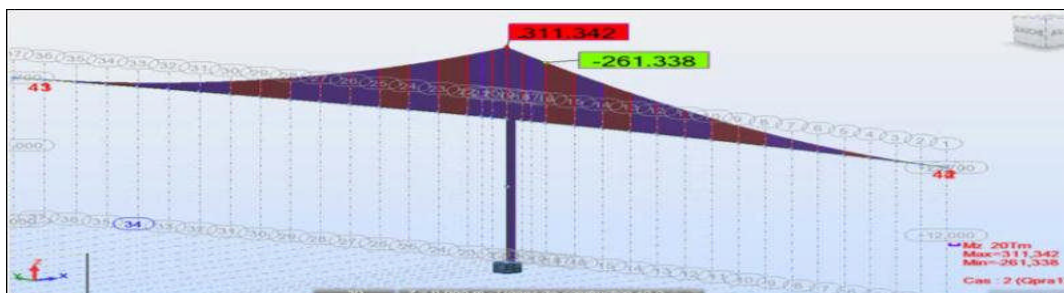


Fig.VI.14 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous Q_{PRA2}.

Effort tranchant T

Quand $0 \leq x \leq 46$ m $T(x) = 11.5$ (t)

Quand $46 \leq x \leq 49$ m $T(x) = 0$ (t)

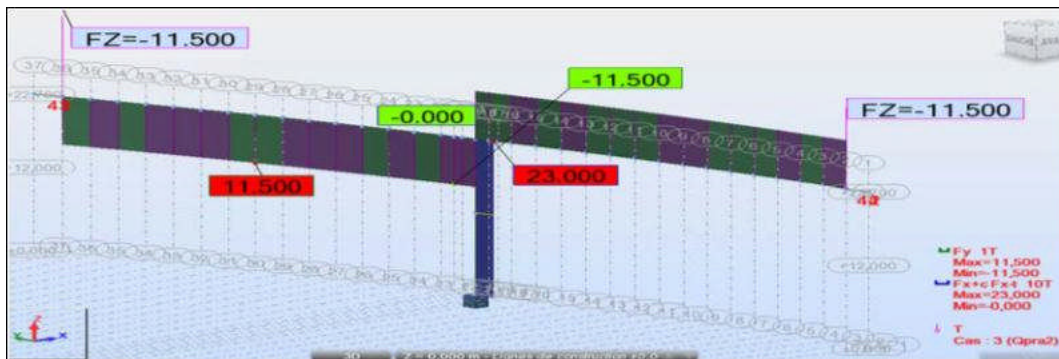


Fig.VI.15: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRA2.

VI.2.3. Effets des Surcharges concentrées (Q_{PRA2})

On considère une charge concentrée Q_{PRA2} de ($50 + 5b$) KN appliquée au bout du fléau juste l'avant dernier voussoir, représentant le poids des rouleaux de câbles, compresseurs et autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage.

Avec :

$B = 13$ m (largeur du tablier).

$$Q_{PRA2} = 50 + 5 \times 13 = 11.5 \text{ t}$$

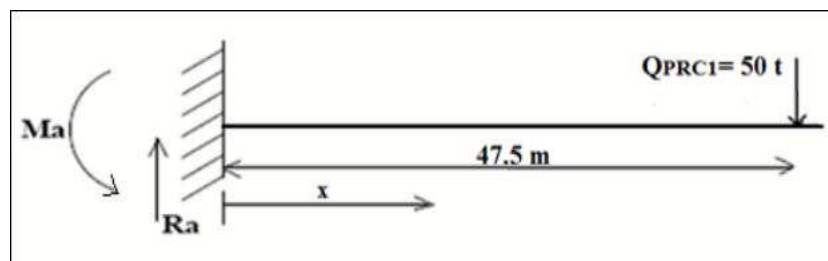
VI.2.4. Effets du poids de l'équipage mobile (Q_{PRC1})

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

Les équations de sollicitation

Moment fléchissant M

Quand $0 \leq x \leq 47.5$ m

$$M(x) = 50x - 2367.52 \text{ (t.m)}$$

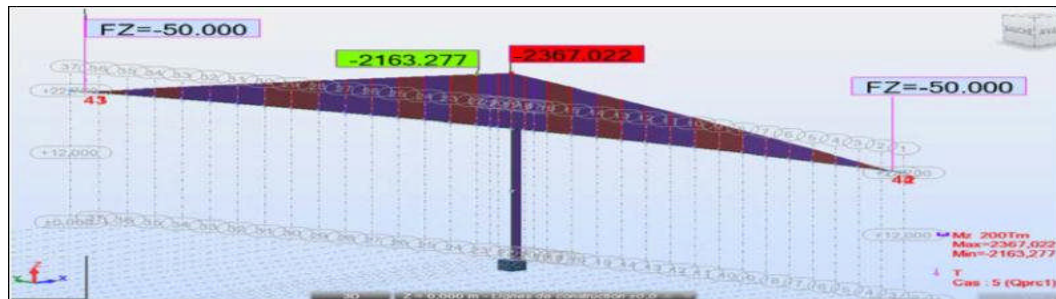


Fig.VI.17 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous Q_{PRC1} .

Effort tranchant T

Quand $0 \leq x \leq 47.5$ m

$$T(x) = 50 \text{ (t)}.$$

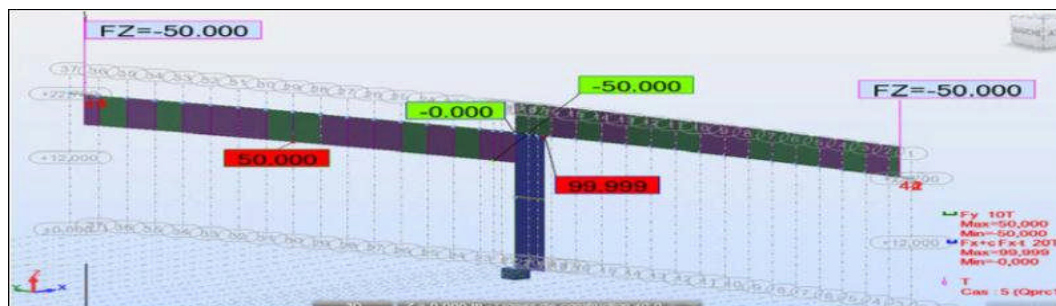


Fig. VI.18: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous Q_{PRC1}

VI.2.5. Vent

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

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

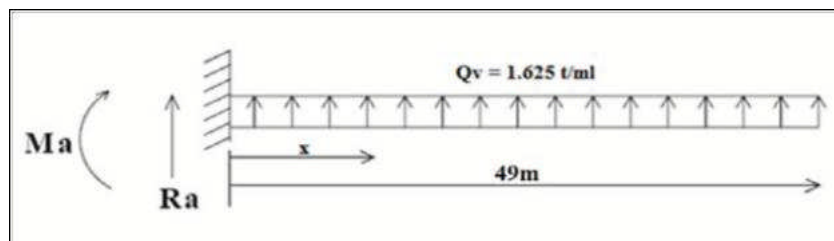
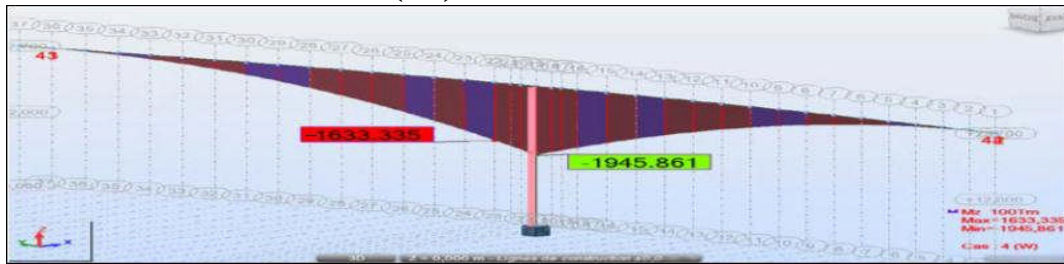


Fig.VI.19 : Surcharges du vent

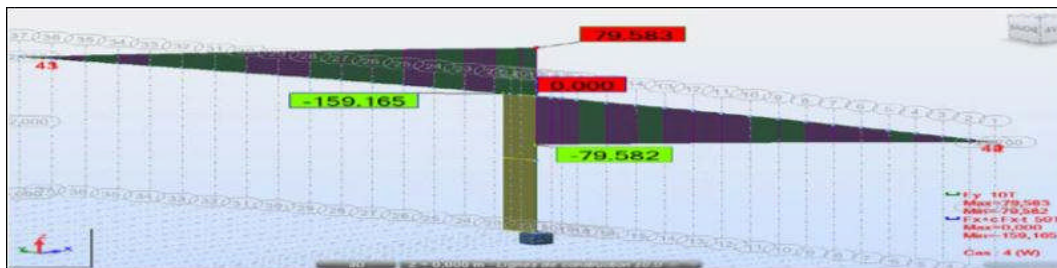
Les équations de sollicitation

- **Moment fléchissant M**

$$M(x) = 0.8125 x^2 - 79.58x + 1945.9 \text{ (t.m)}$$

Fig.VI.20 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous Q_w .**Effort tranchant T**

$$T(x) = 1.625 x - 79.58 \text{ (t)}$$

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

VI.3. Etude de la stabilité des fléaux

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

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

VI.3.1. Actions accidentelles (FA) sur le demi-fléau

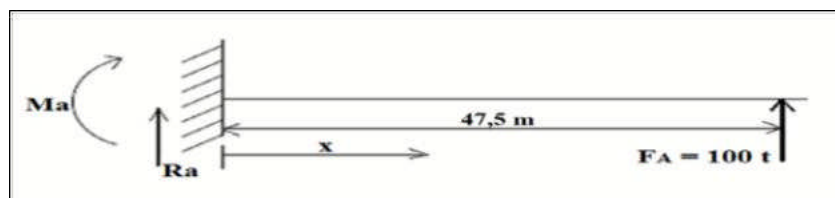


Fig.VI.22 : Actions accidentelles

Les équations de sollicitation

Moment fléchissant M

$$M(x) = -100x + 4734.96 \text{ (t.m)}$$

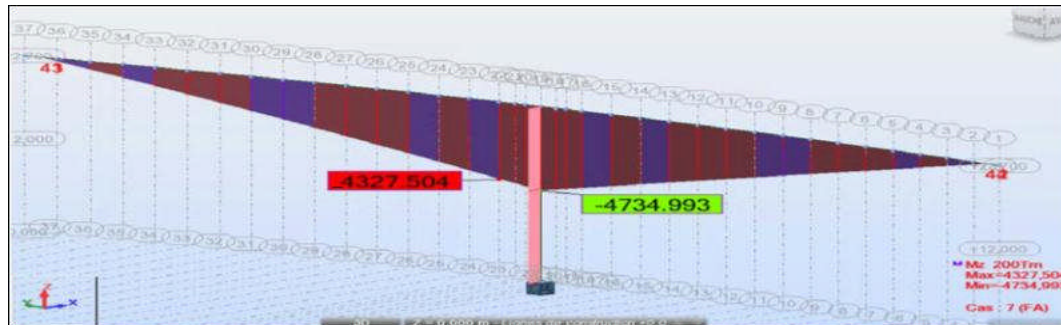


Fig.VI.23 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous FA.

Effort tranchant T

$$T(x) = -100 \text{ (t)}$$

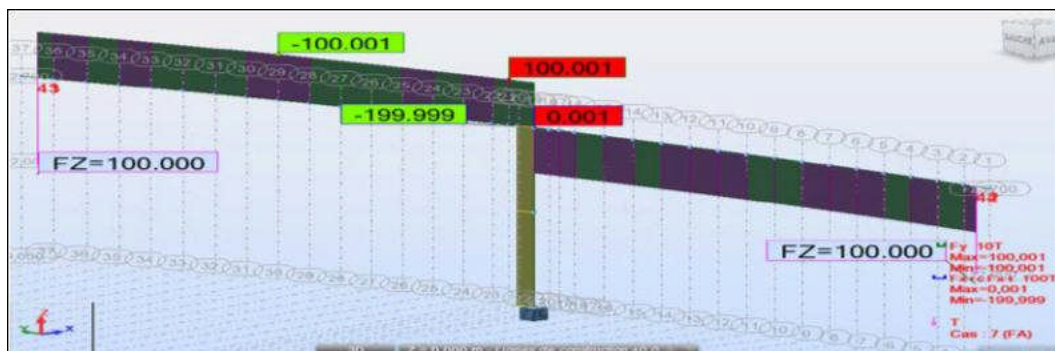


Fig.VI.24: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous FA.

Tab.VI.2 : Les effets des charges de construction sur le demi-fléau en situation accidentelle FA

X(m)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
T (t)	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100
M (t.m)	4734,96	4326,67	4027,6	3730,42	3135,28	2837,33	1643,72	1345,02	448,1	149,1	0

VI.3.2.Les combinaisons des charges

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

$$A1 : 1,1(G_{\max}+G_{\min}) + 1,25(Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{PRC1 min}} + Q_{\text{PRA1}}+Q_{\text{PRA2}} + Q_{\text{W}})$$

$$A2 : 0,9(G_{\max}+G_{\min}) + 1,25(Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{PRC1 min}} + Q_{\text{PRA1}}+Q_{\text{PRA2}} + Q_{\text{W}})$$

Avec :

$G_{\max}$: poids du demi-fléau du côté du déséquilibre majoré de 2%.

G_{min} : poids du demi-fléau de l'autre coté du déséquilibre minoré de 2%

$Q_{PRC1\ max}$: poids de l'équipage mobile du coté du déséquilibre majoré de 6%.

$Q_{PRC1\ min}$: poids de l'équipage mobile de l'autre coté du déséquilibre minoré de 4%.

D'où :

$$G_{max} = 1.02\ G ; \quad G_{min} = 0.98\ G$$

$$Q_{PRC1\ max} = 1.06\ Q_{PRC1} ; \quad Q_{PRC1\ min} = 0.96\ Q_{PRC1}$$

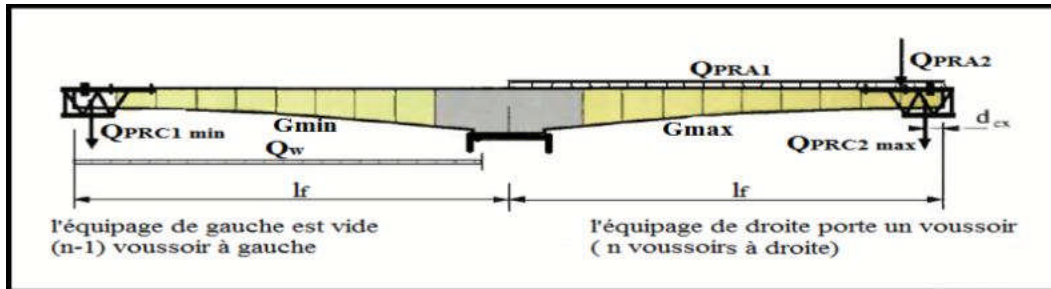


Fig.VI.25: Combinaisons en situation temporaire

b) Combinaisons accidentelles de construction (type B)

$$B1 : 1,1(G_{max}+G_{min}) + FA + (Q_{PRC1\ max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})$$

$$B2 : 0,9(G_{max}+G_{min}) + FA + (Q_{PRC1\ max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})$$

FA : action due à la chute d'un équipage mobile

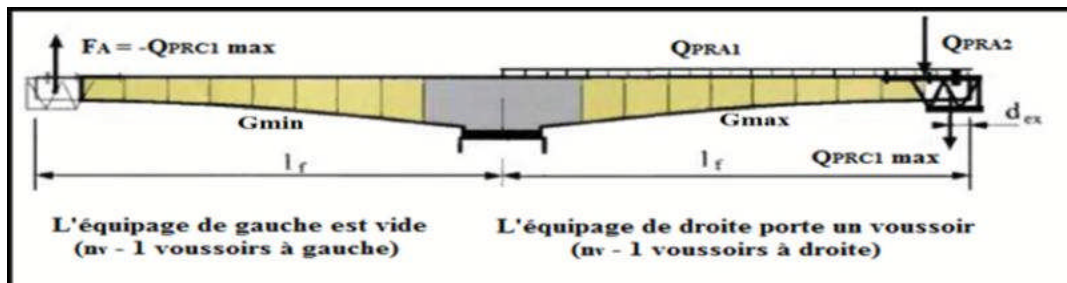


Fig.VI.26 : Combinaisons accidentelles

• **Les combinaisons les plus défavorables**

Tab.VI .3 : Combinaisons les plus défavorables.

	Combinaisons	M (t.m)	T (t)
Combinaisons de construction Type A	$1,1 (G_{max}+G_{min}) + 1,25 (Q_{PRC1\ max} + Q_{PRC1\ min} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2} + Q_w)$	-11511,17	484,85
	$0,9 (G_{max}+G_{min}) + 1,25 (Q_{PRC1\ max} + Q_{PRC1\ min} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2} + Q_w)$	-10103,8	420,48
Combinaisons Accidentelles Type B	$1,1 (G_{max}+G_{min}) + FA + (Q_{PRC1\ max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})$	-16106,86	537,25
	$0,9 (G_{max}+G_{min}) + FA + (Q_{PRC1\ max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})$	-14699,48	472,88

Le moment de renversement $M_R = -16106,86\ t.m$

La réaction à la tête de la pile $R = 537,25\ t$

VI.4. Clavage des travées

VI.4.1. Clavage des travées de rive

Lorsque le premier fléau est terminé, on commence par solidariser la **travée de rive** sur pile-culée, cette partie sera coulée sur **cintre**. Cette opération de solidarisation s'appelle **clavage**, ensuite on vient assurer la continuité complète du tablier en solidarisant la travée adjacente puis on termine avec la travée centrale.

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 de la partie de clavage.

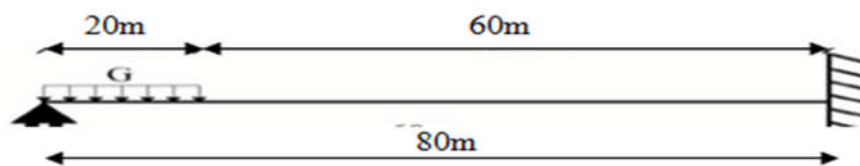


Fig.VI.28 : Détermination des efforts dus au clavage de la travée de rive.

Le tableau récapitule les moments et les efforts tranchant de la travée de rive :

Tab.VI.4 : Résultats des efforts (M, T) après clavage de la travée de rive.

X (m)	T (t)	M (t . m)
0	1094.91	-8601.8
5	901.61	-4491.55
9	796.6	-1940.87
13	695.36	290.2
17	597.78	2230.44
21	503.7	3884.00
25	409.62	5255.97
29	322.05	6355.98
33	237.35	7197.96
37	155.36	7790.21
41	75.77	8140.31
45	-1.68	8258.33
49	-77.32	8140.21
53	-487.12	3340.66
57	-558.54	1777.22
60	-558.54	1777.22
80	-629.96	0

VI.4.2. Clavage de la travée intermédiaire

Le clavage entre deux fléaux s'effectue en exécutant un voussoir de clavage 2 m de longueur entre leurs extrémités. Les effets du clavage engendrent des efforts qui doivent être pris en compte suivant le déroulement des opérations :

- 1) Le poids du béton frais est directement transmis aux fléaux en regard par l'intermédiaire des fixations des équipages de clavage.
- 2) Une fois le béton durci, on réalise physiquement le clavage à l'aide de câbles de précontrainte de continuité et on enlève l'équipage de clavage.

a) Avant l'enlèvement de l'équipage de clavage

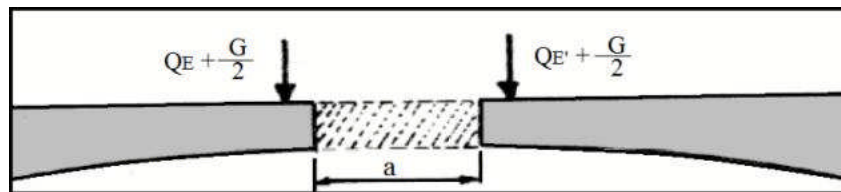


Fig.VI.31 : Schémas statiques avant l'enlèvement de l'équipage de clavage

$Q_E + Q_E'$: Poids total de l'équipage de clavage, ces deux forces ne sont pas forcément égales; ($Q_E + Q_E' = 20 \text{ t}$).

G : poids du voussoir de clavage ; ($G = 60.251 \text{ t}$)

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de diagrammes ci-dessous :

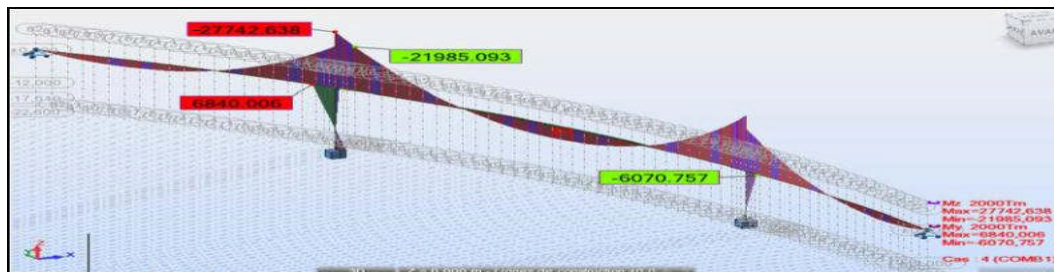


Fig.VI.32 : Diagramme des moments fléchissant avant l'enlèvement de l'équipage de clavage

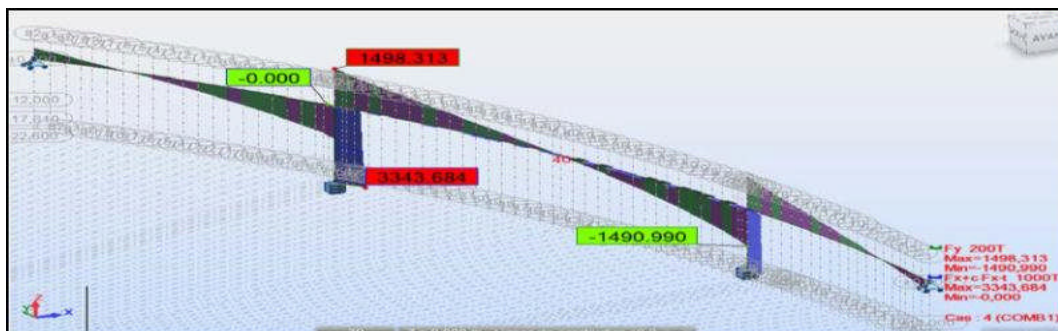


Fig. VI.33 : Diagramme des efforts tranchants avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.

b) Après l'enlèvement de l'équipage de clavage

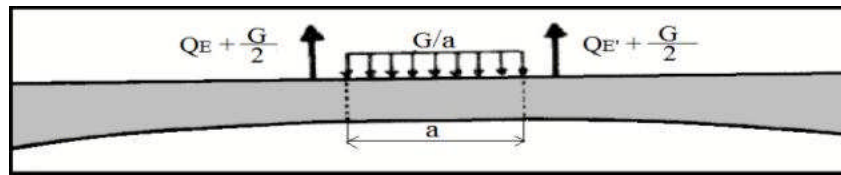


Fig. VI.34 : Schémas statiques après l'enlèvement de l'équipage de clavage

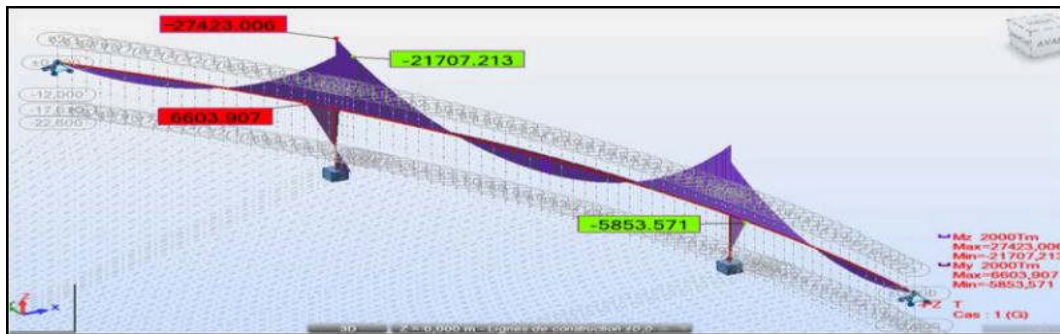


Fig. VI.35 : Diagramme des moments fléchissant après l'enlèvement de l'équipage de clavage.

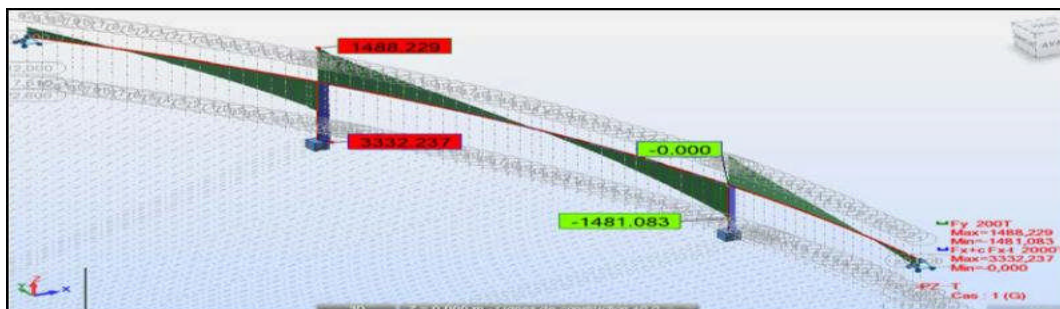


Fig. VI. 36 : Diagramme des efforts tranchants après l'enlèvement de l'équipage de clavage.

VI.5. Etude longitudinale en phase de service

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

Dans ce chapitre nous nous intéressons à la détermination du câblage de continuité, une fois l'ouvrage rendu continu (clavage de toutes les travées), le schéma statique final est un système hyperstatique donc on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants:

- Poids propre.
- Superstructure
- Surcharge de trottoirs.
- Surcharges routières.
- Gradient thermique

- Les calculs seront effectués par le logiciel **Robot Structural**.

VI.5.1. Description générale du logiciel

Le système **Robot** est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot Structural est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type

Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques. Les utilisateurs de Robot Structural pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation du logiciel afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

Robot Structural permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante. Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).

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

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

VI.5.2. Modélisation

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

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

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres.
- Vu la variation parabolique de la section le long du tablier, il nous a été difficile de modéliser les voussoirs en chaque section, pour cela, nous avons opté pour un modèle qui s'approche le plus de la réalité.
- Les appuis sont considérés comme des encastremets au niveau des piles, et des appuis simples au niveau des culées.

VI.5.3. Modèle de calcul

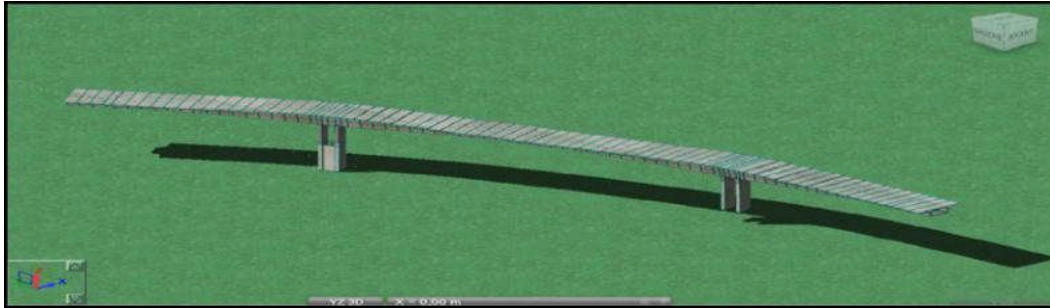


Fig. VI. 37 : Vue en 3D du modèle de calcul.

VI.5.4. Combinaisons de calcul

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

- **Poids propre (PP)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- **Complément du poids propre (CCP)** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à 3.967 t/ml
- **Charge A** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à $A_2(l) = 6,27$ t/ml.
- **Surcharge Bc.**
- **Surcharge militaires Mc120.**
- **Convoi exceptionnel D240.**
- **Surcharges sur les trottoirs St** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à : $St = 0,255$ t/m.

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

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le « Fascicule N°61 titre II » ainsi que le nom, la nature et le type d'analyse :

Tab.VI.5 : Les différentes sollicitations et combinaisons selon le Fascicule 61.II.

	Cas	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
Sollicitations	1	PP	Permanente	Statique linéaire
	2	CCP	Permanente	Statique linéaire
	3	A(L)	Exploitation	Statique linéaire
	4	Bc	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
	5	Mc120	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
	6	D240	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
	7	St	Exploitation	Statique linéaire
Combinaisons	8	G	PP+CCP	Combinaison linéaire
	9	ELU A(L)	$1.35G + 1.6 (A + St)$	Combinaison linéaire
	10	ELU Bc	$1.35G + 1.6 (Bc + St)$	Combinaison linéaire
	11	ELU Mc120	$1.35 G + 1.35 Mc120$	Combinaison linéaire
	12	ELU D240	$1.35 G + 1.35 D240$	Combinaison linéaire
	13	ELS A(L)	$G + 1.2 (A + St)$	Combinaison linéaire
	14	ELS Bc	$G + 1.2 (Bc + St)$	Combinaison linéaire
	15	ELS Mc120	$G + Mc120$	Combinaison linéaire
	16	ELS D240	$G + D240$	Combinaison linéaire
	17	ELS A(L)	$G + 1.2 (A + St) + 0.5\Delta T$	Combinaison linéaire
	18	ELS D240	$G + D240 + 0.5\Delta T$	Combinaison linéaire

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

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

Les résultats sont donnés en **Tonnes. Mètre** pour les moments et en **Tonnes** pour les efforts.

VI.5.4.1. Sollicitations dues aux charges permanentes

Les efforts engendrés par les charges permanentes du tablier sont présentés sous forme de diagrammes ci-dessous :

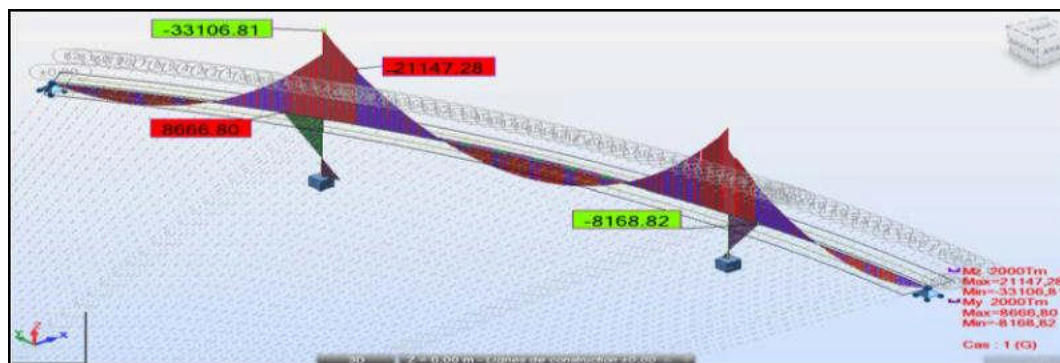


Fig. VI.38 : Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes.

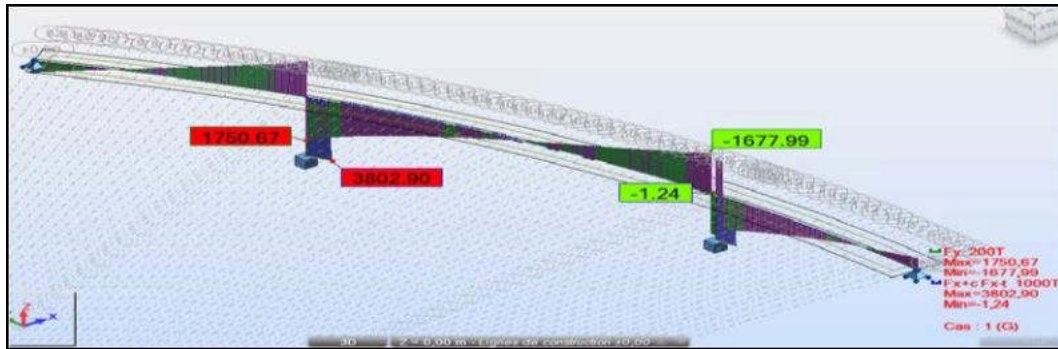


Fig. VI.39 : Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanentes

VI.5.4.2. Sollicitations dues aux charges routières

- Sollicitations dues à la surcharge A(l) :

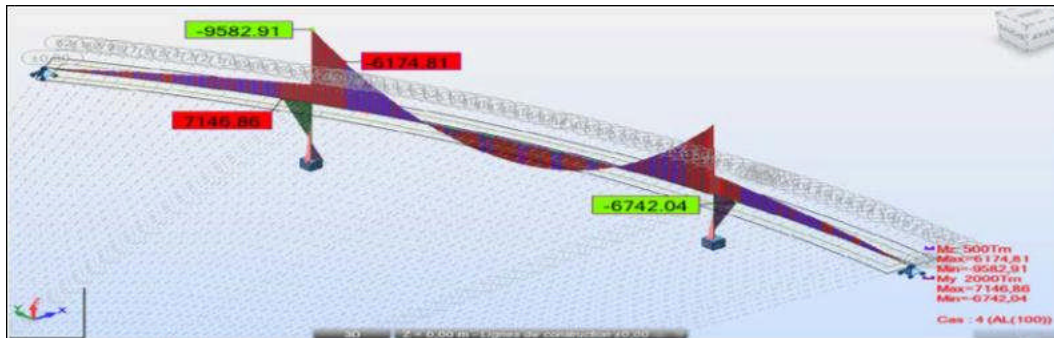


Fig.VI.40: Diagramme du moment fléchissant sous A(l).

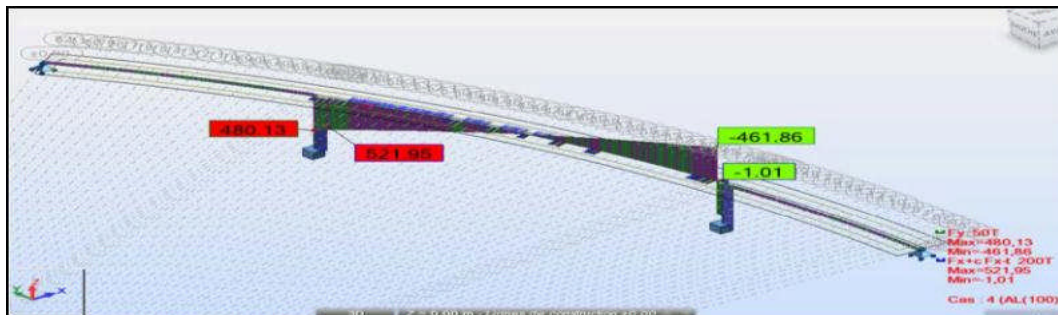


Fig.VI.41. Diagramme de l'effort tranchant sous A(l).

- Sollicitations dues à la charge exceptionnelle D240 :

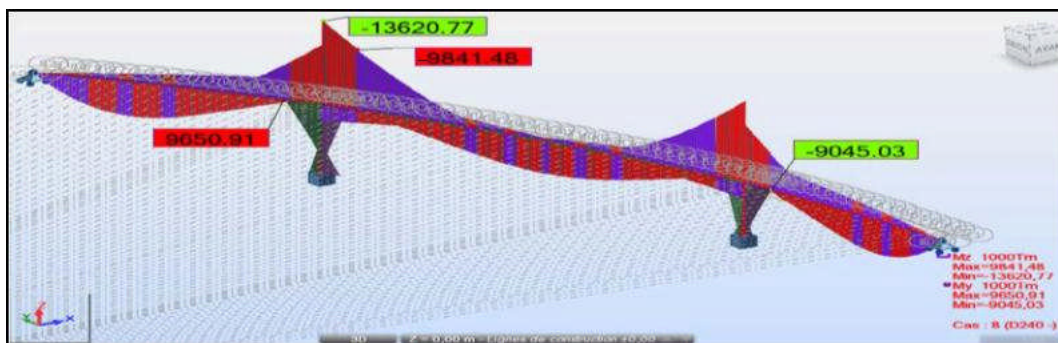


Fig. VI.42: Diagramme enveloppe des moments fléchissant sous D240.

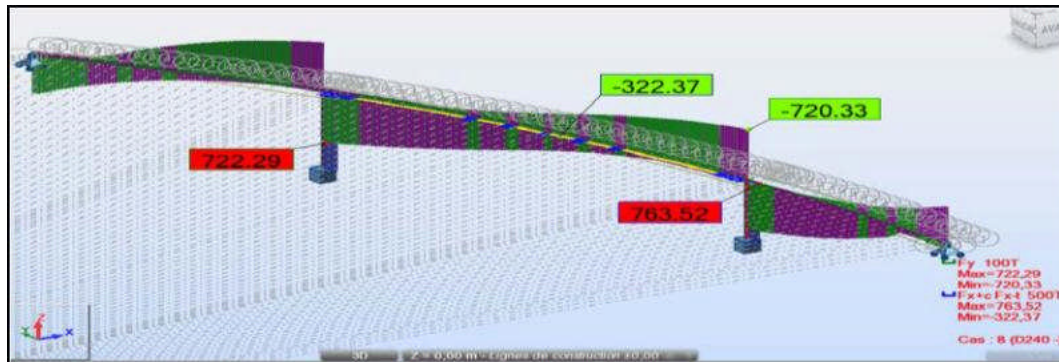


Fig. VI.43 : Diagramme enveloppe des efforts tranchants sous D240.

VI.5.4.3. Sollicitations dues au gradient thermique

Les sollicitations dues à ce phénomène se traduisent par la déformation de la structure (allongement et raccourcissement du béton). Les valeurs caractéristiques du gradient données par le **fascicule 61 titre II** sont de :

- $\Delta T = 6^{\circ}\text{C}$: valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulable avec les charges permanentes et les surcharges.
- $\Delta T = 12^{\circ}\text{C}$: valeur rare réputée incompatible avec les surcharges.

VI.5.4.4. Les combinaisons d'action

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

On prend les deux combinaisons suivantes :

$$\text{A l'ELU: } 1.35G + 1.35 \text{ D240}$$

$$\text{A l'ELS : } G + \text{D240} + 0.5\Delta T$$

-Les résultats obtenus sous la combinaison (ELU) : $1.35G + 1.35 \text{ D240}$

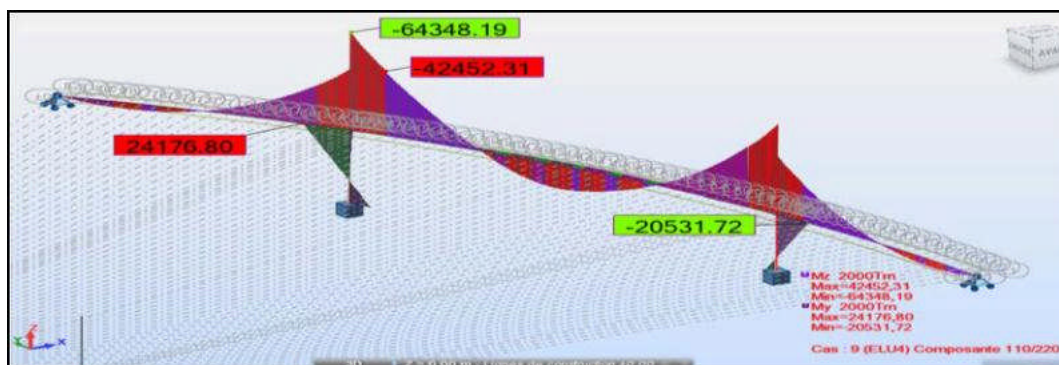


Fig. VI.44 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison (1.35G + 1.35 D240)

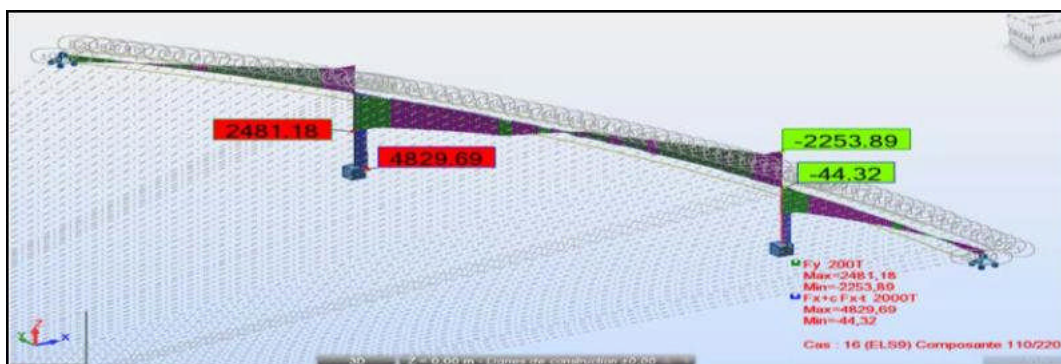


Fig. VI.45 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison (1.35G + 1.35 D240)

-Les résultats obtenus sous la combinaison (ELS) : G + D240 + 0.5ΔT

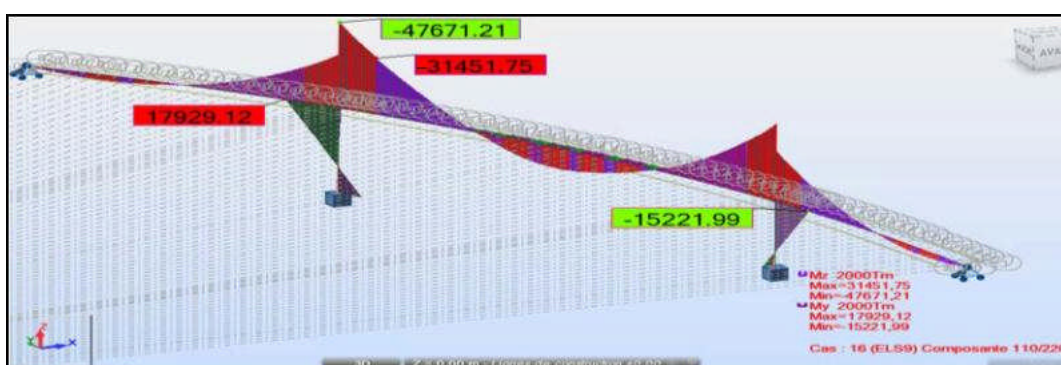


Fig. VI.46 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison (G + D240 + 0.5ΔT).

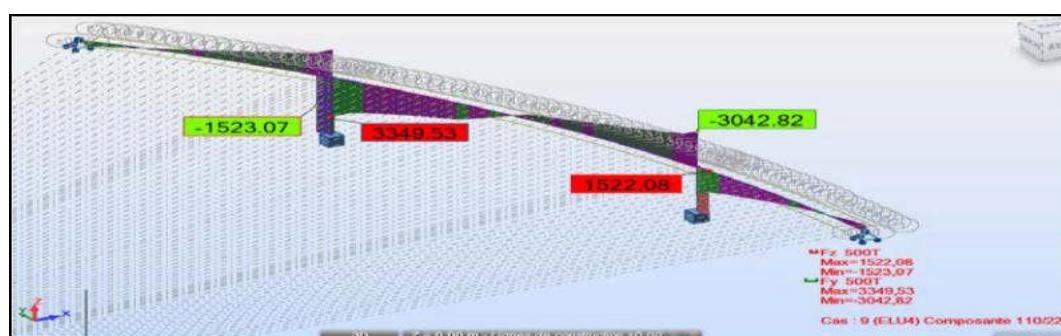


Fig. VI.47 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison (G + D240 + 0.5ΔT)

CHAPITRE VII

Etude de la Précontrainte

Introduction

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

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

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

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

On distingue deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par post-tension.
- Précontrainte par pré-tension.

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

a) Précontrainte par post-tension

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

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

b) Béton

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

On utilisera donc un ciment **CPA 325** dosé à **400 Kg/m³**, soit une résistance caractéristique moyenne :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}.$$

c) Armatures de précontrainte

La précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type **19T15s** Classe II TBR.

- | | |
|---|---------------------------------|
| - Nombre de torons par câble : | 19 torons. |
| - Section utile d'un câble : | $A_p = 150 \text{ mm}^2$ |
| - Force élastique garantie : | $f_{peg} = 1\,660 \text{ MPa}.$ |
| - Force de rupture garantie : | $f_{prg} = 1\,860 \text{ MPa}.$ |
| - Le module d'élasticité longitudinale : | $E_p = 190\,000 \text{ MPa}.$ |
| - Coefficient de frottement de courbure : | $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$ |

- Coefficient de perte par frottement linéaire : $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5\%$
- Glissement à l'ancrage : $g = 6 \text{ mm.}$
- Diamètre extérieur de la gaine : $\phi_g = 82 \text{ mm.}$
- Diamètre intérieur de la gaine : $\phi_g = 75 \text{ mm.}$

VII.1. Mode de calcul

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

VII.1.1. Câble de fléau

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

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

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

VII.1.2. Câble de continuité

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

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

VII.2. L'objectif de ce présent chapitre est de

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

VII. 3. Etude de la précontrainte de fléau

VII.3.1. Disposition des câbles

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

VII.3.2. Détermination de la précontrainte de fléau

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

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

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

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

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

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

$$\text{Fibres supérieures :} \quad \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P_e V}{I} \text{ (compression)}$$

$$\text{Fibres inférieures :} \quad \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P_e V'}{I} \text{ (traction)}$$

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

$$\text{Fibres supérieures :} \quad \frac{P}{S} + \frac{P_e V}{I} - \frac{|M|}{I} V = 0$$

$$\text{Fibres inférieures :} \quad \frac{P}{S} - \frac{P_e V'}{I} + \frac{|M|}{I} V' = 0$$

Avec :

P : effort de précontrainte.

M : moment maximal dû aux poids propre et surcharge.

V : distance de CDG de la section à la fibre supérieure.

V' : distance de CDG de la section à la fibre inférieure.

e : distance de P au CDG de la section.

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

A la limite on aura:

$$P = \frac{\frac{MV}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \cdot V}{I}}$$

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

VII.3.3. Détermination du nombre de câbles de fléau

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

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

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 19 T15s peut créer, P_0 est estimé à 25% de perte.

La tension à l'origine (σ_{P0}) est donnée selon le **BPEL91** par la formule suivante :

$$\sigma_{P0} = \text{Min} (0.8 F_{prg}, 0.9 F_{peg}) = \text{Min} (1488, 1494) = \mathbf{1488 \text{ MPa.}}$$

Donc :

La force utile d'un câble **19T15s** estimée à 25% de perte, $P_0 = \sigma_{P0} \times S$

S: section d'un câble **19T15s**, $S = \mathbf{0.0018 \text{ m}^2}$, ($150 \times 12 = 0.0018 \text{ m}^2$).

$$P_0 = 1488 \times 2850 \times 10^{-6} = \mathbf{4,2408 \text{ MN} = 424.08 \text{ t.}}$$

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

- Section: $S = 14,82 \text{ m}^2$
- Inertie: $I = 92,23 \text{ m}^2$
- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $v = \mathbf{2.9 \text{ m}}$

$$e = v - d, \text{ On prend l'enrobage } d = 0.2 \text{ m} \Rightarrow e = 2.456 - 0.2 = \mathbf{2.256 \text{ m}}$$

Grace à la symétrie des deux fléaux; on peut calculer le nombre de câbles pour l'un des deux, gauche ou droit.

$$\text{Le moment à l'encastrement est : } \mathbf{M = - 55771.82t} \Rightarrow \mathbf{P = 12134.91t}$$

On trouve $N \geq \mathbf{38.15}$

Donc on arrondit à **40 câbles** répartis à raison de 20 câbles par âme.

Remarque

- Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.
- Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

VII.3.4. 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.

Le reste des calculs seront faites à l'aide de l'Excel et seront présentés ci-dessous

$$N_i = \frac{P_i}{p_0} \quad \text{avec:} \quad P_i = \frac{M_i \frac{V_i}{I_i}}{1 + \frac{e_i V_i}{S_i I_i}}$$

voussoir	x	d(m)	V(m)	Iy(m4)	S (m2)	e(m)	p(t)	Ni=Pi/0,75P0	N choisi
0	0.00	0.45	2.90	92.23	14.82	2.45	12134.91	38.15	40
5	5.00	0.45	2.68	77.29	14.17	2.23	11244.90	35.35	36
4	9.00	0.3	2.47	64.84	13.56	2.17	9942.13	31.26	32
4	13.00	0.3	2.28	54.53	13.00	1.98	8988.81	28.26	30
4	17.00	0.3	2.11	46.04	12.49	1.81	8004.81	25.17	26
4	21.00	0.3	1.95	39.08	12.03	1.65	6995.19	21.99	22
4	25.00	0.15	1.81	33.43	11.62	1.66	5693.69	17.90	18
4	29.00	0.15	1.69	28.88	11.26	1.54	4699.14	14.77	14
4	33.00	0.15	1.58	25.25	10.94	1.43	3728.57	11.72	12
4	37.00	0.15	1.49	22.40	10.68	1.34	2807.18	8.83	10
4	41.00	0.15	1.41	20.23	10.46	1.26	1964.61	6.18	8
4	45.00	0.15	1.35	18.62	10.29	1.20	1233.08	3.88	6
4	49.00	0.15	1.31	17.53	10.17	1.16	644.47	2.03	4
4	53.00	0.15	1.29	16.89	10.09	1.14	226.67	0.71	2
4	57	0.15	1.28	16.68	10.07	1.28	0	0.00	0

Tab.VII.1: Nombre de câble nécessaire pour chaque voussoir.

Après la détermination du nombre des câbles utiles par voussoir pour un demi-fléau, on doit trouver le nombre des câbles arrêtés :

Voussoir	1/2VSP	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
N réel	40	36	32	30	26	22	18	14	12	10	8	6	4	2
Câbles arrêtés par voussoir	4	4	2	4	4	4	4	2	2	2	2	2	2	2
Câbles arrêtés par âme	2	2	1	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1

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

VII.3.5. Description des câbles

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

a) Dispositions constructives

- La distance entre axes des câbles est de $1,5 \phi_{g_{ext}}$.
- L'enrobage des gaines est $\geq \phi_{g_{ext}}$.
- Le diamètre des gaines d'un câble à 19T15s est de 8,2 cm.

Les câbles au niveau des goussets seront répartis comme est indiqué sur la figure suivante :

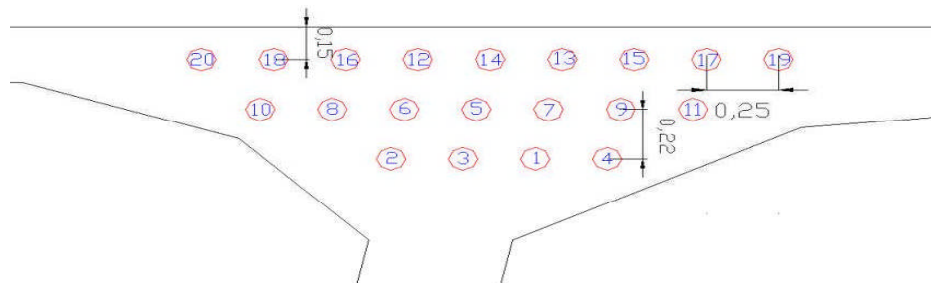


Fig.VII.1: Disposition des câbles dans le gousset supérieur.

VII.3.6. Etude du tracé des câbles

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

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

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

1) Etude de tracé en élévation

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

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

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à **0,25m** de part et d'autre du CDG de la section (la demi-longueur de la plaque d'ancrage).

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage

ou le trace devient parabolique, son équation est :

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

Avec :

d₁ : distance du point d'ancrage.

d₀ : distance du câble à 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) .

- L'équation du rayon de courbure à pour expression :

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

R_{min}: Rayon minimal pour les câbles **T15s** = 6 m

- L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale est donnée par

$$tg \alpha = \frac{dy}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x}{l^2}$$

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

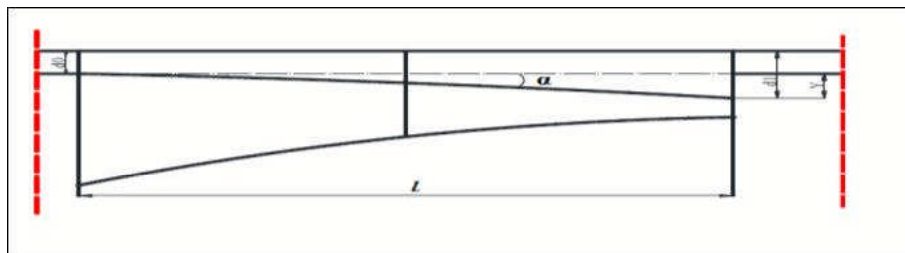


Fig.VII.2. Câblage en élévation.

- **Tracé du câble N°1**

Le câble est arrêté dans le premier voussoir (à $x = 7m$), on arrête 6 câbles dans cette section soient 3 par âme.

- Le câble n° 1 s'ancrera au **c.d.g** de la section.

$$d_0 = 0.380 \text{ m} \quad d_1 = 2,277 \text{ m} \quad l = 3 \text{ m} \quad y = d_1 - d_0 = 1.897 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2 \cdot 1,897} = 2,372m < R_{min} = 6m$$

On doit changer la position d'ancrage

$$R(x) \geq 6m \Rightarrow \frac{x^2}{2y} \geq 6 \Rightarrow y \leq \frac{x^2}{12}$$

A.N :

$$y \leq \frac{3^2}{12} = 0.75m$$

$$\text{Soit : } y = 0.65m \quad d_1 = y + d_0 = 1.03m$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2 \cdot 0,65} = 6,92m < R_{min} = 7m$$

$$\alpha = \text{Arc tg} (2 \times (1.03 - 0.38) \times (1/3)) = 0.4089 \text{ rad}$$

Alors l'allure de la courbe du câble N°1 est de la forme suivante :

$$Y(x) = 0.38 + 0.0722 x^2 \quad [m]$$

- **Tracé du câble N°2**

Le câble n° 2 s'ancrera à une distance de 0.5 m au-dessus du c d g de la section.

$$d_0 = 0.380 \text{ m} \quad d_1 = 1,777 \text{ m} \quad l = 3 \text{ m} \quad y = d_1 - d_0 = 1.397 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2 \cdot 1,397} = 3,221m \geq R_{min} = 6m$$

On doit changer la position d'ancrage

$$R(x) \geq 6m \Rightarrow \frac{x^2}{2y} \geq 6 \Rightarrow y \leq \frac{x^2}{12}$$

A.N :

$$y \leq \frac{3^2}{12} = 0.75m$$

Soit : $y=0.70\text{m}$

$$d_1=y+d_0=1.08\text{m}$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2.0,70} = 6,43\text{m} \geq R_{min} = 6\text{m}$$

$$\alpha = \text{Arc tg} (2 \times (1.08 - 0.38) \times (1/3)) = 0.4366 \text{ rad}$$

Alors l'allure de la courbe du câble N°2 est de la forme suivante :

$$Y(x) = 0.38 + 0.0778 x^2 \quad [\text{m}]$$

• *Tracé du câble N°3*

Le câble n° 2 s'ancrera à une distance de 0.5 m au-dessus du c d g de la section.

$$d_0 = 0.380 \text{ m} \quad d_1 = 2,277 \text{ m} \quad l = 3 \text{ m} \quad y = d_1 - d_0 = 2.397 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2.2,397} = 1,877\text{m} \geq R_{min} = 6\text{m}$$

On doit changer la position d'ancrage

$$R(x) \geq 6\text{m} \Rightarrow \frac{x^2}{2y} \geq 6 \Rightarrow y \leq \frac{x^2}{12}$$

A.N :

$$y \leq \frac{3^2}{12} = 0.75\text{m}$$

Soit : $y=0.75\text{m}$

$$d_1=y+d_0=1.13\text{m}$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2.0,75} = 6,00\text{m} = R_{min} = 6\text{m}$$

$$\alpha = \text{Arc tg} (2 \times (1.13 - 0.38) \times (1/3)) = 0.4636 \text{ rad}$$

Alors l'allure de la courbe du câble N°3 est de la forme suivante :

$$Y(x) = 0.38 + 0.0833 x^2 \quad [\text{m}]$$

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

N° Voussoir	N° de câble	variation de x	X(m)	d0 (m)	d _{max} (m)	V(m)	d1 (m)	R(m)	Y(m)	tg(α)	α (rad)	équations
1/2 VSP	1	5	5	0.59	1.92	2.90	1.85	6.35	1.26	0.630	0.560	59+0.079X ²
1/2VSP	2	5	5	0.59	1.92	2.90	1.35	10.53	0.76	0.380	0.360	59+0.048X ²
1	3	9	4	0.59	1.92	2.68	1.85	6.35	1.26	0.630	0.560	59+0.079X ²
1	4	9	4	0.59	1.92	2.68	1.35	10.53	0.76	0.380	0.360	59+0.048X ²
2	5	13	4	0.37	1.70	2.47	1.65	6.25	1.28	0.640	0.57	0.37+0.08X ²
3	6	17	4	0.37	1.70	2.28	1.65	6.25	1.28	0.640	0.57	0.37+0.08X ²
3	7	17	4	0.37	1.70	2.28	1.15	10.26	0.78	0.390	0.370	37+0.049X ²
4	8	21	4	0.37	1.70	2.11	1.65	6.25	1.28	0.640	0.57	0.37+0.08X ²
4	9	21	4	0.37	1.70	2.11	1.15	10.26	0.78	0.390	0.370	37+0.049X ²
5	10	25	4	0.37	1.70	1.95	1.40	7.77	1.03	0.515	0.480	37+0.064X ²
5	11	25	4	0.37	1.70	1.95	0.90	15.09	0.53	0.265	0.260	37+0.033X ²
6	12	29	4	0.15	1.48	1.81	1.40	6.40	1.25	0.625	0.560	15+0.078X ²
6	13	29	4	0.15	1.48	1.81	0.90	10.67	0.75	0.375	0.360	15+0.047X ²
7	14	33	4	0.15	1.48	1.69	1.40	6.40	1.25	0.625	0.560	15+0.078X ²
8	15	37	4	0.15	1.48	1.58	1.40	6.40	1.25	0.625	0.560	15+0.078X ²
9	16	41	4	0.15	1.48	1.49	1.40	6.40	1.25	0.625	0.560	15+0.078X ²
10	17	45	4	0.15	1.48	1.41	1.40	6.40	1.25	0.625	0.560	15+0.078X ²
11	18	49	4	0.15	1.48	1.35	1.40	6.40	1.25	0.625	0.560	15+0.078X ²
12	19	53	4	0.15	1.48	1.31	1.40	6.40	1.25	0.625	0.560	15+0.078X ²
13	20	57	4	0.15	1.48	1.29	1.40	6.40	1.25	0.625	0.560	15+0.078X ²

Tableau VII.3: déterminations des équations du tracé en élévation

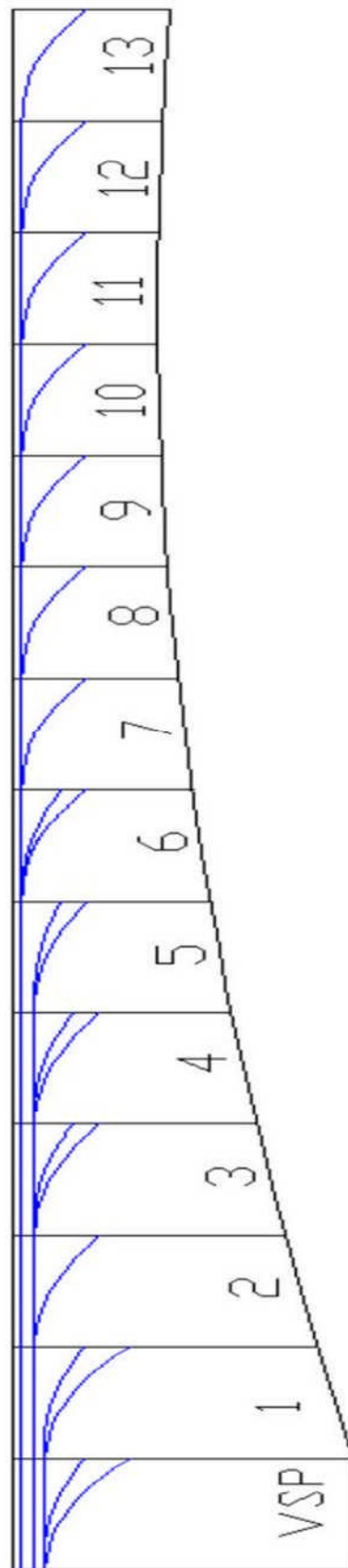


Fig.VII.3 : Tracé de câbles en élévation.

2) Etude de tracé des câbles en plan

Le tracé en plan des câbles suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps deux coupures ; en plan et en élévation, ce qui pose beaucoup de problème au niveau de l'exécution.

Lorsque les courbes augmentent, **les pertes par frottement** sont importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus **rectiligne** possible.

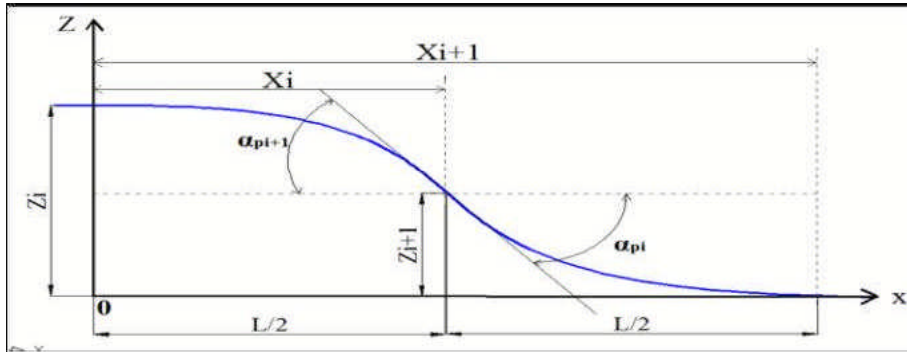


Fig.VII.4 : Tracé en plan d'un câble du fléau.

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

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

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

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} - Z_i) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

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 à l'horizontale:

$$\tan(\alpha_{pi}) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{X_i} \quad \text{et} \quad \tan(\alpha_{pi+1}) = \frac{2Z_{i+1}}{X_{i+1}}$$

N.B : Du fait que la position initiale des câbles C1 et C10 est confondue avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

Le tableau suivant donne les déviations en plan pour chaque voussoir :

N° voussoir	N° de câble	variation de x	X(m)	d0 (m)	d _{max} (m)	V (m)	d1 (m)	R(m)	Y(m)	tg(α)	α (rad)	Z(i)	Z(i+1)	R(i)	R(i+1)	$\hat{\phi}$ (rad)	tg $\hat{\phi}$
1/2 VSP	1	5.00	5.00	0.59	1.92	2.90	1.85	6.35	1.26	0.63	0.56	0.12	0.24	16.67	16.67	0.12	0.12
1/2VSP	2	5.00	5.00	0.59	1.92	2.90	1.35	10.53	0.76	0.38	0.36	-0.12	-0.24	-16.67	-16.67	-0.12	-0.12
1	3	9.00	4.00	0.59	1.92	2.68	1.85	6.35	1.26	0.63	0.56	0.00	0.00	-	-	0.00	0.00
1	4	9.00	4.00	0.59	1.92	2.68	1.35	10.53	0.76	0.38	0.36	0.24	0.49	8.00	8.33	0.24	0.25
2	5	13.00	4.00	0.37	1.70	2.47	1.65	6.25	1.28	0.64	0.57	0.00	0.00	-	-	0.00	0.00
3	6	17.00	4.00	0.37	1.70	2.28	1.65	6.25	1.28	0.64	0.57	-0.12	-0.24	-16.67	-16.67	-0.12	-0.12
3	7	17.00	4.00	0.37	1.70	2.28	1.15	10.26	0.78	0.39	0.37	0.12	0.24	16.67	16.67	0.12	0.12
4	8	21.00	4.00	0.37	1.70	2.11	1.65	6.25	1.28	0.64	0.57	-0.24	-0.49	-8.00	-8.33	-0.24	-0.25
4	9	21.00	4.00	0.37	1.70	2.11	1.15	10.26	0.78	0.39	0.37	0.24	0.49	8.00	8.33	0.24	0.25
5	10	25.00	4.00	0.37	1.70	1.95	1.40	7.77	1.03	0.52	0.48	-0.42	-0.71	-6.90	-4.76	-0.28	-0.29
5	11	25.00	4.00	0.37	1.70	1.95	0.90	15.09	0.53	0.27	0.26	0.42	0.71	6.90	4.76	0.28	0.29
6	12	29.00	4.00	0.15	1.48	1.81	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	-0.12	-0.24	-16.67	-16.67	-0.12	-0.12
6	13	29.00	4.00	0.15	1.48	1.81	0.90	10.67	0.75	0.38	0.36	0.12	0.24	16.67	16.67	0.12	0.12
7	14	33.00	4.00	0.15	1.48	1.69	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	0.00	0.00	-	-	0.00	0.00
8	15	37.00	4.00	0.15	1.48	1.58	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	0.24	0.49	8.00	8.33	0.24	0.25
9	16	41.00	4.00	0.15	1.48	1.49	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	-0.24	-0.49	-8.00	-8.33	-0.24	-0.25
10	17	45.00	4.00	0.15	1.48	1.41	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	0.42	0.71	6.90	4.76	0.28	0.29
11	18	49.00	4.00	0.15	1.48	1.35	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	-0.42	-0.71	-6.90	-4.76	-0.28	-0.29
12	19	53.00	4.00	0.15	1.48	1.31	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	0.53	1.08	3.64	3.77	0.50	0.55
13	20	57.00	4.00	0.15	1.48	1.29	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	-0.53	-1.08	-3.64	-3.77	-0.50	-0.55

Tableau VII.4: détermination les paramètres des équations du tracé en élévation

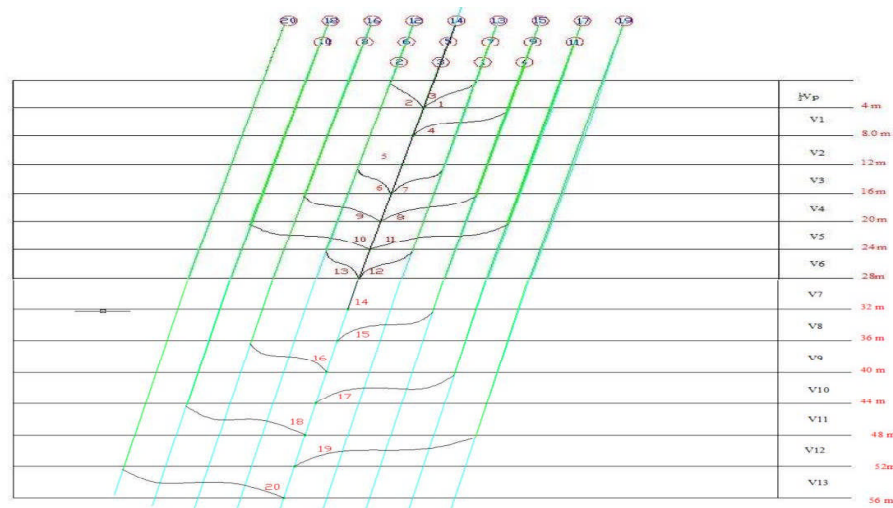


Fig.VII.5 : Tracé de câbles en plan

VII.3.7. Pertes de tension dans les câbles

La contrainte existante dans l'acier des armatures varie constamment en fonction du temps, du fait de l'existence des phénomènes propres au béton de la structure, à savoir le retrait et le fluage, que ceux concernant la relaxation de l'acier. Il faut donc tenir compte de ces phénomènes pour connaître l'état de la tension réelle de l'armature à un instant **(t)** quelconque.

La réduction de l'intensité de la force de précontrainte le long du câble est liée aux plusieurs phénomènes instantanés et différés :

VII.3.7.1. Les 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.

1) Pertes par 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:

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

Avec :

σ_{p0} : Tension à l'origine = 1488 MPa,

e : La base des logarithmes népériens.

f : Coefficient de frottement de courbure, tel que : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$

φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur, tel que : $\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$

x : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage,

α : La variation angulaire du câble de l'abscisse (x),

Si les déviations α_e en élévation et α_p en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\alpha = \alpha_e + \alpha_p$

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

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

2) Pertes de tensions dues au recule des ancrages

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. il n'affecte qu'une partie x de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur est donnée par relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma_{p0} k}}$$

Avec :

λ : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

σ_{p0} : contrainte initiale.

$\sigma_{p0'}$: contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma$: la perte de tension.

g : l'intensité du recul à l'ancrage, tel que : $g = 0,006 \text{ m}$.

E_p : module d'élasticité des aciers = 190 000 MPa selon **BPEL91**

En pratique, on admet le raisonnement suivant :

La quantité $g E_p$ représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur λ , dans la mesure où l'armature de longueur l est tendue par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale sur la longueur l est α , ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\frac{\alpha f}{l}$ sur la longueur λ , on trouve :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma_{p0} k}} \Rightarrow \begin{cases} \lambda > X \text{ les pertes existent.} \\ \lambda < X \text{ les pertes nulles.} \end{cases}$$

Tel que :

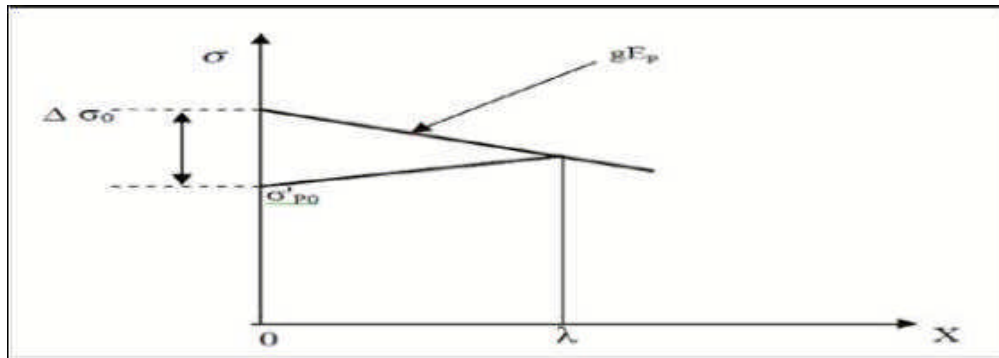


Fig.VII.6 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage.

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

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

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

Tab.VII.5 : Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble.

voussoir	N° de câble	variation x	α (rad)	K	λ	$\Delta\sigma$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{reality}}$ (MPa)
1/2 VSP	1	5	0.56	0.10	2.75	-0.25	0.25
1/2VSP	2	5	0.36	0.03	4.84	0.06	0.00
1	3	9	0.56	0.03	4.77	-0.22	0.22
1	4	9	0.36	0.02	6.85	-0.04	0.04
2	5	13	0.57	0.02	6.12	-0.24	0.24
3	6	17	0.57	0.02	6.70	-0.32	0.32
3	7	17	0.37	0.01	8.95	-0.13	0.13
4	8	21	0.57	0.01	7.73	-0.31	0.31
4	9	21	0.37	0.01	10.15	-0.15	0.15
5	10	25	0.48	0.01	9.46	-0.25	0.25
5	11	25	0.26	0.001	13.45	-0.09	0.09
6	12	29	0.56	0.01	9.56	-0.31	0.31
6	13	29	0.36	0.001	12.42	-0.15	0.15
7	14	33	0.56	0.01	10.33	-0.31	0.31
8	15	37	0.56	0.01	10.69	-0.34	0.34
9	16	41	0.56	0.01	11.04	-0.36	0.36
10	17	45	0.56	0.01	11.38	-0.39	0.39
11	18	49	0.56	0.01	11.71	-0.41	0.41
12	19	53	0.56	0.01	12.03	-0.42	0.42
13	20	57	0.56	0.01	12.35	-0.44	0.44
Σ (MPa)							5.13

Les pertes dues aux reculs d'ancrages sont égales à **5,13 MPa**

3) Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton

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

Les règles de **BPEL** proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{1}{2} \sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

Eij: Module de YOUNG instantané de béton jour j ; **Eij** = $11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

$$f_{cj} = 35 \text{ MPa (à } j \geq 28 \text{ jours)} \Rightarrow \mathbf{Eij} = 35\,981,7294 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bn}(x) = n \sigma_b(x)$: Contrainte de compression de béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse (x) calculée au niveau du câble moyen.

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

Avec :

P : Effort de précontrainte après pertes par frottement ;

n : nombre de câbles ;

M : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges

Tab VII.6 : Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble

N° voussoir	N° de câble	variation de X	ϑ (rad)	$e-(f\vartheta+\phi x)$	$\sigma_{p0} e-(f\vartheta+\phi x)$ MPa
1/2 VSP	1	5	0.75	0.87	197.48
1/2VSP	2	5	0.42	0.92	119.59
1	3	9	0.73	0.86	203.73
1	4	9	0.49	0.90	147.02
2	5	13	0.74	0.85	217.49
3	6	17	0.76	0.84	231.58
3	7	17	0.43	0.90	154.75
4	8	21	0.82	0.83	254.63
4	9	21	0.50	0.88	181.28
5	10	25	0.67	0.84	231.11
5	11	25	0.41	0.88	171.67
6	12	29	0.74	0.83	256.28
6	13	29	0.42	0.88	182.41
7	14	33	0.72	0.82	262.23
8	15	37	0.80	0.81	288.50
9	16	41	0.80	0.80	298.06

10	17	45	0.82	0.79	313.11
11	18	49	0.82	0.78	322.47
12	19	53	1.10	0.74	387.67
13	20	57	1.10	0.73	396.44
$\Sigma \Delta \sigma_{P0}$					4817.51

Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont égales à : **4817,51 MPa**

VII.3.7.2. Les 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.

1) Pertes dues au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :

$$\varepsilon_r [1 - r(t_0)]$$

Avec :

ε_r : Retrait final du béton il diffère selon le climat, $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$ pour un climat humide comme celui de notre ouvrage. (BPEL91)

La perte finale de tension par retrait est donc :

$$\sigma_r(t) = E_p \varepsilon_r [1 - r(t_0)]$$

Selon le règlement BPEL, La valeur de la perte de précontrainte dues au retrait vaut :

$$\sigma_r(t) = \varepsilon_r \times E_p$$

$$\Delta \sigma_r = 190000 \times 2.10^{-4}$$

$$\Delta \sigma_r = 38 \text{ MPa.}$$

2) Pertes dues au fluage du béton

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton sous l'effet des contraintes de compression.

La perte finale de tension, due au fluage du béton, dans les conditions thermo hygrométriques constantes, est fonction de la contrainte maximale et de la contrainte finale, supportées par le béton dans la section considérée, de l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte, ainsi que la durée de l'intensité de la charge.

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_b + \sigma_M)$$

Avec :

E_p : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton âgé de j jours.

σ_M : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

σ_b : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

D'après les règlements **BPEL** on estime que :

$$\sigma_M \leq 1,5 \sigma_b$$

$$E_{ij} \approx 6$$

Donc:

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b \quad \text{ou} \quad \sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

Avec :

M : Moment en phase réalisation.

P : Force de précontrainte.

e : Excentricité du câble moyen.

Les pertes dues au fluage sont égales à : **321,336 MPa**.

Tableau VII.7: les câbles de continuités en charge de la travée centrale

voussoir	X(m)	M (t.m)	S(m2)	I _y	V(m)	V'(m)	d'(m)	e'(m)	P(t)	N	N _c	P _{réel} (t)
axe	0.00	11229.89	10.07	16.71	1.28	2.22	0.15	2.07	3337.53	10.49	12	5088.96
V13	2.00	11070.69	10.07	16.68	1.28	2.22	0.15	2.07	3290.87	10.35	12	5088.96
V12	7.00	10313.98	10.09	16.89	1.29	2.23	0.15	2.08	3055.23	9.61	10	4240.80
V11	11.0	9092.00	10.17	17.53	1.31	2.25	0.15	2.10	2665.37	8.38	10	4240.80
V10	15.00	7402.77	10.29	18.62	1.35	2.28	0.15	2.13	2133.39	6.71	8	3392.64
V9	19.00	5243.24	10.46	20.23	1.41	2.33	0.15	2.18	1476.08	4.64	6	2544.48
V8	24.00	2600.89	10.68	22.40	1.49	2.40	0.15	2.25	711.10	2.24	4	1696.32
V8	29.00	0.00	10.71	22.78	1.50	2.45	0.15	2.30	0.00	0.00	2	848.16

3) Pertes par 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 utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers:

- à la relaxation normale : RN
- à très basse relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ_{1000})

En général : $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers **TBR**.

Le **BPEL** propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

Avec :

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x : $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$

μ_0 : coefficient pris égal à 0.43 pour les aciers TBR.

σ_{p0} : tension à l'origine ; $\sigma_{p0} = 1488$ MPa

ρ_{1000} : valeur garantie de la relaxation à 1000h.

Le tableau suivant donne les valeurs de la perte de précontrainte pour chaque câble :

Tab.VII.8 : Pertes dues à la relaxation des aciers.

N ^o voussoir	N ^o de câble	variation de x	$\Delta\sigma_{\text{reality}}$	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)
1/2 VSP	1.00	5.00	0.25	1487.75	82.54
1/2VSP	2.00	5.00	0.00	1488.00	82.58
1.00	3.00	9.00	0.22	1487.78	82.55
1.00	4.00	9.00	0.04	1487.96	82.58
2.00	5.00	13.00	0.24	1487.76	82.54
3.00	6.00	17.00	0.32	1487.68	82.53
3.00	7.00	17.00	0.13	1487.87	82.56
4.00	8.00	21.00	0.31	1487.69	82.53
4.00	9.00	21.00	0.15	1487.85	82.56
5.00	10.00	25.00	0.25	1487.75	82.54
5.00	11.00	25.00	0.09	1487.91	82.57
6.00	12.00	29.00	0.31	1487.69	82.53
6.00	13.00	29.00	0.15	1487.85	82.56
7.00	14.00	33.00	0.31	1487.69	82.53
8.00	15.00	37.00	0.34	1487.66	82.52
9.00	16.00	41.00	0.36	1487.64	82.52
10.00	17.00	45.00	0.39	1487.61	82.52
11.00	18.00	49.00	0.41	1487.59	82.51
12.00	19.00	53.00	0.42	1487.58	82.51
13.00	20.00	57.00	0.44	1487.56	82.51
Δ (MPa)					1650.78

Les pertes dues à la relaxation des câbles sont égales à : **1650,78 MPa**

VII.3.8.Variation des pertes différées dans le temps

La perte finale différée est prise égale à : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_{rlx}$

Le coefficient **5/6** tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tab.VII.9 : Les pertes différées

N° de voussoirs	X(m)	Fluage(MPa)	Retrait(MPa)	Relaxation (MPa)	Somme
½ VSP	5	64.744	38	80.587	169.873
V1	9	41.868	38	11.567	89.504
V2	13	25.402	38	19.932	80.005
V3	17	17.419	38	16.142	68.865
V4	21	18.593	38	41.884	91.483
V5	25	11.319	38	41.666	84.027
V6	29	13.566	38	48.554	92.011
V7	33	16.388	38	45.462	92.258
V8	37	19.586	38	15.172	70.224
V9	41	13.482	38	41.849	86.341
V10	45	16.717	38	38.657	86.918
V11	49	19.575	38	36.132	62.683
V12	51	11.815	38	35.025	78.99
V13	57	12.342	38	32.281	77.231
$\sum \Delta \sigma_d$					1374.62

La

somme des pertes différées : $\sum \Delta \sigma_d = 1\,374,62 \text{ MPa}$

VII.3.9.Conclusion

La perte totale due aux pertes instantanées et différées est donnée par la relation suivante :

$$\Delta \sigma_{\text{totale}} = \Delta \sigma_b + \Delta \sigma_0 + \Delta \sigma_f + \sigma_d$$

Tab.VII.10 : Les pertes totales instantanées et différées

N° de voussoirs	X (m)	Pertes différées (MPa)	pertes instantanées (MPa)	pertes totale (MPa)
½ VSP	5	169,873	11,438	181,311
V1	9	89,504	537,328	626,831
V2	13	80,005	450,076	530,081
V3	17	68,865	488,037	556,902
V4	21	91,483	263,912	355,394
V5	25	84,027	265,554	349,58
V6	29	92,011	215,178	307,189
V7	33	92,258	237,423	329,682
V8	37	70,224	498,144	568,368
V9	41	86,341	264,181	350,522
V10	45	86,918	288,556	375,475
V11	49	62,683	602,347	665,031
V12	53	78,99	317,236	396,227
V13	57	77,231	339,635	416,867

Donc on a un pourcentage de perte égal à : $100 \times \frac{(6\,874.404 \times 2)}{42 \times 1488} = 21.999 \approx 22\%$

22 % < 25 % => L'estimation des pertes est vérifiée.

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit **40 câbles (19T15s)**

VII.4.Vérification des contraintes en phase de construction

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte le poids propres et les surcharges de chantier. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section. En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P_e v}{I} - \frac{|M|}{I} \quad v \geq \bar{\sigma} \text{ bt}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P_e v'}{I} + \frac{|M|}{I} \quad v' \leq \bar{\sigma} \text{ bc}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

P : Effort de précontrainte.

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 gravité à la fibre inférieure.

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

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad (\bar{\sigma}_{bt} = 0, \text{ Car on est en classe I})$$

Donc on doit vérifier que :

$$\sigma_{\text{inf}} \leq 21 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{sup}} \geq 0 \text{ MPa}$$

VII.4. Etude de la précontrainte de continuité

VII.4.1. Les câbles 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 et hourdis inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

VII.4.2. Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison :

$$1,35 G + 1,35 D240 + FL.$$

Avec

G : Poids propres du tablier.

D240 : Charge exploitation roulantes

FL : Effet du fluage.

- **Effet du fluage**

Les moments dus au fluage du béton sont ajoutées à les moments positifs, et sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante : $M_{FL} = \frac{I_0}{V_i} \sigma^*$

Avec

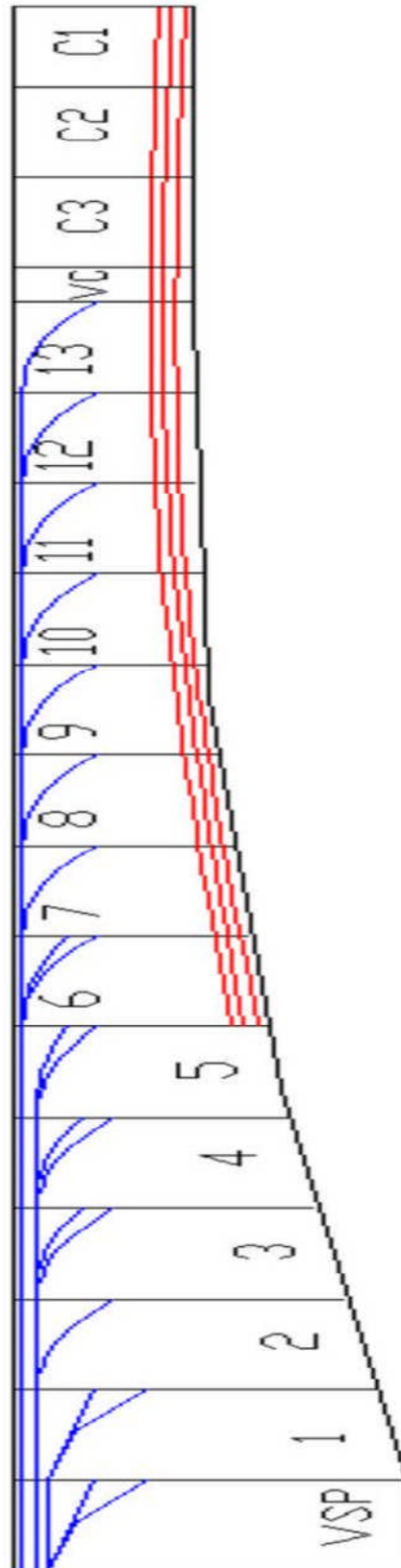
I_0 : inertie du voussoir de clavage.

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 1.5MPa pour les voussoir coulés en place. et pour notre ouvrage $\sigma^* = 1,5 \text{ MPa}$.

$$M_{FL} = \frac{11.391}{1.148} 1.5 = 14.884 \text{ t.m}$$

Fig.VII.7 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée de rive)



VII.4.2.2. Câblage de la travée intermédiaire

Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée intermédiaire est donné dans le tableau ci-dessous :

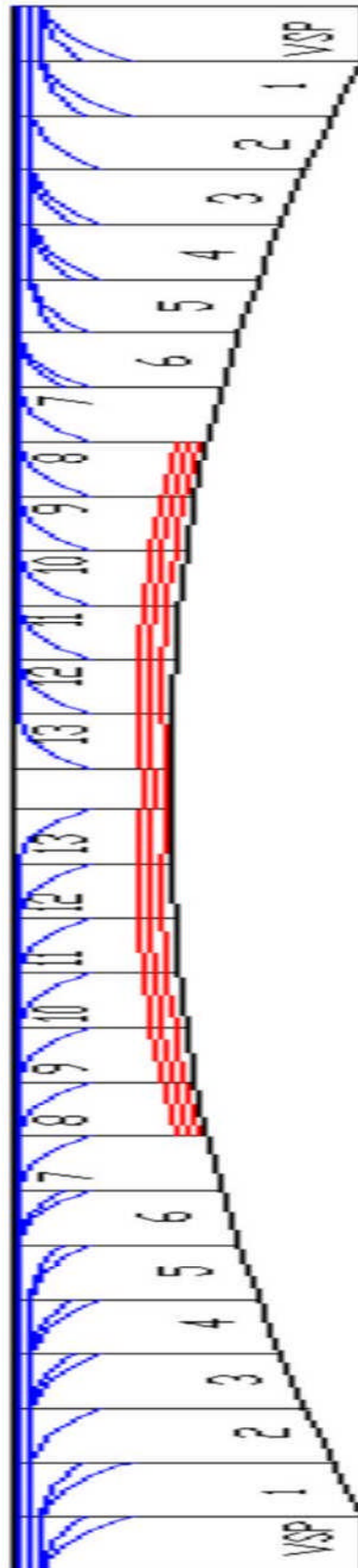
Tab.VII.11 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée intermédiaire).

voussoirs	X(m)	I(m ²)	S(m ²)	V'(m)	V(m)	e(m)	P(MN)	M max (MN/m)	Nbre de câble
½ VSP	5	90.472	23.815	3.544	2.456	0	0	-438.420	0
V1	9	71.619	14.044	3.544	2.456	0	0	-284.250	0
V2	13	60.682	13.779	3.334	2.277	0	0	-232.958	0
V3	17	50.991	13.541	3.130	2.121	0	0	-184.889	0
V4	21	42.911	13.320	2.941	1.977	0	0	-139.775	0
V5	25	36.201	13.117	2.767	1.845	0	0	-97.354	0
V6	29	30.662	12.932	2.608	1.724	0	0	-57.777	0
V7	33	26.118	12.765	2.464	1.615	0	0	-21.060	0
V8	37	22.418	12.615	2.336	1.517	2.211	5.335	15.853	2.656
V9	41	19.430	12.482	2.222	1.430	2.097	15.797	44.197	7.864
V10	45	17.045	12.368	2.124	1.355	1.999	27.367	72.468	13.624
V11	49	15.172	12.271	2.041	1.292	1.916	37.536	94.957	18.686
V12	53	13.736	12.919	1.973	1.240	1.848	45.694	110.538	22.747
V13	57	12.677	12.130	1.920	1.199	1.795	51.609	120.730	25.691
VC	59	11.391	12.050	1.852	1.148	1.727	54.370	121.647	27.066
V13	63	12.677	12.130	1.920	1.199	1.795	40.311	94.300	20.067
V12	67	13.736	12.919	1.973	1.240	1.848	32.743	79.209	16.300
V11	71	15.172	12.271	2.041	1.292	1.916	24.394	61.516	12.144
V10	75	17.045	12.368	2.124	1.355	1.999	15.554	41.187	7.743
V9	79	19.430	12.482	2.222	1.430	2.097	6.70	18.754	3.337
V8	87	22.418	12.615	2.336	1.517	0	0	15.853	0
V7	91	26.118	12.765	2.464	1.615	0	0	-34.036	0
V6	95	30.662	12.932	2.608	1.724	0	0	-64.668	0
V5	99	36.201	13.117	2.767	1.845	0	0	-98.115	0
V4	103	42.911	13.320	2.941	1.977	0	0	-134.099	0
V3	107	50.991	13.541	3.130	2.121	0	0	-173.017	0
V2	111	60.682	13.779	3.334	2.277	0	0	-214.821	0
V1	115	71.619	14.044	3.544	2.456	0	0	-259.868	0
VSP	200	90.472	23.815	3.544	2.456	0	0	-397.183	0

VII.4.3. Les pertes de précontrainte

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte du fléau. Le tableau ci-dessous donne un résumé de calcul des pertes instantanées, différées et totales :

Fig.VII.8 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée intermédiaire)



a) Travée de rive

Tab. VII.12 : Les pertes de précontrainte dans la travée de rive

Voussoirs	X (m)	Pertes instantanées (MPa)	Pertes différées (MPa)	Pertes totales (MPa)
V9	41	834,396	48,65368103	883,049
V10	37	752,674	48,99713485	801,671
V11	33	879,928	56,81132471	936,739
V12	29	933,862	60,65855606	994,521
V13	25	938,645	62,7425144	998,685
			Σ	3903,768

Le pourcentage de pertes pour la travée de rive est égal à : $100 \times \frac{3\,903}{11 \times 1488} = 23,85\%$

23,85 % < 25 %, donc on maintient le nombre de câbles précédemment calculé (11 câbles de 19T15s).

b) Travée intermédiaire

Tab. VII.13 : Les pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire

voussoir	X(m)	M(t.m)	S(m ²)	I _y (m ⁴)	V(m)	V'(m)	d'(m)	e'(m)	P(t)	σ_{sup}	σ_{sup}
culée	0	0.00	10.07	16.71	2.22	1.28	0.15	2.07	0.00	0.00	0.00
C1	3	2124.30	10.07	16.71	2.22	1.28	0.15	2.07	636.12	1.26	5.22
C2	7	4123.57	10.07	16.71	2.22	1.28	0.15	2.07	1272.24	2.41	10.24
C3	11	5651.34	10.07	16.71	2.22	1.28	0.15	2.07	1908.36	3.20	14.65
VC	13	6124.49	10.07	16.71	2.22	1.28	0.15	2.07	1908.36	3.56	15.28
V13	17	7013.90	10.09	16.89	2.22	1.28	0.15	2.07	2544.48	3.84	18.66
V12	21	7400.10	10.17	17.53	2.23	1.29	0.15	2.08	3180.60	3.71	20.76
V11	25	7400.12	10.29	18.62	2.25	1.31	0.15	2.10	3180.60	3.60	20.10
V10	29	6888.47	10.46	20.23	2.28	1.35	0.15	2.13	3180.60	3.12	18.44
V9	33	5892.83	10.68	22.40	2.33	1.41	0.15	2.18	2544.48	2.60	14.28
V8	37	4405.28	10.71	22.78	2.40	1.49	0.15	2.25	1908.36	1.85	10.94
V7	41	2416.21	10.94	25.25	2.47	1.58	0.15	2.32	1908.36	0.49	8.44
V6	45	0.00	11.26	28.88	2.57	1.69	0.15	2.42	636.12	-0.34	1.94

Le pourcentage de pertes pour la travée de rive est égal à : $100 \times \frac{8\,529,59}{28 \times 1488} = 20,47\%$

20,47 % < 25 %, donc on maintient le nombre de câbles précédemment calculé (11 câbles de 19T15s).

Effet isostatique :

A gauche (ou à droite) de l'élément, les actions s'exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- Un effort tranchant positif.
- Une composante verticale de la précontrainte, $P \cdot \sin \alpha$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant

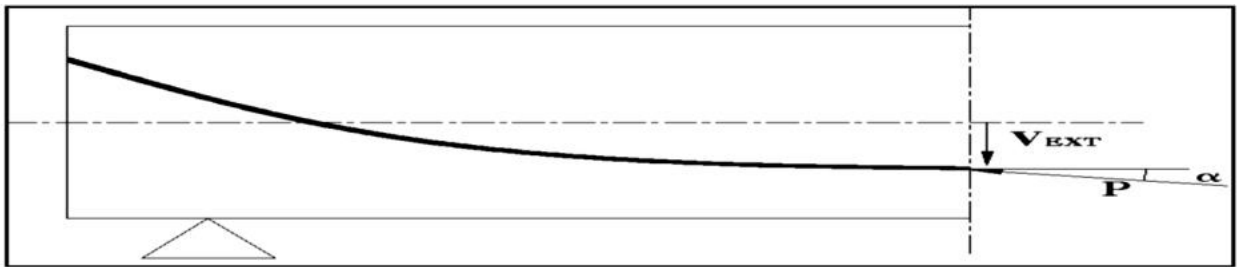


Figure VII.9: L'effet isostatique de l'effort tranchant

Effet hyperstatique :

Pour les ponts hyperstatiques comme dans notre cas, plus de l'effet isostatique, on ajoutera l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, qui vaut :

$$V = \frac{dM}{dx}$$

L'effort tranchant hyperstatique est calculé à l'aide de l'outil informatique, sous la combinaison de charge à l'ELS : $G + 1.2 (A I + S t) + 0.5 T$.

Les efforts sont donnés dans l'annexe.

Effet REZAL :

Dans le cas des ouvrages à hauteur variable, il apparaît une correction de l'effort tranchant dû au fait de l'inclinaison de la fibre moyenne par rapport aux hourdis : la compression dans les hourdis présente une composante dans la direction de l'effort tranchant.

Donc il est nécessaire d'évaluer cette composante qui vaut : $N \cdot \tan \alpha$ parallèle à l'effort tranchant, tel que :

L'effort normal N exercé sur la seule section du hourdis inférieur.

Le schéma suivant représente un effort tranchant appliqué à la fibre moyenne :

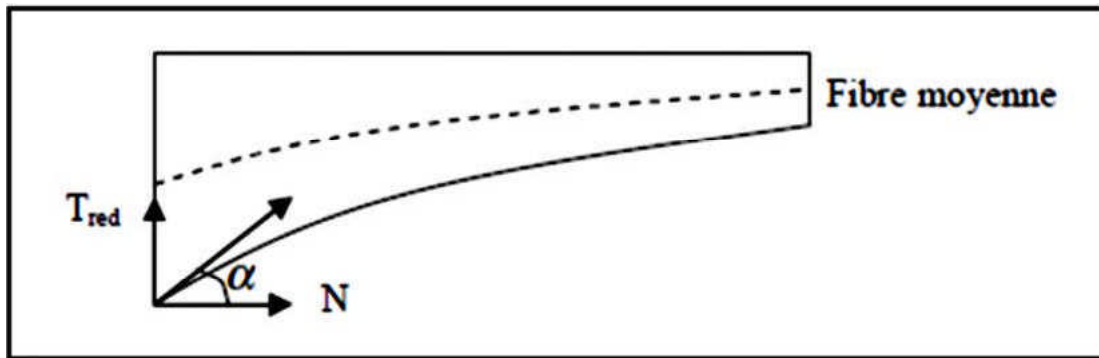


Figure VII.10: Effet RESAL

VII.4.4. Vérification des contraintes en phase de service

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérifications :

- Premier cas ou l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme les surcharges de la superstructure (poids du trottoir, glissement de sécurité...etc.), c'est-à-dire la vérification à vide.
- Deuxième cas ou l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges d'exploitations.

La vérification des contraintes se traduit par les quatre inéquations suivantes

VII.4.4.1.A vide (sous M_{min})

$$\text{Fibres supérieure : } \bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma_{sup} = \left(\frac{P_f}{S} + \frac{P_f e_0 V}{I} \right) + \left(\frac{P_c}{S} - \frac{P_f e_0 V}{I} \right) + \frac{M_{min}}{I} V \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Fibres inférieure : } \bar{\sigma}_{bi} \leq \sigma_{inf} = \left(\frac{P_f}{S} - \frac{P_f e_0 V}{I} \right) + \left(\frac{P_c}{S} + \frac{P_f e_0 V}{I} \right) - \frac{M_{min}}{I} V' \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

VII.4.4.2.En charge (sous M_{max})

$$\text{Fibres supérieure : } \bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma_{sup} = \left(\frac{P_f}{S} + \frac{P_f e_0 V}{I} \right) + \left(\frac{P_c}{S} - \frac{P_f e_0 V}{I} \right) + \frac{M_{max}}{I} V \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Fibres inférieure : } \bar{\sigma}_{bi} \leq \sigma_{inf} = \left(\frac{P_f}{S} - \frac{P_f e_0 V}{I} \right) + \left(\frac{P_c}{S} + \frac{P_f e_0 V}{I} \right) - \frac{M_{max}}{I} V' \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

On désigne par :

P_f : la valeur de la précontrainte de construction (fléau),

P_c : la valeur de la précontrainte de continuité

e : son excentricité, comptée positivement vers le haut,

v et v' : la distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus comprimée et la plus tendue,

I : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section,

$M_{\max}$: moment engendré par le poids propre et toutes les surcharges.

$M_{\min}$: moment engendré par les charges permanentes

$\sigma_{\sup}$: Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

$\sigma_{\inf}$: Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

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

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad (\bar{\sigma}_{bt} = 0, \text{ Car on est en classe I})$$

Donc on doit vérifier que : $0 \leq \sigma_{\inf} \leq 21 \text{ MPa}$

$$0 \leq \sigma_{\sup} \leq 21 \text{ MPa.}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Le tableau ci-dessous, donne la résistance à l'effort tranchant pour les différentes sections de la travée de rive :

variation de x	M(t.m)	V(t)	σ_x (MPa)	Vr (MN)	τ (MPa)	τ^2 (MPa)	τ_1^2 (MPa)	τ_2^2 (MPa)	τ^2 MPa
0	-41807.69	2183.768	8.584615385	14.11	2.83	8.03	12.19	17.88	12.19
5	-24752.16	1979.13	8.08	10.45	2.39	5.74	11.65	18.13	11.65
9	-18633.68	1769.96	7.51	7.123	1.86	3.47	11.02	18.29	11.02
13	-13132.81	1563.90	7.34	10.55	3.15	9.89	10.84	18.32	10.84
17	-8225.46	1368.77	6.62	5.05	1.71	2.93	10.06	18.30	10.06
21	-3886.57	1176.43	5.82	4.057	1.56	2.44	9.19	18.04	9.19
25	-106.87	982.84	4.93	5.18	2.25	5.07	8.24	17.46	8.24
29	5564.00	800.92	3.96	2.31	1.13	1.27	7.19	16.49	7.19
33	7338.29	622.15	3.49	4.21	2.28	5.20	6.68	15.89	6.68
37	8411.87	444.95	2.98	2.51	1.50	2.24	6.13	15.14	6.13
41	8412.22	265.05	2.43	0.45	0.29	0.09	5.54	14.22	5.54
45	8803.89	265.06	1.85	0.16	0.11	0.01	4.92	13.13	4.92
49	8613.71	98.23	1.25	-1.91	-1.39	1.94	4.27	11.85	4.27

Tab. VII.14 : Vérification des contraintes de la travée de rive :

CHAPITRE VIII

Etude Transversale

Introduction

Jusqu'à présent, on s'est intéressé uniquement à l'étude longitudinale du tablier. Du coup, on a pu déterminer les câbles longitudinaux de précontrainte en phase de construction ainsi qu'à la phase d'exploitation, il s'agit des armatures actives.

Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis...). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferrailer uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

VIII.1.Modélisation

La modélisation est effectuée par le logiciel *Robot Structural*. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simple à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie

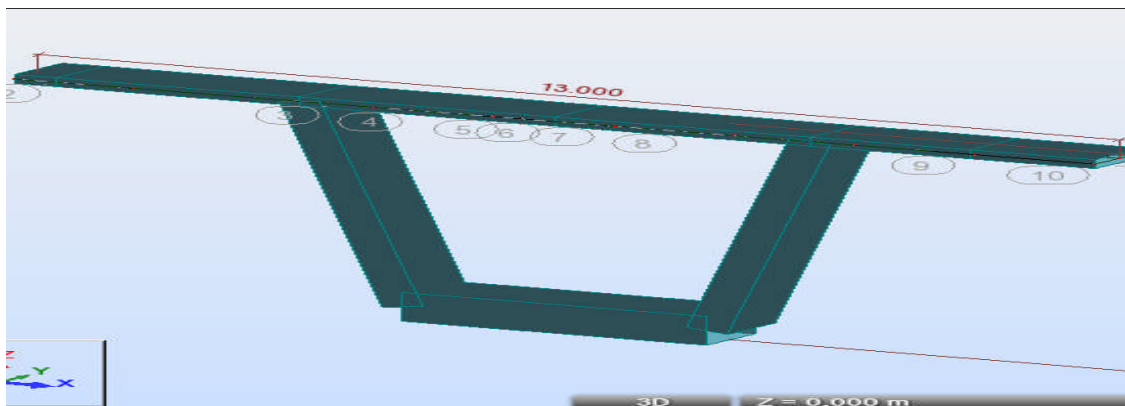


Fig. VIII.1: Vue en 3D du caisson prêt de la pile modélisé sur le logiciel Robot Structural

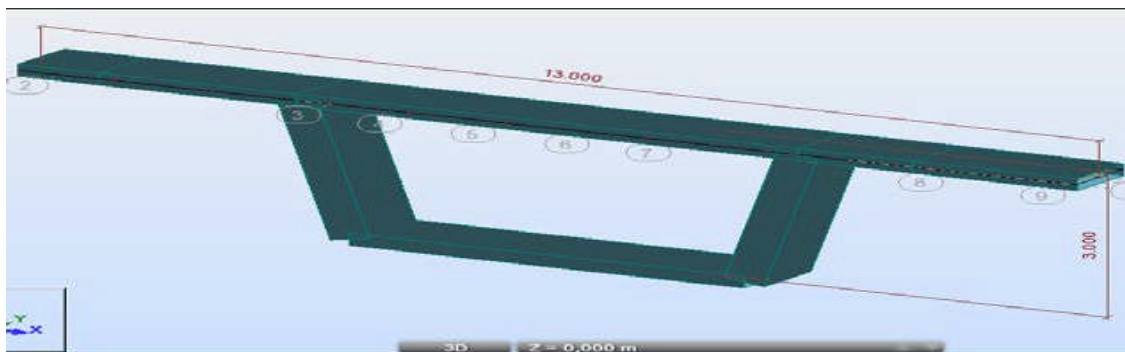


Fig. VIII.2 : Vue en 3D du caisson prêt de la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural

VIII.2. Définition des charges

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

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

1) Charges permanentes

1.1. Poids propre (Pp) : il est pris automatiquement par le logiciel.

1.2. Revêtement et chape : constitué par la charge de la couche d'étanchéité et de la couche de roulement, avec les densités suivantes : 20 KN/m³, 22 KN/m³

On a la largeur roulable $L_r = 1 \text{ m}$

$$P_{rev} = (0.01 \times 1 \times 2) + (0.07 \times 1 \times 2.2) = 0.174 \text{ t/ml.}$$

1.3. Poids propre des trottoirs et corniche

$$P_{trot} = 2.5 \times (0.2385 + 0.4945) = 1.833 \text{ t/ml}$$

$$2.5 \times 0.2385 \times 1 = 0.596 \text{ t/ml (trottoir de gauche)}$$

$$2.5 \times 0.4945 \times 1 = 1.236 \text{ t/ml (trottoir de droite)}$$

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

Donc : $P_{gc} = 0.1 \text{ t.}$

1.5. Glissières de sécurité de pont : les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à : $P_{gl} = 0,06 \text{ t.}$

2) Surcharges d'exploitation

2.1. Charges routières

Nous allons considérer les charges suivantes : A(l), Bc, Bt, Mc120 car elles développent les effets les plus défavorables. Ces charges seront disposées d'une manière à obtenir les efforts les plus prépondérants. On prend dans ces calculs la largeur chargeable égale à 10 m.

a) Système de charge A

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{L + 12} 1.86 \text{ t/m}^2$$

b) Système de charge Bc

Les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,46$.

Charge ponctuelle de $6 \times 1.46 = 8.76 \text{ t}$

c) Système de charge Bt

Les surcharges Bt sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,47$

Charge ponctuelle de $8 \times 1.47 = 11.76 \text{ t}$

d) Charges militaires Mc120

Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de large distant de 2,3m, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,05$ et vaut 9.46 t/m

e) Charges sur trottoirs (St)

En flexion locale elle est prise égale à 0.45 t/m² (fascicule 61 titre II)

Donc : $St = 0.45 \times 1m = 0.45 \text{ t/ml}$ sur le trottoir de droite.

VIII.3. Les combinaisons d'actions

Les combinaisons de charges à adopter pour l'étude transversale sont résumées dans le tableau suivant :

Tab VIII.1 : Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61

	ELU	ELS
Combinaison 1	$1.35 G + 1.6A(l) + 1.6 St$	$G + 1,2 A(l) + 1,2 St$
Combinaison 2	$1.35 G + 1.6 Bc + 1.6 St$	$G + 1,2 Bc + 1,2 St$
Combinaison 3	$1.35 G + 1.6 Bt + 1.6 St$	$G + 1,2 Bt + 1,2 St$
Combinaison 4	$1.35 G + 1.6 Mc120$	$G + 1,2 Mc120$
Combinaison 5	/	$G + 1,2 Bt + 1,2 St + 0,5 T$
Combinaison 6	/	$G + 1,2 Bc + 1,2 St + 0,5 T$

G : Charges permanentes

A(l) : Système de charge A définies dans le fascicule 61 titre II

Bc, Bt, . : Système de charges B définies dans le fascicule 61 titre II

Mc120 : Charges militaires ; système de charges M définies dans le fascicule 61 titre II.

Résultats des calculs

- Section prêt de la pile**

Les combinaisons qui donnent les efforts les plus prépondérants sont données ci-après :

A l'état limite ultime : $1,35G + 1,6 (Bc + St)$

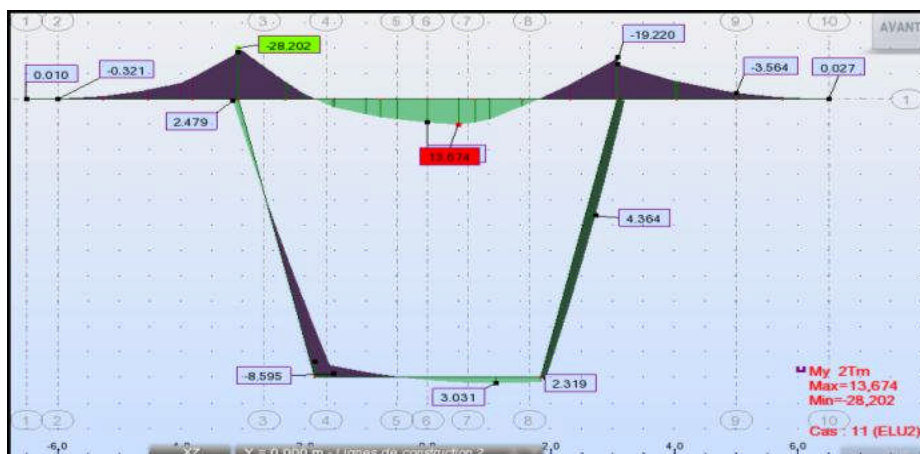


Fig. VIII.3. Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELU)

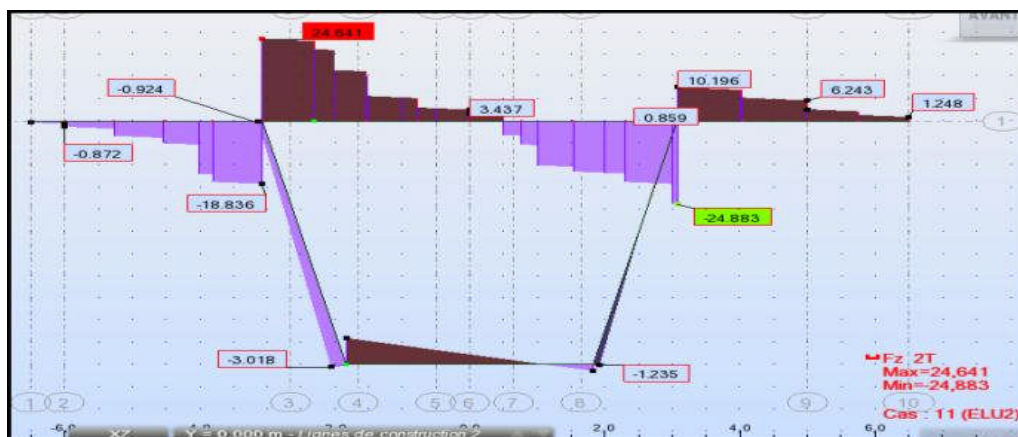


Fig. VIII.4. Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 2 (ELU)

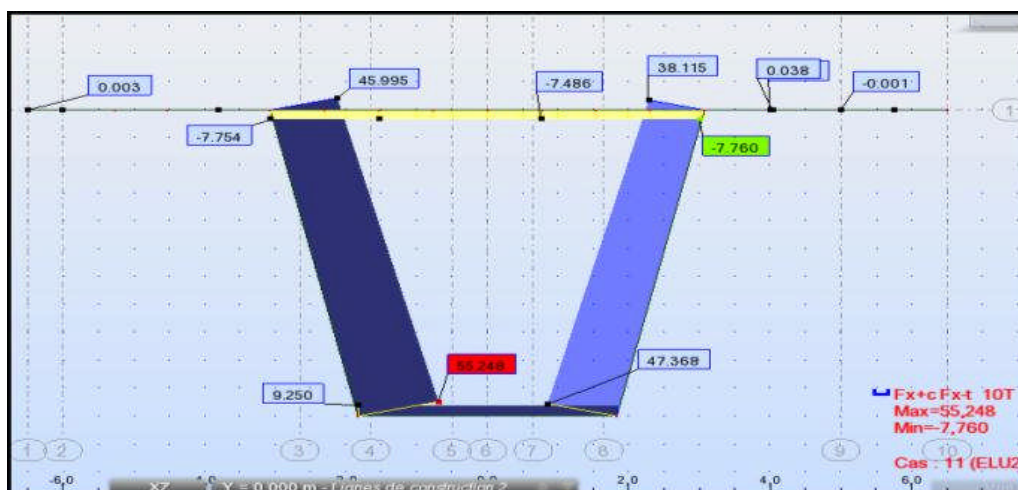


Fig. VIII.5. Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 2 (ELU)

Section prêt de la culée

Les combinaisons qui donnent les efforts les plus prépondérants sont données ci-après :
 A l'état limite ultime : $1,35G + 1,6 (Bt + St)$

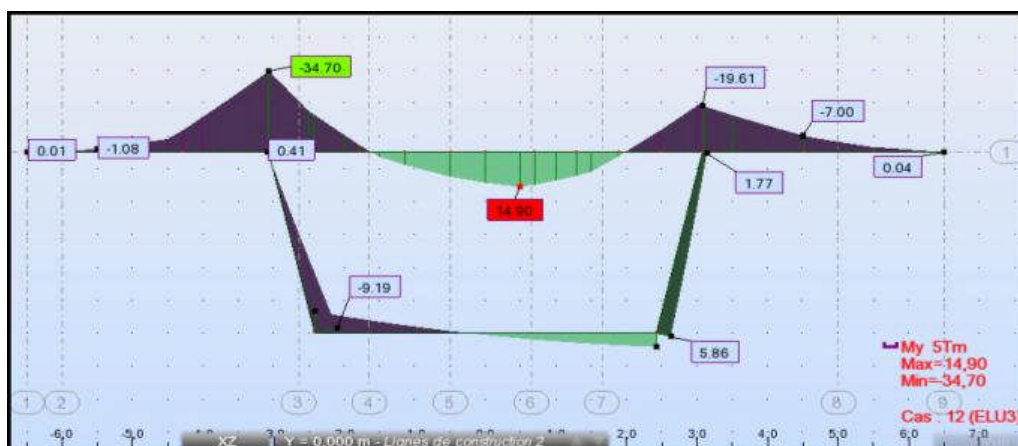


Fig. VIII.6. Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELU)

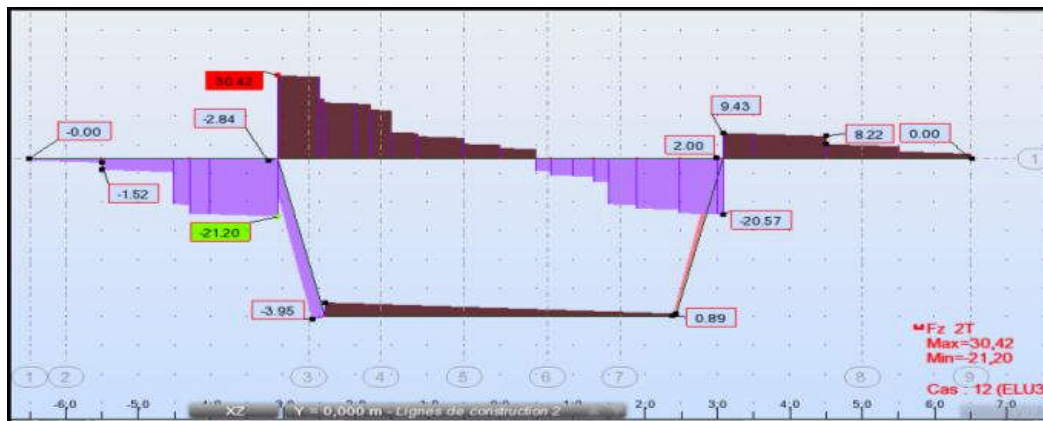


Fig. VIII.7. Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 3(ELU)

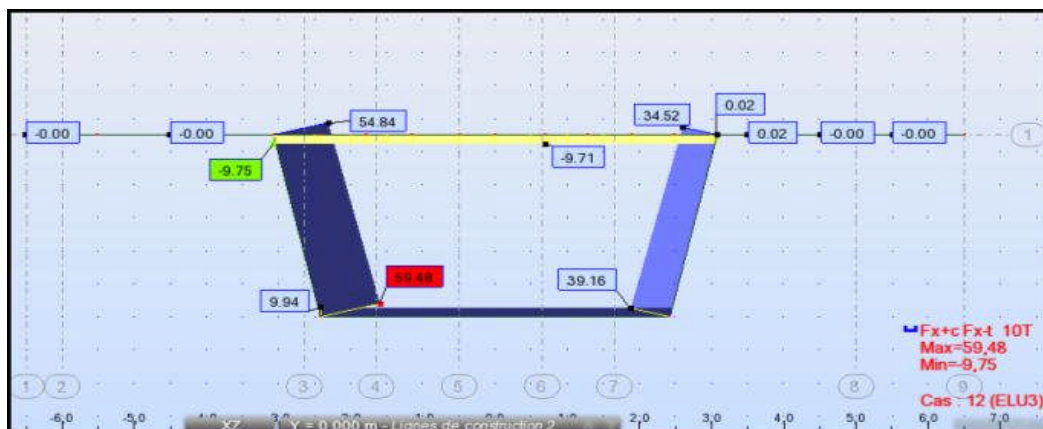


Fig. VIII.8. Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 3(ELU)

VIII.4. Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera à l'aide du logiciel **BAELR**, qui permet le calcul 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.

Au stade de calcul on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Deux portes à faux (console) : qui travaillent en flexion simple.
- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

VIII.4.1. Ferrailage de voussoir prêt de la pile

La détermination des armatures est faite à L'ELU et vérifiée à L'ELS pour chacun des éléments constituant le voussoir.

On donne les caractéristiques du béton qu'on a défini dans le chapitre deux. Après le calcul on trouve :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_s = 228,64 \text{ MPa}$$

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

- Console ; dalle supérieure :
Hauteur de la dalle : $h = 25 \text{ cm}$
La largeur de la dalle : $b = 100 \text{ cm}$
- Dalle inférieure :
Hauteur de la dalle : $h = 90 \text{ cm}$
La largeur de la dalle : $b = 100 \text{ cm}$
- Les âmes :
Hauteur de l'âme : $h = 50 \text{ cm}$
La largeur de l'âme : $b = 100 \text{ cm}$

On prend le même enrobage pour toutes les sections : $c = c' = 5 \text{ cm}$

VIII.4.1.1. Ferrailage du hourdis supérieur

Le hourdis supérieur travaille en flexion simple.

Tab. VIII. 2: Ferrailage du hourdis supérieur

			Ferrailage				
			Transversale		Longitudinale		
		Moments(KN.m)	As (cm²)	Ai (cm²)	As (cm²)	Ai (cm²)	Vérification
Mu max	Sur Appuis	-301,54	38.27	0	12.76	0	NON
	En travée	136,74	0	21.8	0	7.27	NON
Ms max	Sur Appuis	263,76	75.4	0	25.13	0	OK
	En travée	124,88	0	48.25	0	16.08	OK
Section d'acier			75.4	48.25	25.13	16.08	
Ferrailage adoptés			6HAΦ40	6HAΦ32	6HAΦ25	6HAΦ20	

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

- **Armatures principales (sens transversale)**

$A_s = 75,40 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 6 HA $\Phi 40$, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

$A_i = 48,25 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 6 HA $\Phi 32$, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm

- **Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$A_s = 29,45 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 6 HA $\Phi 25$, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

$A_i = 18,85 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 6 HA $\Phi 20$, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

VIII.4.1.2. Ferrailage du hourdis inférieur

Le hourdis inférieur travaille en flexion simple.

Tab. VIII. 3 : Ferrailage du hourdis inférieur

			Ferrailage				Vérification
			Transversale		Longitudinale		
			Moments(KN.m)	As (cm²)	Ai (cm²)	As (cm²)	
Mu max	Sur Appuis	-85.95	3.31	0	1.11	0	NON
	En travée	56.77	0	2.18	0	0.73	NON
Ms max	Sur Appuis	-90.26	18.85	0	6.28	0	OK
	En travée	41.06	0	12.02	0	4.01	OK
Section d'acier			18.85	12.02	6.28	4.01	
Ferrailage adoptés			6HAΦ20	6HAΦ16	6HAΦ12	6HAΦ20	

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis inférieur est comme suit :

- **Armatures principales (sens transversale)**

$A_s = 18,85 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 6 HA $\Phi 20$, avec un espacement entre les barres égal à 20 cm.

$A_i = 12,02 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 6 HA $\Phi 16$, avec un espacement entre les barres égal à 20 cm

- **Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$A_s = 6,69 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 6 HA $\Phi 12$, avec un espacement entre les barres égal à 20 cm.

$A_i = 4,71 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 6 HA $\Phi 10$, avec un espacement entre les barres égal à 20 cm

VIII.4.1.3. Ferrailage des consoles

Les consoles sont considérées encastrées dans les goussets supérieurs du voussoir, elles travaillent en flexion simple.

Tab. VIII. 4 : Ferrailage des consoles

		Ferrailage				
		Transversale		Longitudinale		
	Moments(KN.m)	As (cm²)	Ai (cm²)	As (cm²)	Ai (cm²)	Vérification
Mu max	-301.54	59.11	0	19.7	0	NON
Ms max	-263.76	75.4	25.13	25.13	0	OK
Section d'acier		75.4	25.13	25.13	8.38	
Ferrailage adoptés		6HAΦ40	6HAΦ25	6HAΦ25	6HAΦ14	

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage de la console (gauche, droite) est comme suit :

- Armatures principales (sens transversale)**

As = 75,40 cm² ce qui correspond à 6 HA Φ40, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.
 Ai = 29,45 cm² ce qui correspond à 6 HA Φ25, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm

- Armatures de répartition (sens longitudinal)**

As = 29,45 cm² ce qui correspond à 6 HA Φ25, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.
 Ai = 9,24 cm² ce qui correspond à 6 HA Φ14, avec un espacement entre les barres égal à 20 cm.

VIII.4.1.4. Ferrailage des âmes

L'âme du voussoir est sollicitée par un effort normal et un moment de flexion, ce qui signifie qu'elle va être calculée en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime

Tab. VIII. 5 : Ferrailage des âmes

		Ferrailage				
		Transversale		Longitudinale		
Efforts	Valeurs	As (cm²)	Ai (cm²)	As (cm²)	Ai (cm²)	Vérification
Mumax(KN.m)	-85.95	5.97	0	1.93	0	NON
Nu max(KN)	594.8					
Msmax(KN.m)	-90.26	10,4	7,7	3,46	2,57	OK
Ns max(KN)	524.1					
Section d'acier		10,4	7,7	3,46	2,57	
Ferrailage adoptés		5 HA Φ16	5 HA Φ14	5 HA Φ10	5 HA Φ10	

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage de l'âme est comme suit :

- **Armatures principales (verticales)**

$A_{ext} = 10,04 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 6 HA $\Phi 16$, avec un espacement entre les barres égal à 20 cm.

$A_{int} = 7,70 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 6 HA $\Phi 14$, avec un espacement entre les barres égal à 20 cm

- **Armatures de répartition (horizontales)**

$A_{ext} = 3,93 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 6 HA $\Phi 10$, avec un espacement entre les barres égal à 20 cm.

$A_{int} = 3,93 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 6 HA $\Phi 10$, avec un espacement entre les barres égal à 20 cm.

VIII.4.2. Ferrailage de voussoir prêt de la culée

La détermination des armatures est faite à L'ELU et vérifiée à L'ELS pour chacun des éléments constituant le voussoir

On donne les caractéristiques du béton qu'on a défini dans le chapitre deux. Après le calcul on trouve :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_s = 228,64 \text{ MPa}$$

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

- Console ; dalle supérieure ; dalle inférieure :

Hauteur de la dalle : $h = 25 \text{ cm}$

La largeur de la dalle : $b = 100 \text{ cm}$

Les âmes

Hauteur de l'âme : $h = 50 \text{ cm}$

La largeur de l'âme : $b = 100 \text{ cm}$

On prend le même enrobage pour toutes les sections : $c = c' = 5 \text{ cm}$

Pour le calcul de ferrailage, on procède de la même manière pour le ferrailage des éléments constituant le voussoir sur culée ainsi que celui du clavage. Le tableau ci-dessous résume le ferrailage adopté pour chaque élément :

Tab. VIII. 6 : Ferrailage du voussoir prêt de la culée

Elément	Ferrailage							
	Transversal				Longitudinal			
	As(cm ²)	Ai(cm ²)	esp(cm)	esp(cm)	As(cm ²)	Ai(cm ²)	esp(cm)	esp(cm)
Hourdis supérieur	88.92	56.3	12	15	29.32	18.77	15	20
	7HA Φ 40	7HA Φ 32			6HA Φ 25	6HA Φ 20		
Hourdis inférieur	24.54	15.71	20	20	9.24	6.69	20	20
	5HA Φ 25	5HA Φ 20			6HA Φ 14	6HA Φ 12		
Les consoles	87.96	45.28	12	15	29.23	15.09	15	20
	7HA Φ 40	7HA Φ 32			6HA Φ 25	6HA Φ 25		
Les âmes	10.04	7.7	20	20	3.93	3.93	20	20
	5HA Φ 16	5HA Φ 14			5HA Φ 10	5HA Φ 10		

VIII.5.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 : [BAEL 91]

$$Q_u \leq 0.045 u_c h \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : Valeur de la force concentrée en MN, $Q_u = 0,1\text{MN}$.

h : Hauteur de la section.

u_c : Périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillé moyen de la section.

$$u_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0.20 + 2 \times \frac{0.25}{2} \Rightarrow u_c = 0.45 \text{ m}$$

Donc :

$$Q_u = 0,1 < 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times \frac{35}{1.5} = 0,118 \text{ MN} \Rightarrow \text{Pour le système Br}$$

La condition est satisfaite pour les trois systèmes, donc il n'y pas de risque de poinçonnement.

VIII .7.Vérification des âmes au flambement

Les structures énoncées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

A fin d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élancement λ de ceux ci devra satisfaire l'inéquation suivante : [BAEL, 91]

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau ; i : Rayon de giration avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

l : Longueur de flambement ;

I : Moment d'inertie du poteau ; B : Section du poteau ;

La longueur de flambement l est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 ;

$l_f = 0,5 \times l_0$; Car les âmes sont encastrées à ses extrémités ;

l_0 : Est la hauteur libre de l'âme qui est égale à $\cos a \times l_0 = 3.95 \text{ m}$

$$\lambda = \frac{0.5 \times 3.95}{\sqrt{\frac{0.5^2}{12}}} = 13.68 \leq 50$$

Conclusion

Le ferrailage de la dalle supérieur et les porte à faux sont conséquent vu l'importance des charges roulantes qui tant à fléchir la dalle, par contre l'autre élément sont moins sollicité.

Le but de ce ferrailage et de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

Fig. VIII.9. Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la pile

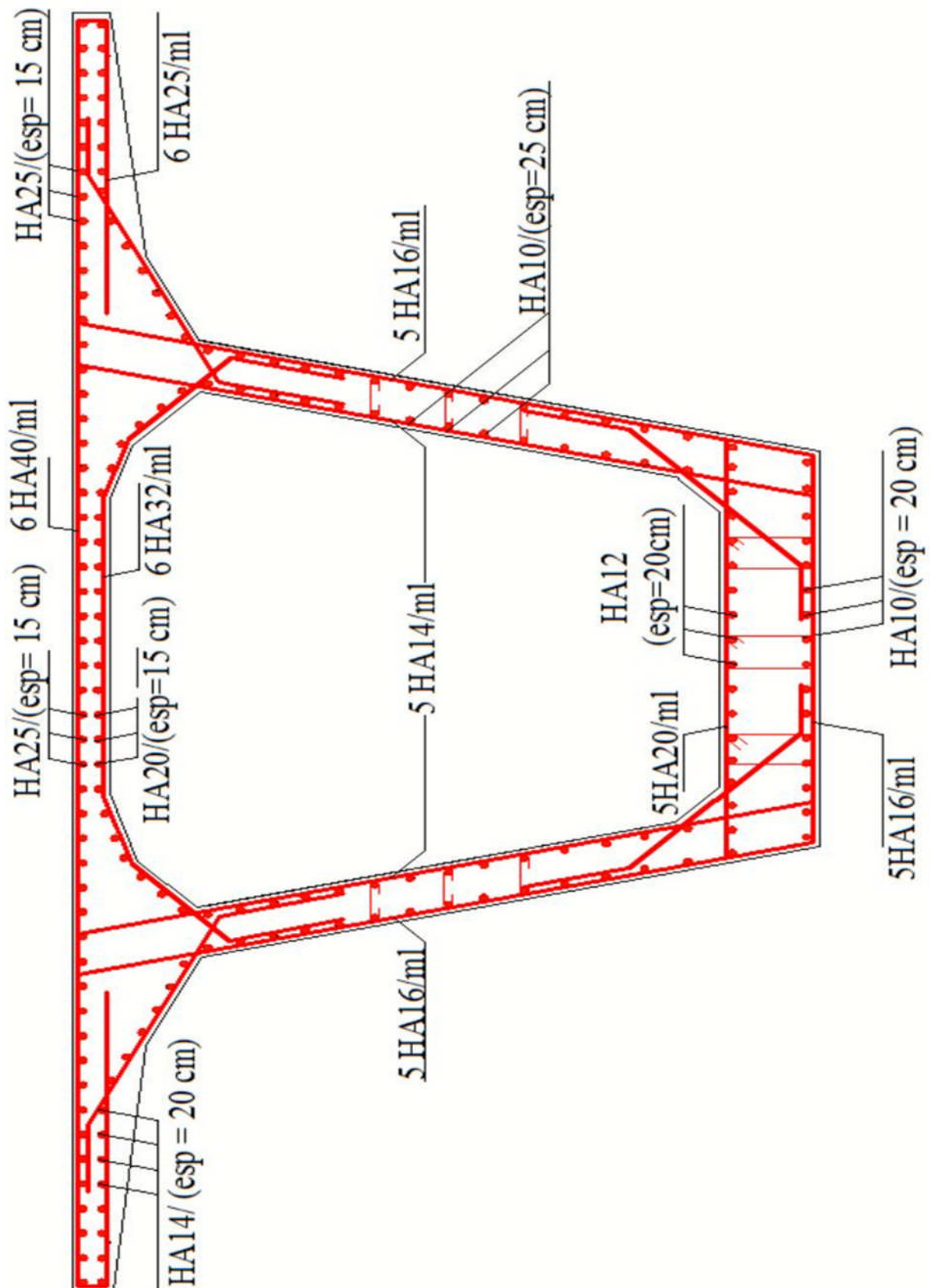
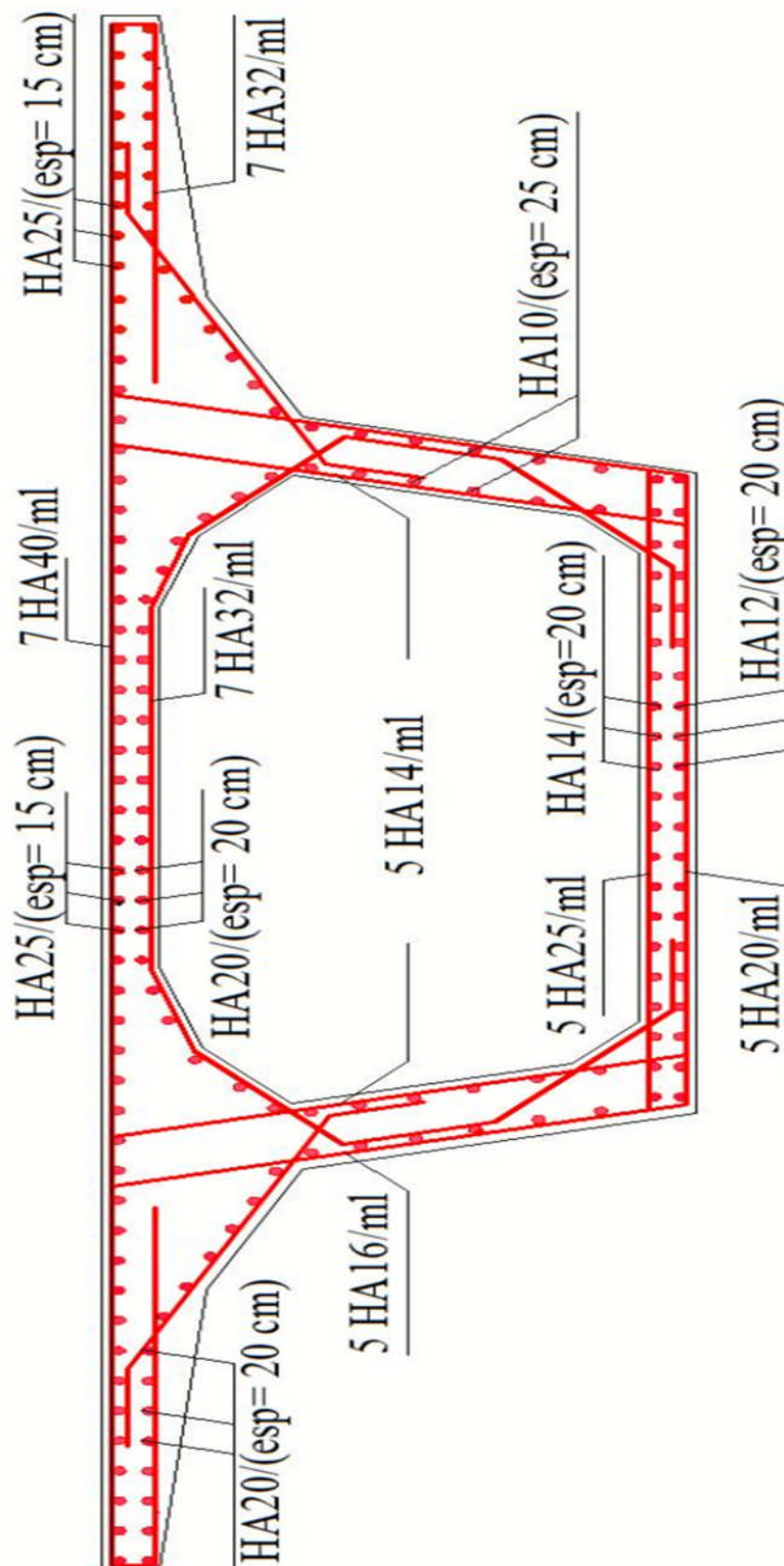


Fig. VIII.10. Schéma du ferraillage passif du voussoir prêt de la clé



VIII.8. Etude et ferrailage du bossage

Nous avons vu que les câbles de continuités étaient disposés dans le hourdis inférieur, et peuvent être relevés dans des bossages et arrêtés au-dessus du hourdis inférieur ou en dessous du hourdis supérieur.

Nous avons étudié les câbles bossages affleurant sur le hourdis inférieur du caisson il s'agit d'ancrage de câble dans le hourdis et dévies à leurs extrémités d'un angle α pour s'ancrer en saillie sur celui-ci.

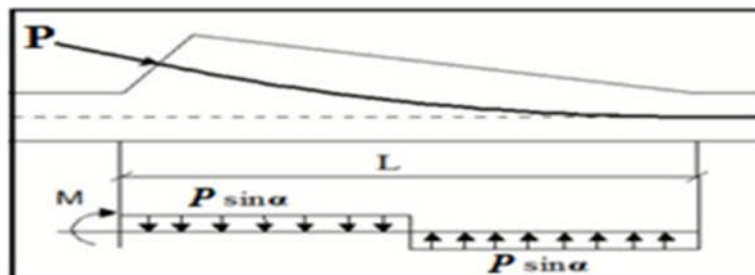
A l'ancrage du câble, il en résulte localement des efforts tangents entre le bossage et le hourdis, et une poussée au vide du droit de la courbure du câble et des efforts de flexion dans le hourdis.

L'action des bossages sur le hourdis peut se schématiser par les sollicitations suivantes :

-Un moment dû à l'excentrement de l'ancrage par rapport au plan moyen du hourdis, qui vaut :

$$M = P \frac{L}{2} \sin \alpha$$

-Deux poussées réparties, l'une traduisant l'action de la composante verticale de la force à l'ancrage ($P \sin \alpha$), l'autre la poussée au vide dans la zone coude de la gaine dans le sens transversale.



L : étant la longueur qui couvre entièrement la zone de courbure du câble ancré sur le bossage.

V.III.8.1. Ferrailage du bossage

Pour un effort P à l'ancrage et avec $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$, et prévoir les armatures suivantes réparties en trois groupes précisés sur le schéma qui suit:

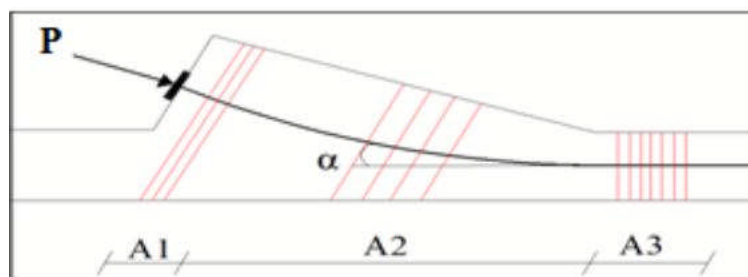


Fig. VIII .11 : Distribution du ferrailage dans un bossage.

L'effort maximal ne s'exerçant qu'à la construction et diminuant par la suite :

- a) Armatures de section totale A_1 formant tirant en tête de leur console (à répartie sur une longueur de 20 à 30 cm)

$$A_1 = \frac{P}{\sigma_s} (0.5 - \sin \alpha)$$

P : force de précontrainte à l'ancrage.

α : L'angle que fait la force de précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

- b) Armatures de couture de section totale A_2 réparties entre la tête de bossage et le début de la courbe du câble.

$$A_2 = 0.5 \frac{P}{\sigma_s}$$

- c) Armatures de section totale A_3 destinée à reprendre la poussée au vide le long de la zone courbe du câble

$$A_3 = \frac{P}{\sigma_s} \sin \alpha$$

VIII.8.1.1. Bossage à un seul ancrage¹

$P_0 = 291.13$ t pour un câble 12 T15s, et $\tan \alpha = \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \Rightarrow \alpha = 5.7^\circ$

- Armatures de tirant :

$$A_1 = \frac{291.13}{\frac{2}{3} 40000} \times (0.5 - \sin(5.7)) = 43.7428.10 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA Φ 25** répartis sur une distance de 30cm

- Armatures de coutures :

$$A_2 = \frac{291.13}{\frac{2}{3} 40000} \times 0.5 = 54.59 \text{ cm}^2$$

Soit : **12HA Φ 25** répartis sur une distance de 150 cm.

- Armatures de la poussée au vide:

$$A_3 = \frac{291.13}{\frac{2}{3} 40000} \times \sin 5.7^\circ = 10.84 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA Φ 12** répartis sur une distance de 60cm

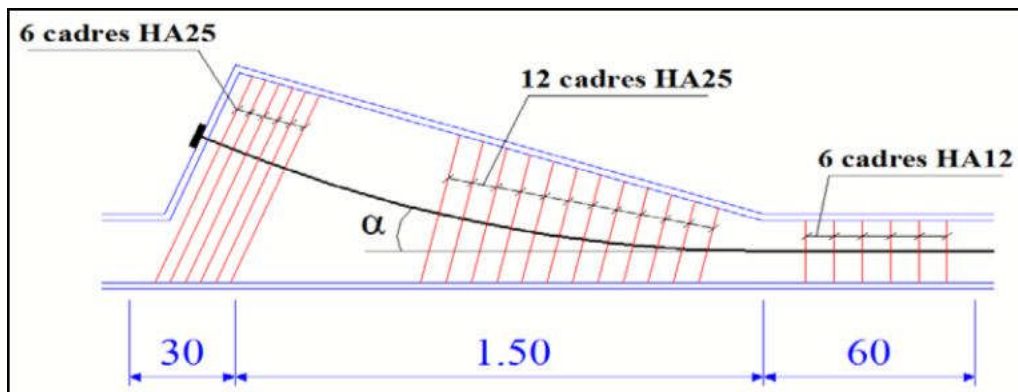


Fig. VIII.12 : Détail de ferrailage d'un bossage.

CHAPITRE IX

Résistance à l'Effort Tranchant

Introduction

L'effort tranchant est la projection de la résultante des efforts appliqués à droite de la section de calcul, sur la normale à la fibre moyenne. Le calcul doit être effectué donc sur les sections droites de la poutre, c'est-à-dire normales à la fibre moyenne et non pas sur des sections verticales, ce qui donnerait des résultats sensiblement erronés.

Il faut tenir compte :

- Des charges et surcharges (poids propre, superstructures, charges d'exploitation).
- La réduction de l'effort de l'effort tranchant dû à la précontrainte.
- L'effet RESAL.

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme ; les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes avec, en cas de pervibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

IX.1.Détermination de l'effort tranchant

IX.1.1.Effort tranchant dû à la précontrainte

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage (voir la figure Fig. IX.1).

On suppose que sur les 42 câbles du fléau, les six premiers ancrés à l'extrémité du premier voussoir ont subi une inclinaison moyenne de $25,02^\circ$.

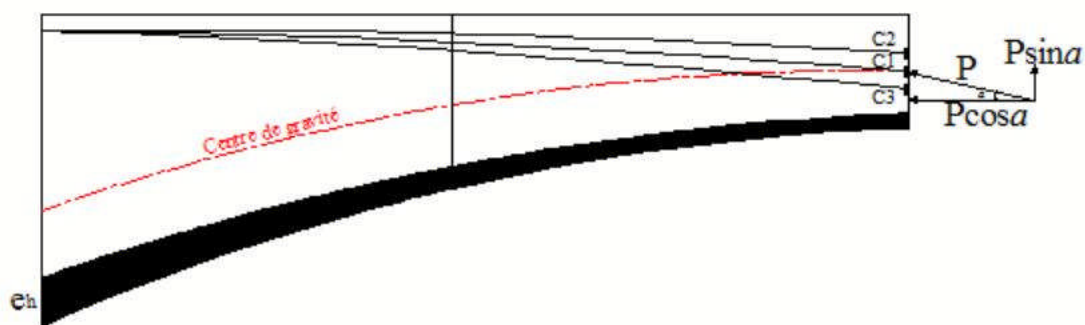


Fig.IX.1 : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.

La réduction de l'effort tranchant dans cette section vaut :

$$V_f = 6 \times P_0 \times \sin 25,02^\circ$$

Avec des pertes de 25 % pour les câbles 12 T15s ce qui nous donne $P_0 = 200,88 \text{ t}$.

$$V_f = 6 \times 200,88 \times \sin 25,02^\circ = 509,75 \text{ t}$$

Le moment dû au précontraint est :

$$M_p = n_f \cdot P_0 \cdot (V - 0,25)$$

$$M_p = 42 \times 200,88 \times (2,456 - 0,25) = 18\,611,93 \text{ t.m}$$

Les effets totaux :

$$V_T = V_{ser} - V_f \quad \text{®} \quad V_T = 2\,481,18 - 509,75 = 1\,971,43 \text{ t}$$

$$M_T = M_{ser} - M_p \quad \text{®} \quad M_T = 47\,671,21 - 18\,611,93 = 29\,059,28 \text{ t.m}$$

IX.1.2.Efforts dans les sections (Phase en service)

$V_{ser} = 2\,481,18 \text{ t}$ et $M_{ser} = -47\,671,21 \text{ t.m}$ obtenus sous la combinaison à l'ELS : $G + D240 + 0,5 \Delta T$

IX.1.3.Correction dite effet RESAL

Elle est due à la variation de la hauteur de la poutre avec l'abscisse, plus forte sur appui qu'en travée, près de l'appui (l'encastrement), l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures part avec la composante verticale de cet effort de compression.

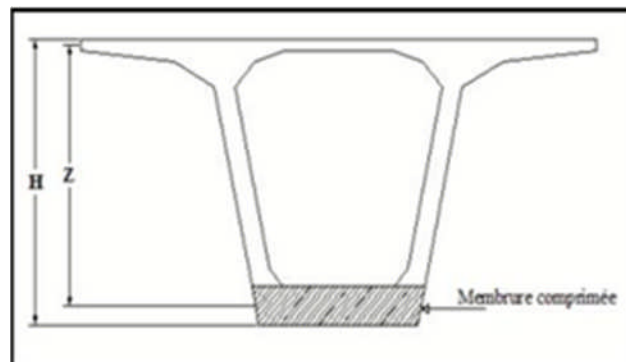


Fig. IX.2 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson

Nous devons donc calculer la contrainte normale moyenne sur le hourdis inférieur, soit la contrainte à mi-hauteur de ce hourdis.

La contrainte de compression moyenne du hourdis inférieur est :

$$\sigma_{inf} = \frac{n_f \cdot p_0}{S} + \frac{M}{I} \cdot \left(V' - \frac{e_{h\ inf}}{2} \right)$$

Avec :

n_f : Nombre total de câble du fléau.

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12 T15s peut créer, P_0 est estimé à 25% de perte

S : Section du voussoir considérée.

I : Moment d'inertie du voussoir considérée.

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

M : Moment total des voussoirs.

e_{inf} : Epaisseur de hourdis inferieur

$$\sigma_{inf} = \frac{42 \times 2.0088}{14.035} + \frac{290.5928}{71.619} \cdot \left(3.544 - \frac{0.8}{2} \right) = 18.77 \text{ MPa}$$

Caractéristiques de la section: (2, 363 m de l'encastrement)

$$h = 5.70 \text{ m} \quad S = 13,779 \text{ m}^2 \quad I = 60,683 \text{ m}^4$$

$$e_{inf} = 0,734 \text{ m} \quad V' = 3,334 \text{ m} \quad V = 2,277 \text{ m}$$

L'intrados de l'ouvrage est incliné sur l'horizontal d'un angle φ dont la tangente :

$$\text{Pour} \quad x = 2,363 \text{ m} :$$

$$\text{tg } \varphi = \left| \frac{6 - 5.7}{0 - 2.363} \right| = 0.127 \rightarrow \varphi = 0.126 \text{ rad}$$

La correction du Résal nous donne :

$$\Delta V_r = \sigma_{inf} \times B \times e_{inf} \times \sin \varphi$$

$$= 18,77 \times 4 \times 0,8 \times \sin 0,126$$

$$\Delta V_r = 7,57 \text{ MN}$$

Avec :

B : Largeur du hourdis inferieur

IX.2. Justification des âmes

La partie résistante due à l'effort tranchant est représentée par les âmes. L'effort tranchant réduit à prendre en compte est :

$$V_{réduit} = V_T - \Delta V_r$$

$$V_{réduit} = 1\,971,43 - 757 = 1\,214,43 \text{ t}$$

Il lui correspond une contrainte de cisaillement au niveau du centre de gravité égale à [BPEL 91] :

$$\tau_b = \frac{V_{réduit}}{b_n \cdot Z}$$

$$\text{Avec : } Z = \frac{I}{S(y)}$$

I : inertie de la section par rapport au centre de gravité G

$S(y)$: moment statique par rapport à l'axe Gy de la partie de section située au dessous de G

b_n : largeur totale nette à l'ordonnée y ,

$$S(y) = 13,825 \text{ m}^3$$

$$Z = \frac{I}{S} = \frac{71.961}{13.825} = 5.18 \text{ m}$$

bn: Largeur nette de l'âme (déduction faite des trous de gaine)

$$b_n = a - \emptyset = 2 \times (0.5 - 0.082) = 0.836 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{1214.43}{0.836 \times 5.18} = 280.44 \text{ t / m}^2 = 2.804 \text{ MPa}$$

• **Justification à l'E L S**

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par l'expression de CHALOS et BETEILLE

$$\overline{\tau_b}^2 = \frac{\overline{\sigma_b}}{\overline{\sigma_b'}} \times (\overline{\sigma_b'} \cdot \sigma_b') \cdot (\overline{\sigma_b} \cdot \sigma_b')$$

$$\overline{\sigma_b'} = 0.6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \left(0.7 + \frac{6}{100} \cdot f_{c28} \right) = 1.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b' = \frac{n_f \cdot P_0}{S} = \frac{42 \times 2.0088}{14.035} = 3.037 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\overline{\tau_b'} = 3.037 \text{ MPa et } \tau_b = 2.804 \text{ MPa}$$

$$\tau_b < \overline{\tau_b'} \text{ La contrainte de cisaillement est donc vérifiée}$$

Conclusion

Nous constatons ainsi que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition $\tau < \tau$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

CHAPITRE X

Les Equipements du Pont

Introduction

Ces équipements souvent considérés comme secondaires, jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : durabilité, et bon fonctionnement et confort des usagers, mais aussi par rapport au poids non négligeable qu'ils représentent, parmi ces équipements, citons :

- Revêtement du tablier.
- Trottoir.
- Dispositif de retenue.
- Système d'évacuation des eaux.
- Corniche (qui joue un rôle esthétique).
- Appareil d'appuis.
- Joints de chaussée.

X.1. Appareils d'appui

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est de permettre :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

La durée de vie de ces derniers est de l'ordre d'une dizaine d'année pour le type d'appareil le plus courant.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va mentionner :

X.1.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent .Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

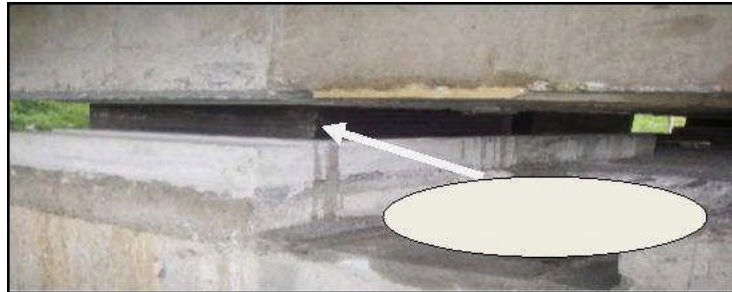


Fig. X.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté.

X.1.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui (D'après SETRA BT N°4/1974)

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

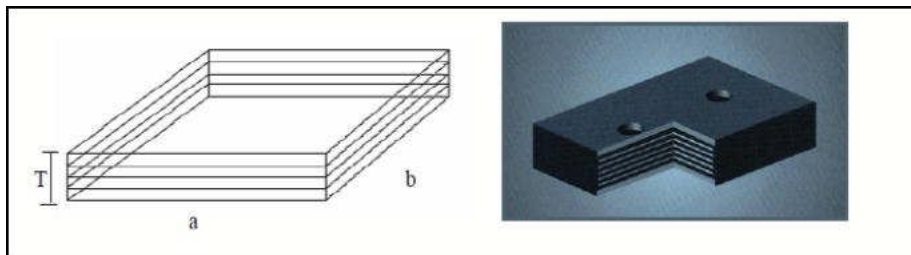


Fig.X.2 : Dimension des couches d'appareil d'appui

Le module de déformation transversale G à variations lentes est de 0,8 MPa pour les ponts routes.

On considère que $a = b$, T est l'épaisseur totale d'élastomère hormis les frettés : $T = n \times t$
Où :

n : est le nombre de feuillets élémentaires.

t : est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire.

t_s : épaisseur d'un frette.

X.1.2.1.Réactions verticales dues aux combinaisons d'action

La réaction totale maximale sur l'appui calculée à l'ELS à l'aide de la combinaison **G + Mc120** (Les culées seulement, car les piles sont encastrées sur le tablier) est de **R=521.01t** répartir sur deux appareils d'appuis :

$$R = \frac{520.77}{2} = 260.385 \text{ t}$$

➤ **L'aire d'appareil d'appuis**

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

Tel que:

$N_{\max}$: est la réaction maximale

D'où les dimensions de l'appareil d'appui sont les suivantes :

$$N_{\max} = 260.385 \text{ t} \Rightarrow a \times b = 700 \times 700 \text{ (mm}^2\text{)}. t_i = 13 \text{ mm}$$

➤ **Hauteur nette de l'élastomère T**

La condition à vérifier est : [SETRA 2007]

$$T \geq \frac{U_1}{0.5}$$

U_1 : Déformation lente (retrait, fluage, température) calculée dans la partie de joint de chaussée.

$$U_1 = 3,3 \text{ cm} = 33 \text{ mm.}$$

$$T \geq 33 / 0,5 = 66 \text{ mm.}$$

On prend **T = 91 mm** constitué de **7 feuillets de 13 mm** chacun.

Pour un appareil d'appui, les différentes contraintes conventionnelles de cisaillements provoquées par les différentes sollicitations sont les suivantes : [Calgaro 2000]

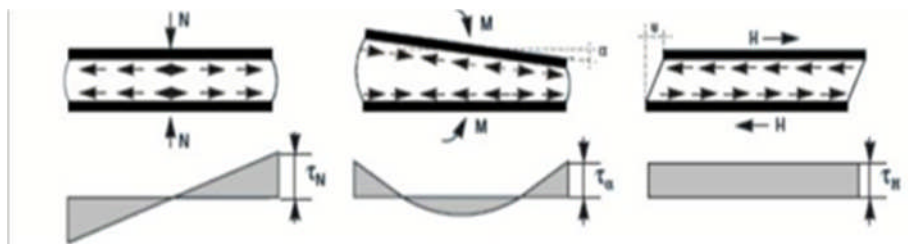


Fig. X.3: Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations

X.1.2.2.Compression : sous réaction verticale

$$\sigma'_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

Les contraintes maximales de cisaillement qui se développent sur les bords de chaque feuillet sont :

$$\tau_R = \frac{3xtx(a+b)R}{a^2 \times b^2}$$

$$\tau'_m = \frac{260.385}{700 \times 700} = 5.31 \leq \text{MPa}$$

$$\tau_R = \frac{3 \times 13 \times (700 + 700) 2603850}{700^2 \times 700^2} = 0.59 \text{ MPa}$$

X.1.2.3. Distorsion : déformation angulaire

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

1^{er} cas : La déformation u_1 l'appareil est lente (effort horizontal H de dilatation, retrait, fluage).

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times u_1}{T}$$

Tel que :

$G = 0,8 \text{ MPa}$ module de déformation transversale d'élastomère.

$u_1 = 33 \text{ mm}$

On a : $T = 91 \text{ mm}$

$$\tau_{H1} = \frac{0.8 \times 33}{91} = 0.29 \text{ MPa}$$

2^{ème} cas : L'appareil est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge) provoque u_2 :

G est doublé sous l'effort dynamique. *[Fascicule 61 titre II]*

➤ Force de freinage développé par Système A (L)

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante :

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.0035 S} \cdot A(l) = 0.28 \text{ t}$$

➤ Force de freinage développé par système Bc

Un camion peut développer un effort de freinage. Un seul camion est supposé freiner

Donc :

$$H_2 = \frac{36}{2} \cdot A(l) = 18 \text{ t}$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{2G \times u_2}{T} = \frac{180000}{700 \times 700}$$

$$\tau_{H2} = 0.367 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0.29 + \left(\frac{0.367}{2}\right) = 0.473 \text{ MPa}$$

X.1.2.4. Contrainte de cisaillement due à la rotation

La contrainte de cisaillement sous la rotation α vaut

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left(\frac{\alpha}{T}\right)^2 \alpha_T$$

Avec :

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02rad.

α : égale à 0.003 rad.

$$\tau_{\alpha T} = \frac{0.8}{2} \left(\frac{700}{91}\right)^2 \times 0.023 = 0.54 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :

- **La limitation de la contrainte de cisaillement**

$$\tau = \tau_R + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5 \text{ G} \dots\dots\dots(1)$$

$$\tau_{H1} \leq 0,5 \text{ G} \dots\dots\dots(2)$$

$$\tau_H \leq 0,7 \text{ G} \dots\dots\dots(3)$$

$$\leq \tau_R \dots\dots\dots(4)$$

- | | | |
|------------------|--|----------------------------|
| 1 ^{ère} | condition : $0.59 + 0.473 + 0.54 = 1.604 \leq 4 \text{ MPa}$ | condition vérifiée. |
| 2 ^{ème} | condition : $0.29 \leq 0.5 \times 0.8 = 0.4 \text{ MPa}$ | condition vérifiée. |
| 3 ^{ème} | condition : $0.473 \leq 0.7 \times 0.8 = 0.56 \text{ MPa}$ | condition vérifiée. |
| 4 ^{ème} | condition : $0.54 \leq 0.59 \text{ MPa}$ | condition vérifiée. |

X.1.3. Vérification de l'appareil d'appuis

X.1.3.1. Vérification de Condition de non- cheminement et de non-glissement

Les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \geq 2 \text{ MPA} \quad \text{Condition de non - cheminement}$$

$$H \leq f \cdot N_{\min} \quad \text{Condition de non- glissement}$$

$N_{\min}$: est la réaction engendrée par la combinaison moins défavorable, $N_{\min} = 210.4 \text{ t}$.

H : effort de freinage qui vaut 18 t.

f : est le coefficient de frottement.

$$\sigma_{m, \min} = \frac{201.4}{700 \times 700} = 4,29 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{c. v})$$

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_m} = 0.10 + \frac{0.6}{5.31} = 0.21$$

$$H = (\sigma_{H1} + \sigma_{H2}) \times a \times b = 0.657 \times 700 \times 700 = 321930 \text{ N}$$

$$H = 321930 \leq f \cdot N_{\min} = 441840 \dots \dots \dots (\text{c. v})$$

X.1.3.2. Vérification de condition de non flambement

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$\Rightarrow 70 \leq 91 \leq 140 \dots \dots \dots (\text{c. v})$$

X.1.3.3. Vérification de condition de non-soulèvement

On doit vérifier la condition suivante : $\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$

$$\text{On a : } \alpha_T = 2,3 \cdot 10^{-2}$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t \times (a + b)} = \frac{700 \times 700}{2 \times 3 \times (700 + 700)} = 13.46$$

Donc :

$$\frac{3}{13.46} \times \frac{91^2}{700^2} \times \frac{5.31}{0.8} = 2,5 \cdot 10^{-2} > \alpha_T \dots \dots \dots (\text{c. v})$$

X.1.4. Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter la condition suivante

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad \text{tel que, } t_s \geq 2 \text{ mm avec } \sigma_e = 245 \text{ MPa pour l'acier inox}$$

$$t_s \geq \frac{700}{13.46} \times \frac{5.31}{245} = 1.13 \text{ mm}$$

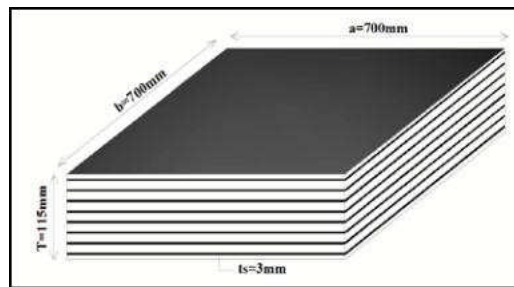


Fig.X.4 : Détail de l'appareil d'appui

On prend $t_s = 3 \text{ mm}$.

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de :

$$H = n \times t + (n+1) \times t_s = 7 \times 13 + 8 \times 3 = \mathbf{115 \text{ mm}}.$$

Donc on opte pour un appareil d'appui ayant les dimensions suivantes :

$a = b = 700 \text{ mm}$ avec une hauteur de 115 mm et 7 élastomères.

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appui choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

X.2. Les dés d'appuis

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

X.2.1. Dimensions de dés d'appuis

Pour un déplacement composé (d_a , d_b)

$$A = a + |d_a^+| + |d_a^-| + 50 \text{ mm}$$

$$B = b + |d_b^+| + |d_b^-| + 50 \text{ mm}$$

$|d_a^+|$: Déplacement dans un sens.

$|d_a^-|$: Déplacement dans le sens opposé.

$|d_b^+|$: Déplacement dans un sens.

$|d_b^-|$: Déplacement dans le sens opposé

Le **schéma** suivant représente les dimensions en plan du dé d'appui :

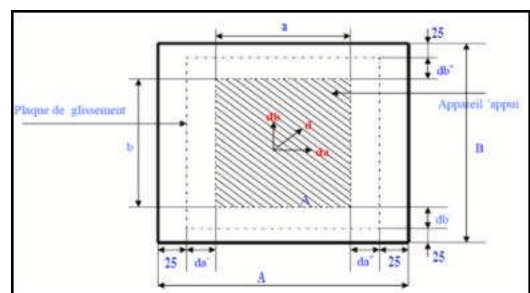


Fig.X.5. Dimensions en plan du dé d'appui

Pour un déplacement dans les deux cotés égal à 10 cm on a :

$$A = 700 + 100 + 50 = 850 \text{ mm}$$

$$B = 700 + 100 + 50 = 850 \text{ mm}$$

X.2.2. Ferrailage des dés d'appuis à la culée : (support des appareils d'appuis)

a) Armatures de chainage

Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante $R = 0,25N_{\max} \Rightarrow A_{SC} = \frac{0,25N_{\max}}{\bar{\sigma}_s}$

$$\bar{\sigma}_s = 226,67 \text{ MPa} \Rightarrow A_{SC} = 24,41 \text{ cm}^2 \text{ soit: } 8 \text{ HA } \Phi 20$$

b) Armatures de profondeur

On met des armatures de profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de

$$(R = 0,125 N_{\max}) \Rightarrow A_{Sp} = \frac{0,125 N_{\max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A_{Sp} = 12,20 \text{ cm}^2 \text{ soit: } 8 \text{ HA } \Phi 20 \text{ (disposées dans les deux sens).}$$

c) Armature de diffusion

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

- **Ferrailage de surface (frette sup)**

Ces armatures sont capables de reprendre $(R = 4\% N_{\max}) \Rightarrow A_{fs} = \frac{0,4 N_{\max}}{\bar{\sigma}_s}$

$$A_{fs} = 3,9 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 8 \text{ HA } \Phi 8 \text{ (disposées dans les deux sens).}$$

- **Ferrailage inferieur ou d'éclatement (frette inf)**

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z tel que :

$$b_0/3 \leq Z \leq b_0 \quad (R = 0,1 N_{\max}) \Rightarrow A_{fi} = \frac{0,1 N_{\max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A_{fi} = 9,76 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 9 \text{ HA } \Phi 12 \text{ (disposées dans les deux sens).}$$

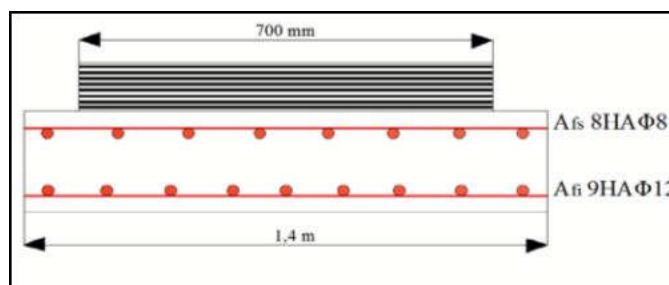


Fig .X.6: Ferrailage du dé d'appui à la culée

X.3.Joints de chaussée

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre. C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, rotations d'extrémités du tablier, fluage et le retrait.

X.3.1. Choix du type de joint

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- **Confort et esthétique** : souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus plus une absence de bruits de vibrations.
- **Résistance** : le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- **Étanche** : en assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi 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.

X.3.2. Calcul du souffle des joints

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs, la température, le retrait et le fluage et le séisme.

Selon le **RPOA** on dimensionne le joint de chaussée avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4W_T + W_S/3$$

Avec :

W : Souffle total du joint

W_D : Souffle des déformations différées (retrait+fluage)

W_T : Souffle thermique.

W_S : Souffle sismique.

X.3.2.1. Dilatation thermique

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\Delta l / l = 3 \times 10^{-4}$$

l : étant la longueur du tablier.

Pour notre cas $l/2 = 110 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 3,3 \text{ cm}$

X.3.2.2. Retrait

Dans les zones où la température est considérable, (cas de Tizi-Ouzou).

$$\Delta l / l = 3,5 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas $l/2 = 110 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 3,9 \text{ cm}$

X.3.2.3. Fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation :

$$\Delta l / l = K_{fl} \times 10^{-4}$$

Avec :

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t=0$ (au moment où il subit la contrainte σ_b) il vaut 2 à 3.

D'où : $\Delta l / l = 3 \times 10^{-4}$

Pour notre cas $l/2 = 110 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 3,3 \text{ cm}$

X.3.2.4. Souffle sismique

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$F = K \cdot x \Rightarrow x = F / K$$

F : la force sismique,

K : la rigidité des appuis du tablier,

x : le déplacement.

1. Calcul de la force sismique F

Selon le **RPOA** la force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F = S_{aeh} \times M$$

S_{aeh} : le spectre de réponse horizontal,

M : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

On doit passer par le calcul de la période T : $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

Ou :

$K = \sum K_i$ est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme

- **Calcul de la masse (M)**

On a la masse du tablier est déjà calculée dans le (Chapitre V) qui est égale :

$$M_t = 8\,073,175 \text{ t}$$

La masse des deux piles :

$$M_p = 1/2 (m_{p1} + m_{p2}) = 227 + 176 \Rightarrow M_p = 403 \text{ t}$$

Donc :

$$M = M_t + M_p \Rightarrow M = 8\,073,175 + 403 \Rightarrow M = 8\,476,175 \text{ t}$$

1.2. Calcul des rigidités (K)

- **Pour les culées**

La culée est considérée comme un élément infiniment rigide, pour cela on devra calculer seulement la rigidité des appareils d'appuis.

$$K = G \frac{A}{T}$$

G : le module de cisaillement transversal, $G = 0.8 \text{ MPa} = 80 \text{ t/m}^2$.

A : la surface d'appareil d'appuis.

T : la hauteur de l'appareil.

Alors :

$$K = 80 \times \frac{0.7 \times 0.7}{91 \times 10^{-3}} = 430.77 \text{ t/m}^2$$

Donc la rigidité de l'appui est :

$$K_c = 2 \times K = 861,54 \text{ t/m.}$$

$$\text{On a deux culées} \Rightarrow K_c = 1\,723,08 \text{ t/m.}$$

- **Pour les piles**

On a deux piles de hauteurs différentes

$H_{p1} = 22,7 \text{ m}$ et $H_{p2} = 17,6 \text{ m}$ ses dernières sont encastrées au niveau du tablier et fondations.

$$\text{D'où : } K = 12EI / h^3$$

Avec

$$E : \text{module de Young du béton à } j \text{ jours, } E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

I : inertie de la section considérée ;

On a la résistance de béton de l'infrastructure $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

$$E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\,000 \text{ MPa}$$

Donc : $K_P = K_{P1} + K_{P2} = 452\,195,51 + 237\,304,688$

$$K_P = 689\,500,198 \text{ t/m}$$

-La rigidité totale de la structure

$$K = \sum K_i = K_C + K_P \Rightarrow K = 691\,223,278 \text{ t/m}$$

-La période T : $T = 0,69 \text{ s}$

On tire du **RPOA** le T_1 et T_2 et le coefficient S en fonction de la zone sismique et le site.

$$T_1 = 0,2 \text{ s} , T_2 = 0,5 \text{ s} , S = 1,2$$

Spectre de réponse (**RPOA**) : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$.

$$S_{aeh}(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = 2,5 \times A \times \eta \times g \times S \times (T_2/T).$$

$$S_{aeh} = 4,27 \text{ m/s}^2$$

Donc :

$$F = 4,27 \times 8\,476,175 \Rightarrow F = 36\,193,267 \text{ t}$$

Alors :

$$X = \frac{36\,193,267}{691\,223,278} = 0,0524 \text{ m} = 5,24 \text{ cm}$$

Ce qui donne un souffle totale de :

$$W = (3,9 + 3,3) + (0,4 \times 3,3) + \left(\frac{5,24}{1}\right) \Rightarrow W = 10,27 \text{ cm}$$

X.3.3.Type de joint choisi

On choisi le type de joint de chaussée selon le souffle calculé et. En regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 11.79cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci- dessous montre la forme de ce joint.

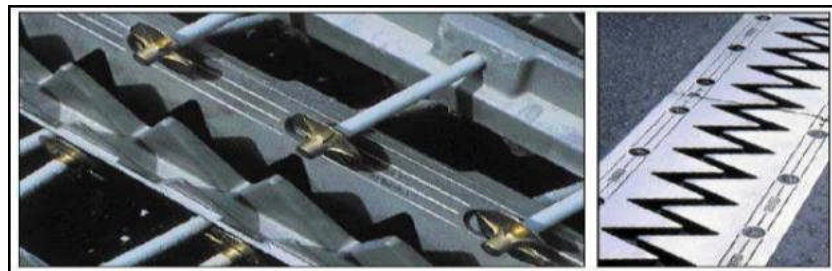


Fig.X.7 : Joint du type Wd (souffle moyen).

Le modèle pris est fonction du souffle et du biais de l'ouvrage, qui vaut zéro degré

Tab. X.1 : Différents modèles des joints Wd.

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

Tab. X.2 : Caractéristiques physiques 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

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 **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service **±10 mm**, et des déplacements longitudinaux de **50 à 150 mm**.

X.4. Le revêtement du tablier

Le revêtement est assuré par :

X.4.1. Couche d'étanchéité

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- étanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas) ;
- étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthannes)
- étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte ;
- étanchéité par moyen haute cadence ;

X.4.2. Couche de roulement

Elle vient au dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 22KN/m³ à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds.

La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

X.5. Dispositifs retenue

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps ;

X.5.1. Les glissières : sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

X.5.2. Le garde-corps : ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

X.6. Corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En éloignant l'eau des parements verticaux
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.

X.7. Evacuation des eaux

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

- Une bonne protection de la structure vis-à-vis les infiltrations
- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la chaussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit

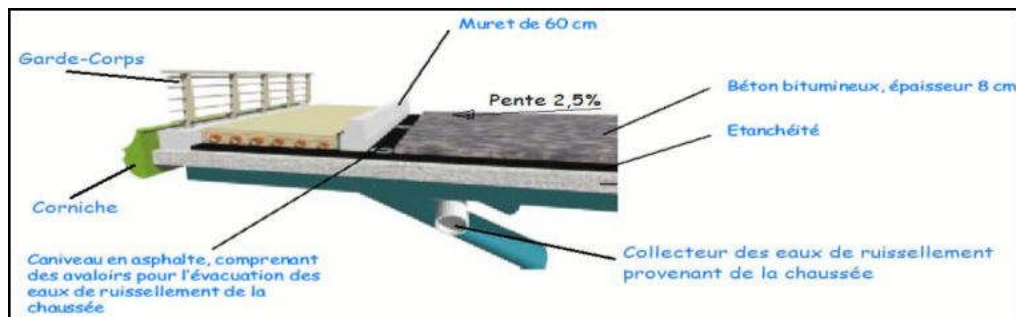


Fig.X.8 : Les équipements du pont

X.8. Autres équipements

On citera tout particulièrement les dalles de transition, elles ont pour d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont en cas de tassement de remblai ; ce sont des dalles en béton armé, reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage et par l'autre sur le remblai d'accès. Elles font également partie des équipements les grilles centrales qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

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 .en fin, les ponts doivent souvent assurer le passage de canalisations de toutes sortes, dont l'emplacement doit être prévu dans le projet et dont le poids doit être prévu en compte dans le calculs.

CHAPITRE XI



Etude de la Pile

Introduction

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier

XI.1. Choix du type de pile

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau.

Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants.

Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage

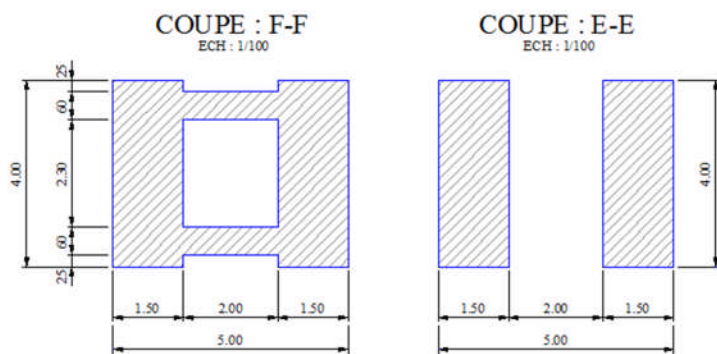


Fig. XI 1. vue en plans de la pile

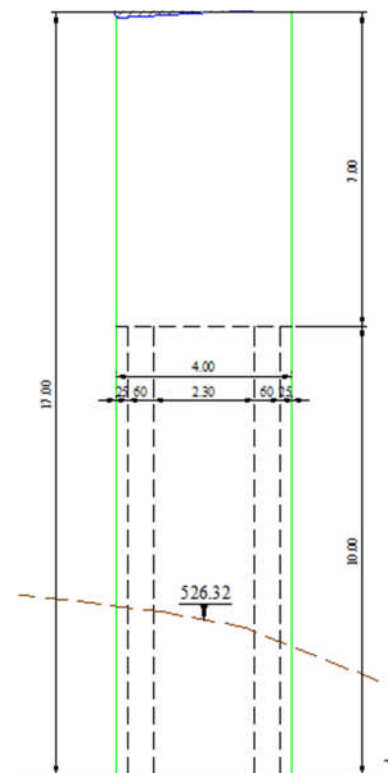


Fig. XI.2 : Coupe longitudinale de la pile

XI.2. Implantation des piles

On a deux piles qui sont encastrées au niveau du tablier leurs hauteurs **H** sont définies par :

$$H_{\text{pile}} = \text{Côte projet} - \text{Côte fondation} - (h_{\text{tablier}} + \text{revêtement}).$$

$$h_{\text{tablier}} = 7 \text{ m.}$$

Désignation	1	2
Point kilométrique (PK)	0+325.58	0+445.58
Côte projet (m)	546.28	544.57
Côte TN (m)	527.55	515.64
Côte de la fondation (m)	526	512.47
Hauteur de la pile (m)	19.95	32.28

Tab. XI.1 : Points d'implantation des piles.

XI.3. Pré-dimensionnement de la pile

La pile est constituée par une semelle horizontale reliant les pieux.

Epaisseur du voile **E** :

$$E = \text{Max} \left[0,5m; \frac{4H + L}{100} + 0,1m \right]$$

Tel que :

H : est la hauteur de la pile.

L : la portée de travée centrale

On a : H = 32,28 m

L = 120 m

Donc : **E = 2.5 m**, on prendra une épaisseur de **E = 1.5 m** de chaque voile.

XI.4. Les Fondations

Fonder une construction est l'une des plus anciennes activités des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. Selon la capacité du sol à supporter l'ouvrage, les fondations peuvent être superficielles ou profondes.

Les fondations superficielles (dalles, semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol. Elles sont enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place.

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Dans le calcul de la capacité portante des fondations profondes, il y a donc à considérer en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement sur les parois latérales de la fondation.

XI.4.1. Choix du type de fondation

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond: pieux de 12 m de longueur, et de diamètre $\Phi = 1,20$ m.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m (*selon le document SETRA*)

XI.4.2. Nombre de files de pieux

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est référentiel de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte quatre files de quatre pieux au niveau des piles, deux files de quatre pieux au niveau des culées.

XI.4.3. La semelle

On admet que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite (*SETRA1977*) :

XI.4.3.1. La largeur

$$B = (N - 1) \times L + 2 \Phi = 12,8 \text{ m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (04).

L : la distance entre deux files ($L = 3\Phi$).

Φ : diamètre des pieux (1,20m).

XI.4.3.2. La longueur

$$L_s = (N - 1) \times L + 2 \Phi = 12,8 \text{ m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (4).

XI.4.3.3. La hauteur

$$h_t = \frac{L}{2.5} = 3.6/2.5 = 1.44 \text{ m}$$

$$h_t = 2.00 \text{ m}$$

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastres dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

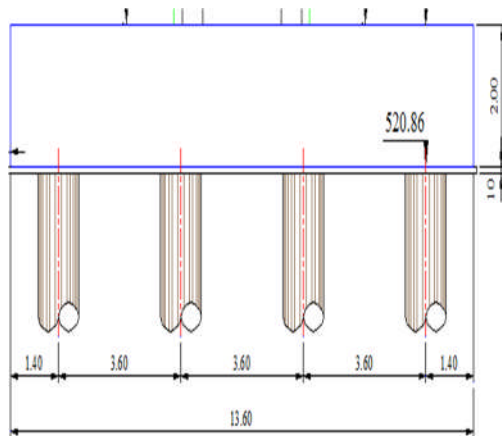
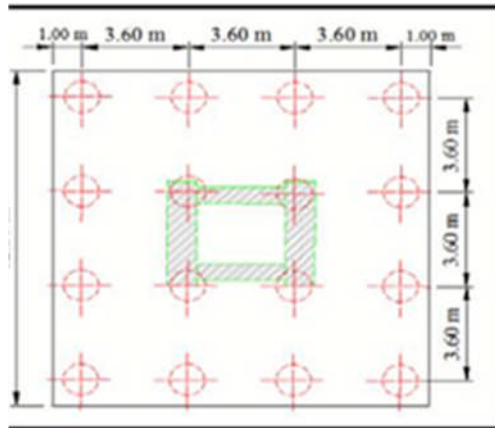


Fig. XI.3 : Coupe longitudinale.

Fig. XI.4 : Vue en plan de disposition des pieux
au niveau des piles.

XI.5. Etude et ferrailage de la pile

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la **pile 2** de hauteur **H = 32.28m** qui est la plus élancée.

XI.5.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les efforts agissant sur la pile sont :

G : La charge permanente de la pile.

V : Poids propre du tablier (la réaction d'appuis verticale sur la pile la plus élancée).

W : La charge du vent.

F_F : la force de freinage.

E_x : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.

E_y : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

- Combinaisons de charge

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

-Etat Limite de Service **E.L.S** : $G_P + V + W + F_F$

-Etat Limite Ultime **E.L.U** : $1,35(G_P + V) + 1,5(W + F_F)$

-Etat Limite Admissible **E.L.A** : $G_P + V + E_X$
 $G_P + V + E_Y$

• Application numérique

La charge permanente G

$S = 11,60 \text{ m}^2$; $H = 32,28 \text{ m}$

$$G_P = S \times H \times \gamma = [(11.60 \times 10, 69) + (8 \times 12, 01)] \times 2, 5 = 550, 21 \text{ t.}$$

- **La charge verticale V**

La réaction verticale $V = 3\,349,531 \text{ t}$ (Fig. VI.47)

- **La charge du vent W**

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

- **La force de freinage F_F**

$$F_F = 36 \text{ t}$$

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe x : E_x**

$$G = G_{\text{tablier}} + G_{\text{pile}} = 3298.964 + 550, 21 = 3\,849,174 \text{ t}$$

$$E_x = 20\% G$$

$$E_x = 0,2 \times 3\,849,174 = 769,835 \text{ t}$$

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe y : E_y**

$$E_y = 14\% G$$

$$E_y = 0,14 \times 3\,849,174 = 538,884 \text{ t}$$

➤ Les combinaisons

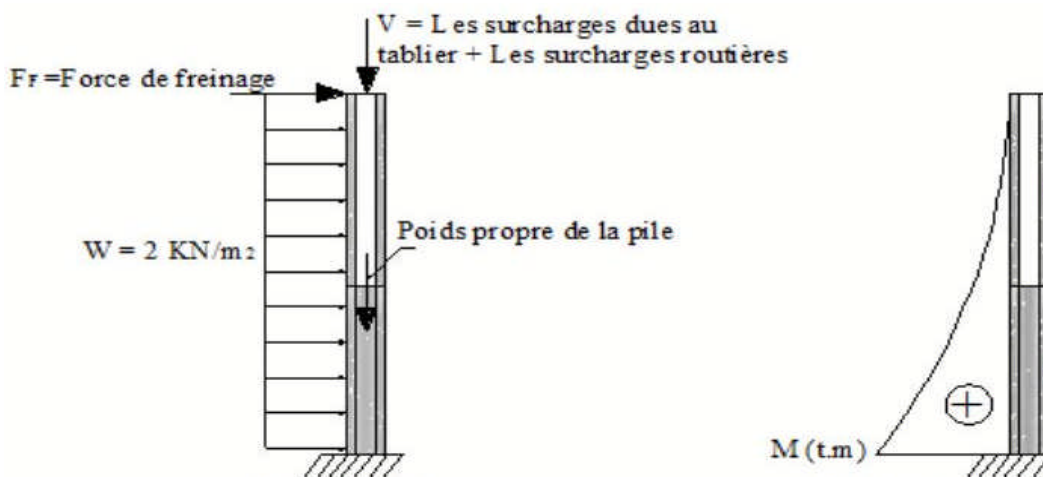


Fig. XI.5 : Efforts et diagramme du moment sur pile.

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par Robot Structural de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

Tab. XI.2 : Les sollicitations maximales sur la pile.

Les combinaisons	ELS	ELU	ELA
R(t)	3 900,040	5 265,054	3 900,04
N (t)	3 900,040	5 265,054	3 900,04
T (t)	54,160	81,240	769,835
M (t.m)	1023,316	1 534,974	17 475,255

XI.5.2.Ferraillage de la pile

La pile est soumise à la flexion Composée (un effort normal(N) et un moment de flexion autour de l'axe (XOX) « M_y ».

XI.5.2.1.Armatures longitudinales

Utilisant les abaques de Walther, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé :

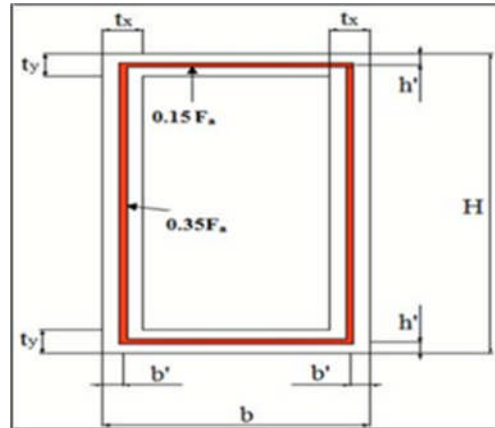


Fig. XI.6 : Répartition des armatures de la pile

a) Section

$b = 500$ (cm), $H = 400$ (cm), $c = c' = 5$ cm.

b) Condition d'orientation de la section

$$\frac{h_t}{H} \leq \frac{t_x}{h}$$

$$\frac{0.6}{4} = 0.15 \leq \frac{1}{5} = 0.2$$

Condition d'orientation est vérifiée

On a :

$$N_{\min} = N_r = 3\,900,04 \text{ t}$$

$$M_x = M_{xr} = 17\,475,255 \text{ t.m}$$

On pose : $M_{yr} = 17\,475,255 \text{ t.m}$

$$n = \frac{N_r}{b \times H \times \beta_w} = \frac{3\,900.04}{5 \times 4 \times 2700} = 0.052$$

$$m_y = \frac{M_{yr}}{b \times H^2 \times \beta_w} = \frac{17\,475.255}{5 \times 4^2 \times 2700} = 0.021$$

$$\text{et } M_{xr} = 0 \Rightarrow m_x = 0$$

$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = 0$$

$$\omega = \frac{F_a \times \sigma_f}{b \times H \times \beta_w} \Rightarrow F_a = \frac{\omega \times b \times H \times \beta_w}{\sigma_f}$$

Alors, on tire de l'abaque :

$$\omega = 0 \Rightarrow F_a = \frac{0.1 \times 5 \times 4 \times 27}{400} \times 10^4 = 1\,350 \text{ cm}^2$$

Tel que :

n : Effort intérieur relatif sans dimension.

b : Longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 5 m

H : Longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 4 m

$R_w = R_{w28} = 27 \text{ MPa}$: résistance du béton sur cube à 28 jours.

ω : Degré mécanique d'armature totale

F_a : La section des armatures.

$\sigma_f = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} As_1 = 0.35 F_a = 472.5 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 58 \text{ HA } \Phi 32 \\ As_2 = 0.15 F_a = 202.5 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 42 \text{ HA } \Phi 25 \end{array} \right.$$

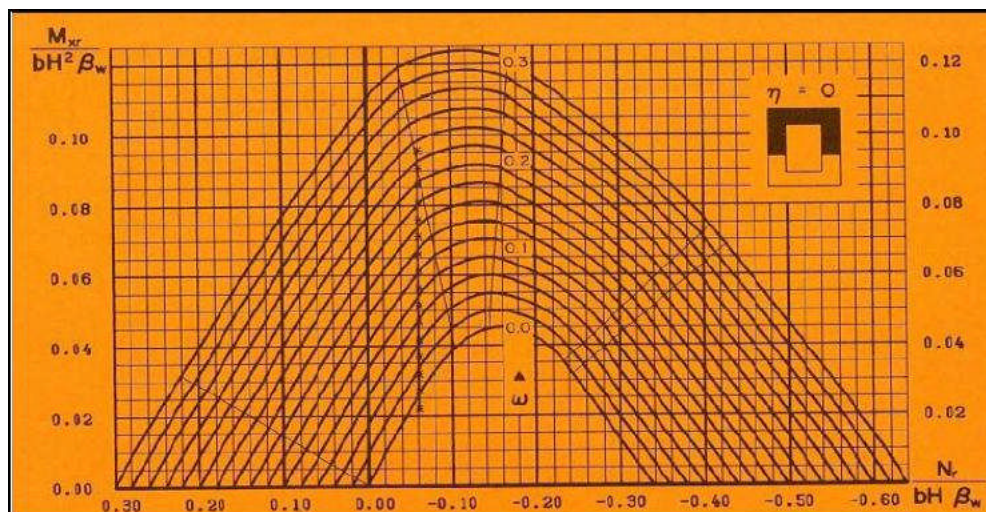


Fig. XI.7 : Abaque de Walther pour la flexion composée

c) **Condition de non fragilité** : selon le règlement **BAEL91** on a :

$$A_{s, \min} \geq 0.23 \times b \times \Rightarrow \frac{f_{tj}}{f_e} (\text{cm}^2)$$

$f_{tj} = 2,22 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 500 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 4 = 3.6 \text{ m}$

Donc:

$$A_{s, \min} \geq 0.23 \times 5 \times 3.6 \times \frac{2.22}{400}$$

Alors:

$$A_{s, \min} = 229,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition de non fragilité est vérifiée.}$$

XI.5.2.2. Armatures transversales

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée avec le RPOA par :

a) Espacement des armatures d'effort tranchant

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t = \min [24\Phi_t; 8\Phi_l; 0.25 d]$$

Avec :

d : hauteur utile,

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$$S_t = \min [(24 \times 1, 6) ; (8 \times 0,25) ; (0.25 \times 0,9 \times 4)] = \min [38,4 ; 20 ; 90] = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

b) Section minimale des armatures d'effort tranchant

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100}$$

Avec :

S_t : représente l'espacement des armatures transversales en mm,

A_L : est la section totale des armatures longitudinales,

f_{el}, f_{et} : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$A_t \geq \frac{1 \ 350 \times 400}{16 \times 400} \times \frac{200}{100} = 168.75 \text{ cm}^2$$

Donc

$A_t = 168,88 \text{ cm}^2$ soit : **84 HA $\Phi 16$** .

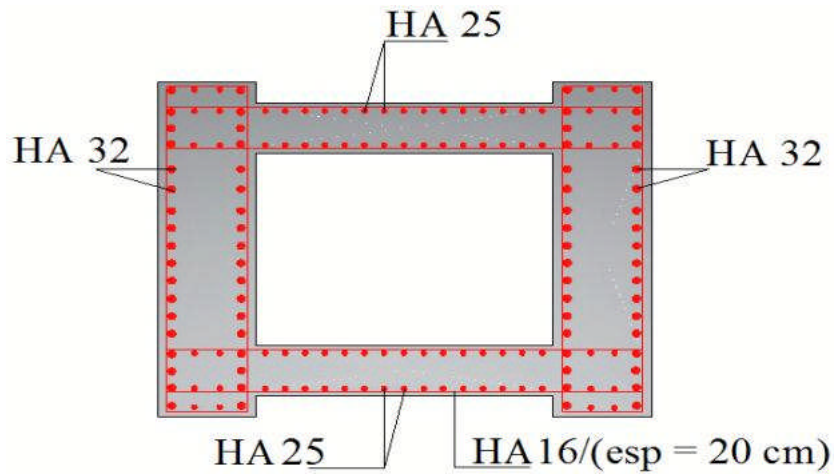


Fig.XI.8 : Ferrailage de la section de la pile

XI.5.3.Vérification de la stabilité au flambement de la pile

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda \leq 50$

Avec $\eta = \frac{L_f}{i}$

La longueur de flambement est donnée par :

$$L_f = 2 \times H \times \left(1 - \frac{2 \times P_{pile}}{\pi \times N}\right)^{1/2}$$

Les caractéristiques géométriques de la pile sont :

$I = 35,36 \text{ m}^4$, $S = 11,6 \text{ m}^2$, $H = 22,70 \text{ m}$

Le poids de la pile :

$P_{pile} = 550,21 \text{ t}$

Les efforts transmis par le tablier :

$N_u = 3\,349,531 \text{ t}$.

$$L_f = 2 \times 32,28 \times \sqrt{\left(1 - \frac{2 \times 550,21}{\pi \times 3349,531}\right)} = 61,10 \text{ m}$$

Le rayon de giration :

$$i = \left(\frac{I}{S}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{35.36}{11.6}\right)^{\frac{1}{2}} = 1.75 \text{ m}$$

L'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{42.96}{1.75} = 24.55$$

$\lambda < 50$ donc **pas de risque** de flambement.

XI.6. Etude et ferrailage de la semelle

XI.6.1. Caractéristiques de la semelle

Longueur L = 31,2m.

Largeur B = 16.8 m.

Epaisseur E = 2.00 m.

Poids propre de la semelle : $12,8 \times 12,8 \times 2 \times 2,5 = 819,2 \text{ t}$.

- **Conditions normales**

$$N_{\max} = 5\,265,054 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 1\,534,974 \text{ t.m.}$$

- **Conditions sismiques**

$$N_{\max} = 3\,900,04 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 17\,475,255 \text{ t.m.}$$

XI.6.2. Détermination du nombre des pieux

- **Capacité portante des pieux**

En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 450 t

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{5\,500.473}{450} = 12.22$$

$$\begin{aligned} \text{Effort maximal} &= V + \text{Poids de la pile} + \text{Poids de la semelle} + \text{Poids des terres} \\ &= 3\,349,531 + 550,21 + 909,2 + 691,533 = \mathbf{5\,500,473 \text{ t}} \end{aligned}$$

D'après ce calcul ; on peut prendre un nombre de pieux égal à 13. Mais après un calcul itératif des efforts revenant à chaque pieu (voir le paragraphe ci-après) et les dispositions des pieux par rapport à la semelle, on constate qu'il faut avoir un nombre de pieux égal à 16.

XI.6.3. Effort revenant à chaque pieu

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide,
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à **(XOY)**, l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{xy}}{\sum y^2} \pm \frac{M_{yx}}{\sum x^2}$$

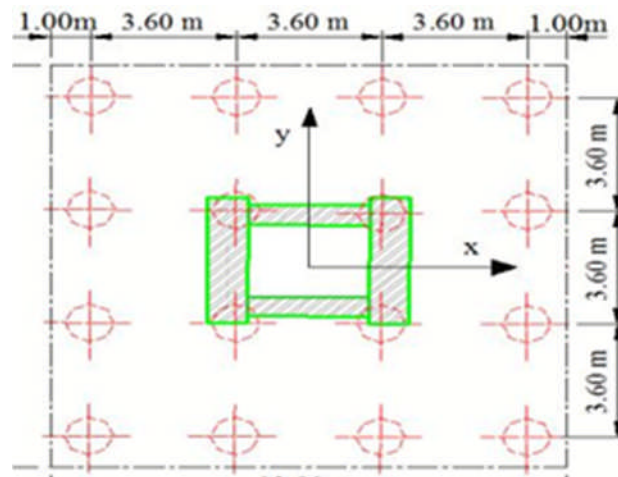


Fig. XI. 9 : Vue en plan de la semelle.

- **Condition normale**

$$N_1 = \frac{5\,265.054}{16} + \frac{1\,534.974 \times 5.4}{((1.8^2) \times 8 + (5.4^2) \times 8)} = 36.04 \, t$$

$$N_2 = \frac{5\,265.054}{16} - \frac{1\,534.974 \times 5.4}{((1.8^2) \times 8 + (5.4^2) \times 8)} = 297.087 \, t$$

- **Condition sismique**

$$N_1 = \frac{3\,900.04}{16} + \frac{17\,457.255 \times 5.4}{((1.8^2) \times 8 + (5.4^2) \times 8)} = 446.013 \, t$$

$$N_2 = \frac{3\,900.04}{16} - \frac{17\,457.255 \times 5.4}{((1.8^2) \times 8 + (5.4^2) \times 8)} = 41.493 \, t$$

On constate que : $R_{\max} = 446,013 < 450 \, t$

(condition de poinçonnement vérifiée)

$R_{\min} = 41,493 > 0$

(condition de non soulèvement vérifiée)

XI.6.4. Ferrailage de la semelle (méthode des consoles)**XI.6.4.1. Armatures transversales inférieures**

D'après document "SETRA" la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{N_{max}}{\sigma_s} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{d}$$

Avec :

$$L = 10,8 \text{ m,}$$

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

$$h = 2 \text{ m,}$$

$$d = 1,95 \text{ m}$$

$$N_{max} = 5\,265,054 \text{ t}$$

σ_s : La contrainte limite à la traction

On a le moment est donné par la formule suivante :

$$M = N_{max} \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$$

$$M = 4,15 \cdot N_{max}$$

a) Condition normal

$$\bar{\sigma}_a = \frac{3}{2} \sigma_e = 26\,667 \text{ t/m}^2$$

$$A_1 = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{4,15}{d} = \frac{361,04}{26\,667} \times \frac{4,15}{1,95} = 0,0288 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 288 \text{ cm}^2$$

b) Condition sismique

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40\,000 \text{ t/m}^2$$

$$A_2 = \frac{446,013}{40\,000} \times \frac{4,15}{1,95} = 0,0237 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 237 \text{ cm}^2.$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est **$A_s = 288 \text{ cm}^2$** ,

Ces armatures transversales inférieures sont placées sur une section (boxh) avec :
 $b_0 = \Phi + h_{semelle} = 1,2 + 2 = 3,2 \text{ m}$

$$A_s / b_0 = 288 / 3,2 \Rightarrow A_{si} = 90 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 19 \text{ HA } \Phi 25 (A_{si} = 92,27 \text{ cm}^2)$$

c) *Condition de non fragilité*

$$A_{\min} = 0.23.b_0.d. \Rightarrow A_{\min} = 79,65 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité est vérifiée

d) *L'espacement*

$$S_t = \frac{\Phi + H - c}{n - 1}$$

n : Nombre de barre = barres.

c : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1.2 + 2 - 0.05}{19 - 1} = 0.175 \text{ m}$$

On prend: **$S_t = 17 \text{ cm}$** .

XI.6.4.2. Armatures de répartition

Entre les différentes bandes de 3,2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_r = \frac{A_{si}}{3} = \frac{92.27}{3} = 30.76 \text{ cm}^2$$

Soit: **10HA $\Phi 20$ / ml ($A_1=31.42 \text{ cm}^2$), $S_t = 15\text{cm}$** .

XI.6.4.3. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée

$$A_1 = \frac{A_{si}}{3} = \frac{92.27}{3} = 30.76 \text{ cm}^2$$

Soit: **10HA $\Phi 20$ / ml ($A_1=31.42 \text{ cm}^2$), $S_t = 15\text{cm}$** .

XI.6.4.4. Armatures de construction**a) Armatures transversales supérieures**

$$A_{ts} = \frac{A_{si}}{10} = \frac{92.27}{10} = 9.227 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA $\Phi 16$ /ml ($A_{ts}= 10,05 \text{ cm}^2$), $S_t = 20\text{cm}$** .

b) Armatures longitudinales supérieures

$$A_{Ls} = \frac{A_{si}}{3} = \frac{92.27}{3} = 30.76 \text{ cm}^2$$

Soit: **10HA $\Phi 20$ / ml ($A_{Ls}=31.42 \text{ cm}^2$), $S_t = 15\text{cm}$**

c) Armatures latérales

$$A_{La} = \frac{Asi}{10} = \frac{92.27}{10} = 9.227 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA Φ16/ml ($A_{La} = 10,05 \text{ cm}^2$), $S_t = 20 \text{ cm}$.

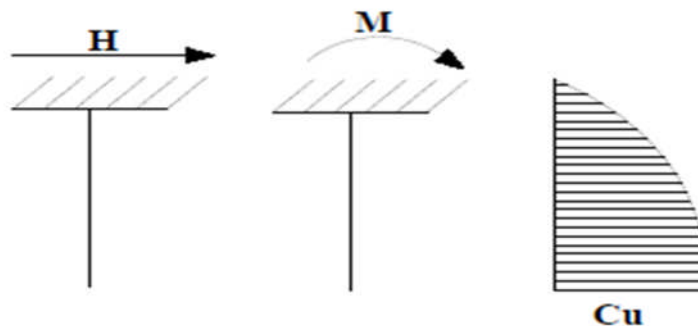
XI.7. Etude et ferrailage des pieux

Quand le sol en surface ne présente pas une bonne portance, ce qui implique descendre à une grande profondeur jusqu'au sol support (substratum). Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassements différentiels et centrer sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. Dans les calculs des pieux, on ne tiendra pas du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

XI.7.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4^{ème} degré :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u d_y = 0$$



b : diamètre des pieux.

C_u : module de réaction du sol.

y : déplacement en tête des pieux.

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{C_u b}}$$

α : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

XI.7.1.1. Calcul de λ

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4 EI}}$$

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$

$C_u = 3,5 \text{ Kg/cm}^3.$

E : module d'élasticité du béton. $E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\,000 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1.2)^2}{64} = 0.1017 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4 EI}} = \sqrt[4]{\left(\frac{35 \times 1.2}{4 \times 33\,000 \times 0.1017}\right)} = 0.273$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de **WARNER**.

Donc :

$$\lambda L = 0.237 \times 12 = 2,844 \text{ m.}$$

XI.7.1.2. Effort horizontal maximum en tête du pieu

- **Condition normale**

$H = 81,240 \text{ t}$

$$\bar{P} = \frac{H}{16} = \frac{81.240}{16} = 5,078 \text{ t / pieu}$$

- **Condition sismique**

$H = 769,835 \text{ t}$

$$\bar{P} = \frac{H}{16} = \frac{769.835}{16} = 48,115 \text{ t / pieu}$$

XI.7.1.3. Calcul des moments par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = (\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P})$$

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}\right)$$

$\bar{M}$: Moment en tête du pieu

$\bar{P}$: Effort horizontal en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement égale à $\frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de **WARNER** en fonction de λL .

$$M(Z) = EI\theta = \left(\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}\right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}\right) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

- **Détermination des coefficients $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$,**

$$\lambda L=2 \Rightarrow \chi_{\theta P}=1.35, \chi_{\theta M}=1.69$$

$$\lambda L=3 \Rightarrow \chi_{\theta P}=1.16, \chi_{\theta M}=1.48$$

Donc :

$$\lambda L = 2.895 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.19, \chi_{\theta M} = 1.513$$

- **Condition normale**

$$\bar{P} = 5,078 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -16.852 \text{ t.m}$$

- **Condition normale**

$$\bar{P} = 48,115 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -159,676 \text{ t.m}$$

XI.7.2.Ferraillage des pieux

XI.7.2.1. Ferraillage longitudinal

Le pieu est ferrailé en flexion composée, d'après le (fascicule 68 art. 36) le ferrailage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égale à 1% de la surface du pieu.

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther

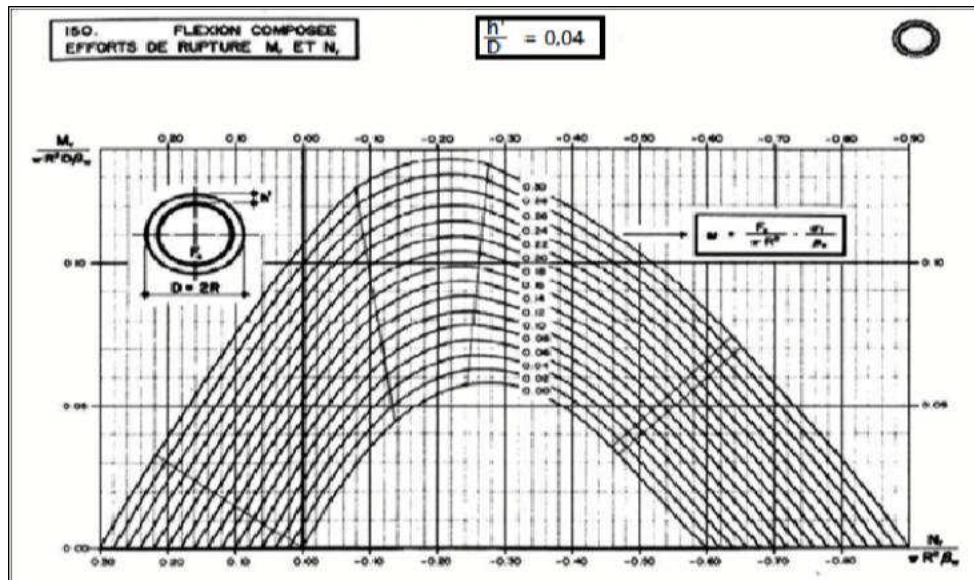


Fig. XI.10: Abaque de Walther

a) Données d'entrée de l'abaque

$$N_{\min} = 41,493 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = - 159,676 \text{ t.m.}$$

b) Définition des armatures

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier

Donc :

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{159.676}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.044$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{159.676}{3.14 \times 0.6^2 \times 2700} = 0.014$$

Où :

β_w : résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ($\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$).

R : rayon du pieu.

$M_r = M_{\max} = 159.676 \text{ t.m.}$

$N_r = N_{\min} = 41,493 \text{ t}$

On a d'après l'abaque : $\omega = 0.12$

ω : Degré mécanique des armatures totales

On a de l'abaque : $\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$

F_a : la section des armatures.

$\sigma_f = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

$$\frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0.12$$

$$F_a = \frac{0.12 \times \pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0.12 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 27}{400} = 112.562 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **24 HA25 ($A_s = 113,04 \text{ cm}^2$)**.

c) L'espacement

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{19} = 20 \text{ cm}$$

XI.7.2.2. Ferrailage transversal

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_I}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de **HA16** espacés de 20 cm dans les zones courantes et 10 cm dans les zones de jonction

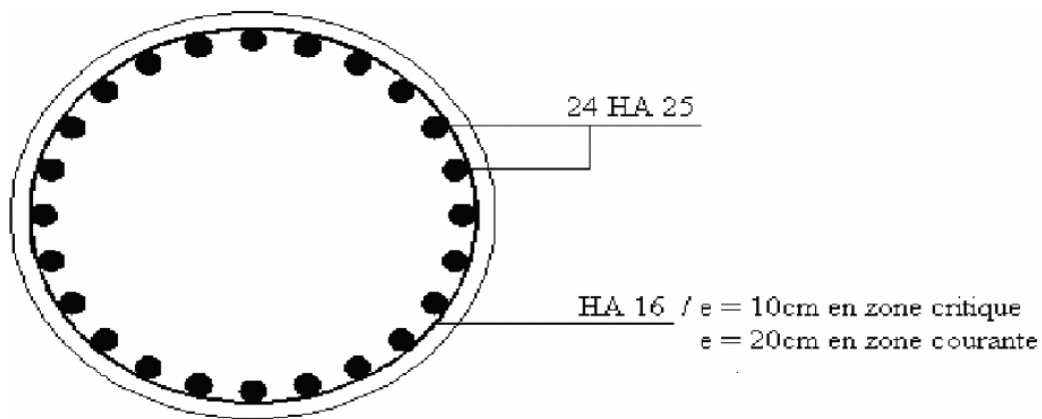


Fig. XI.11 : Ferrailage du pieu

CHAPITRE XII

Etude de la Culée

Introduction

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et de surcharges de remblais.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

XII.1. Choix de la Morphologie

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur pieux (**Culée remblayée**),

La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Deux murs latéraux (murs cachent) du côté du tablier, qui ont une fonction plutôt architecturale car ils dissimulent l'about du tablier, mais aussi un rôle mécanique, qui est la retenue latérale des remblais.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

XII.2. Implantation de la culée

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante:

H culée = **côte** projet – **côte** fondation.

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Tab.XII.1: Implantation de la culée.

Désignation	culée 1(gauche)	culée 2(droite)
Cote projet(m)	10.98	7.19
Cote de la fondation(m)	2	2
Hauteur de culées(m)	8.98	5.19
Hauteur de mur de front(m)	6.45	4.58

XII.3. Pré-dimensionnement de la culée

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr Jean-Armand CALGARO intitulé : **Projet et construction des ponts** : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants ».

On se propose d'étudier une culée, la plus haute (culée droite vers Bouira), avec les réactions max obtenus à l'ELU (toutes les dimensionnements se prévoient à l'ELU).

XII.3.1. Mur de garde grève

La hauteur h du mur de garde grève est déterminée comme suit :

h = hauteur de voussoir sur culée + hauteur de l'appareil d'appui + dé d'appui.

$$h = 3.55\text{m}$$

L'épaisseur du mur est :

$$e = \max(0.3\text{m} ; h/8) = (0.3\text{m} ; 0.44\text{m}) = 0.45\text{m} \quad e = 0.45\text{m}$$

La longueur du mur garde grève est : $L = 13\text{ m}$

XII.3.2. Le mur de front

La hauteur de mur frontale est : $h = 4.05\text{m}$

L'épaisseur de mur est : on prend l'épaisseur $e = 2.95\text{ m}$

La longueur de mur frontale est : L = la largeur de tablier, donc $L = 13.00\text{ m}$

XII.3.3. Les murs latéraux (murs cachent)

La hauteur du mur est : $h = h_{\text{MGG}} - h_{\text{Corniche}}$ (à l'extrémité encastrée) $h = 3.3\text{ m}$

L'épaisseur du mur latéral est : $e = 2.35\text{ m}$.

La longueur du mur latéral est : $L = 2.5\text{ m}$.

XII.3.4. Les murs en retour

La hauteur de mur est : celle de la culée $h = 8.98\text{m}$

L'épaisseur du mur en retour est : $e = 80\text{cm}$.

La longueur de murs est : $L = 1.65\text{m}$.

XII.3.5 Dalle de transition

La longueur de la dalle est : $L = \text{Min}[6\text{ m}, \text{Max}(3\text{ m}, 0.6H)]$

H : étant la hauteur du remblai $H = 8.98\text{ m}$.

Donc : $L = \text{Min}[6\text{ m}, \text{Max}(3\text{ m}, 4.56\text{m})]$

Soit : $L = 5\text{ m}$.

L'épaisseur de la dalle de transition généralement est : **e = 30cm**

La dalle de transition suit une pente de **P = 3%**.

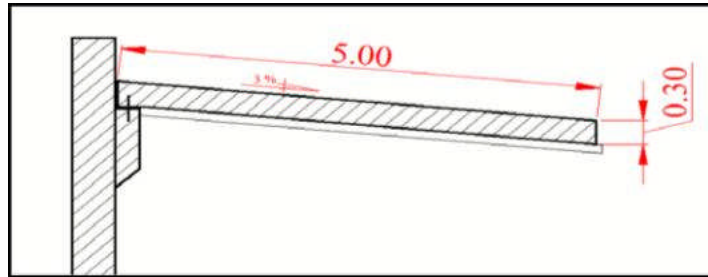


Fig. XII.1 : Dalle de transition

XII.3.6. La semelle

On prend :

L'épaisseur de la semelle est : **e = 2 m.**

La longueur de la semelle est : **L = 13,60 m.** (quatre pieux de 1.2 m de diamètre)

La largeur de la semelle est : **B = 5.6 m.** (deux pieux de 1.2 m de diamètre)

XII.3.7. Sommier d'appui

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal.

Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

La longueur du sommier est : $L = \text{largeur du pont} - 2 \times (\text{épaisseur de mur cache})$

Donc

L = 9m.

La largeur du sommier est : **B = 2.50 m.**

Les appareils d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier, on prend

d = 50 cm.

XII.4. Évaluation des efforts sollicitant la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

XII.4.1. Calcul du coefficient de poussée

Dans les conditions normales

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE- OKABE qui est citée dans le **RPOA**

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai – culée (sol – béton)

$\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement

$\beta = 0$: Angle de talus

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale

K : coefficient caractérisant le séisme $k = \sqrt{\varepsilon H^2 + (1 \pm \varepsilon v)^2}$

$\varepsilon H = 10.1$: accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\varepsilon v = 0.07v$: accélération du séisme dans le sens verticale.

L'effort sismique horizontal : $H_s = \varepsilon H \cdot G$

L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \varepsilon v) \cdot G$

En conditions sismiques on prend :

$\varepsilon H = 0.1$ et $\varepsilon v = 0.07$

$\varepsilon H = 0.1$ et $\varepsilon v = 0.00$

$\varepsilon H = 0.1$ et $\varepsilon v = -0.07$

Pour les conditions normales :

$\varepsilon H = \varepsilon v = 0.00$ $K=1$ $\theta = \theta^0$ $K_{ah} = 0.33$

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme :

Action du séisme	Notation	εH	εv	K	θ°	K_{ah}
Condition normale	1 cas	0.00	0.00	1.00	0.00	0.333
Vertical ↓+ Horizontal	2 cas	0.10	0.07	1.075	5.34	0.420
Horizontal	3 cas	0.10	0.00	1.005	5.71	0.395
Vertical ↑+ Horizontal	4 cas	0.10	-0.07	0.935	6.14	0.374

XII.4.2. Poussée des surcharges de remblai

L'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$, qu'on majore par 20 % :

$$P = q \cdot S$$

Avec :

S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L$$

Avec :

$\gamma = 1,8 \text{ t / m}^2$, poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A.

M_s : désigne le moment stabilisant

M_r : désigne le moment renversant.

XII.4.3. Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais)

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

- **Stabilité au renversement**

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \quad \text{condition normale}$$

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.00 \quad \text{condition sismique}$$

Tab.XII.3: Résultats du calcul de la poussée à vide

Cas	V (t)	H (t)	MR (t.m)	Ms (t.m)	M_s/M_g	$VH(\tan \phi)$
1	1440,79	259,531	1116,8638	5260,7325	4,71027219	3,2051667
2	1541,6453	471,429	2074,52895	5628,98378	2,71337924	1,8880233
3	1440,79	451,929	1990,64685	5260,7325	2,64272516	1,8406434
4	1339,9347	435,559	1920,19485	4892,48123	2,54790874	1,7761343

Dans les 04 cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

XII.5. Ferrailage des éléments de culée

XII.5.1. Mur de 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 :

- Poussée des terres.
- Poussées des charges locales.
- Effort de freinage.

Le mur garde grève est suppose encastre a la base dans les calculs de béton arme.

XII.5.1.1. Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève

a) Poussée des terres

$$M_{pt} = P \times \frac{h}{3} \quad \text{avec} \quad P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma h^2 K_a$$

$K_a = 0,33$: coefficient de poussée.
 $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique du remblai.
 $h = 3,55 \text{ m}$: hauteur du mur garde grève.
 Donc: $M_{pt} = 4,47 \text{ t.m}$

$$\begin{cases} M_{ptu} = 1,35 \times 4,47 = 6,03 \text{ m.t} & \text{à l'ELU} \\ M_{ptser} = 4,47 \text{ m.t} & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

b) Moment dû à la poussée des charges locales

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, places d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m).

Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

Les rectangles sont de dimension $0.25 \times 0.75 \text{ m}^2$

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface Φ donnée par :

$$\Phi = \frac{12}{0.25 \times 0.75} = 64 \text{ t}$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h est donné par l'expression générale :

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

Avec : $K = K_{ah} \times B_c \times \delta \times \mu$

$K_{ah} = 0.333$

$B_c = 0,95$: pour un pont de première classe avec de trois voie chargées.

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai).

μ : Coefficient de pondération $\mu = \begin{cases} \delta = 1.6 \text{ à l'ELU} \\ \delta = 1.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

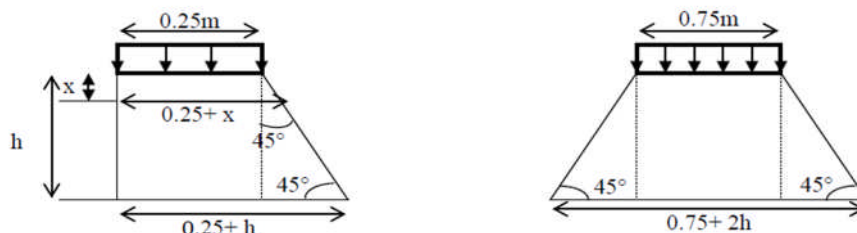


Fig. XII.2 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur

Dans ce cas on a :

$$\int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx = [(h+0.25)x \ln(0.25+x) - x]_0^h$$

$$\int_0^{3.55} \frac{h-x}{0.25+x} dx = 6.79$$

et :

$$K = 0.333 \times 0.95 \times 1 \times \mu$$

$$\begin{cases} K = 0.51 \text{ a l'ELU} \\ K = 0.38 \text{ a l'ELS} \end{cases}$$

Donc

$$M_p = \frac{12k}{0.75+2h} \times 6.79$$

$$\begin{cases} M_{pu} = 5.29 \text{ t.m a l'ELU} \\ M_{pser} = 3.94 \text{ t.m a l'ELS} \end{cases}$$

c) Moment dû à la force de freinage du camion Bc

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

μ : Coefficient de pondération

$$\begin{cases} \mu = 1.6 \text{ a l'ELU} \\ \mu = 1.2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$$

On considère un essieu d'un camion B_C 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 (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%.

$$\begin{cases} M_{fu} = \frac{2 \times 1.6 \times 6 \times 3.55}{0.25 + 2 \times 3.55} = 9.27 \text{ m.t} \\ M_{pser} = \frac{2 \times 1.2 \times 6 \times 3.55}{0.25 + 2 \times 3.55} = 6.95 \text{ m.t} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{fu} = 9.27 \text{ m.t a l'ELU} \\ M_{pser} = 6.95 \text{ m.t a l'ELS} \end{cases}$$

d) *Combinaison d'action***A l'ELU**

$$M_u = 1.35 M_G + 1.6 M_Q$$

$$M_u = 6,03 + (5,29 + 9,27) = 20,59 \text{ t.m}$$

A l'ELS

$$M_{ser} = M_G + 1.2 M_Q$$

$$M_{ser} = 4,47 + (3,94 + 6,95) = 15,36 \text{ t.m}$$

XII.5.1.2. Ferrailage**a) Ferrailage verticale**

Ce ferrailage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastree dans la semelle. Le mur garde grève est sollicite en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et les fissurations sont considérées préjudiciables.

On a comme données :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; h = 0,45 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 h = 0,405 \text{ m}.$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section : $A_s = 15,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$, la vérification à l'ELS a donnée une section de $21,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on prend **7HA20/ml**, pour $A_s = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $e_s = 12 \text{ cm}$

b) Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} \geq 2.3 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.22 \times 1 \times 0.405}{400}$$

$$A_{min} = 5.17 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_s > A_{min} \rightarrow \text{la CNF est vérifiée}$$

Pour une bonne disposition constructive,

on prend **7HA12 (7.92 cm²/ml)**, avec un espacement de 12 cm

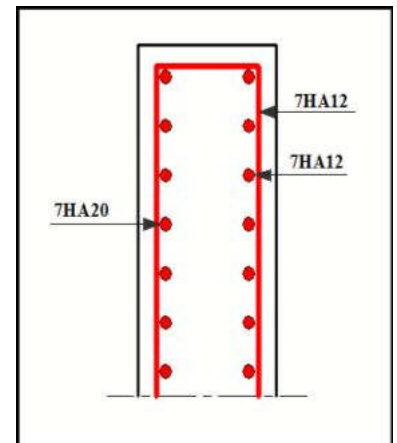


Fig. XII.3 : Ferrailage du mur garde grève

XII.5.2.1. Evaluation des efforts

Poids propre de la dalle :	$0.3 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/m}^2$
Revêtement :	$2.2 \times 0.08 = 0.176 \text{ t/m}^2$
Remblai :	$1.8 \times 0.6 = 1,08 \text{ t/m}^2$
Surcharges :	$1,20 \text{ t/m}^2$ (surcharges sur remblai)

Tab.XII.4: Evaluation des efforts

Type de charge	Q (t/ ml)	Moment (t.m/ m ²)	Effort tranchant (t)
Poids propre	0,75	2,34	1,875
Revêtement	0,176	0,55	0,44
Remblai	1,08	3,375	2,7
Surcharges	1,2	3,75	3

- **Combinaison d'action**

A l'ELU

Moment

$$M_u = 1.35 M_G + 1.6 M_Q$$

$$M_u = 1,35(2,34 + 0,55 + 3,375) + 1,6(3,75) = 14,46 \text{ t.m}$$

Effort tranchant

$$T_u = 1.35 T_G + 1.6 T_Q$$

$$T_u = 1,35(1,875 + 0,44 + 2,7) + 1,6(3) = 11,57 \text{ t}$$

A l'ELS

Moment

$$M_{ser} = M_G + 1.2 \times M_Q$$

$$M_{ser} = 6,265 + 1,2 (3,75) = 10,77 \text{ t.m}$$

Effort tranchant

$$T_{ser} = M_G + 1.2 \times M_Q$$

$$= 5.015 + 1,6(3) = 9,82 \text{ t}$$

XII.5.2.2. Ferrailage**a) Ferrailage verticale**

Ce ferrailage se fait en flexion simple.

On a comme données :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; h = 0,30 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 h = 0,27 \text{ m}.$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section : $A_s = 18,17 \text{ cm}^2$, la vérification à l'ELS a donnée une section de $24,54 \text{ cm}^2$

Donc on prend **5HA25 /ml**, pour $A_s = 24,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec espacement de 18 cm

b) Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq 2.3 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.22 \times 1 \times 0.27}{400}$$

$$A_{\min} = 3.45 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_s > A_{\min} \rightarrow \text{la CNF est vérifiée}$$

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:

5 HA16/ml (10.05cm²/ml), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 18 cm.

c) Vérification à l'effort tranchant : (fissuration très préjudiciable)

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.1157}{1 \times 0.27} = 0.428 \text{ MPa}$$

V_u : Valeur de l'effort tranchant à l'ELU.

Pour les armatures droites :

$$\bar{\tau}_u = \min (4 \text{ MPa} ; 0,10f_{c28}) = 2,7 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{V_u \times b}{0.8 \times d \times f_e} = \frac{0.1157 \times 1}{0.8 \times 0.27 \times 400} = 0.13 \text{ cm}$$

S_t : C'est l'espacement entre les armatures.

$$S_t = \min [0,9d; 40\text{cm}] = 24,3 \text{ cm. Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t = 20 \times 0,13 = 2,6 \text{ cm}^2.$$

d) Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4 \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 100}{400} = 0.10 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec } S_t = 20 \text{ cm et } A_t > 2.6 \text{ cm}^2$$

Soit **2 cadres de HA14** pour $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$.

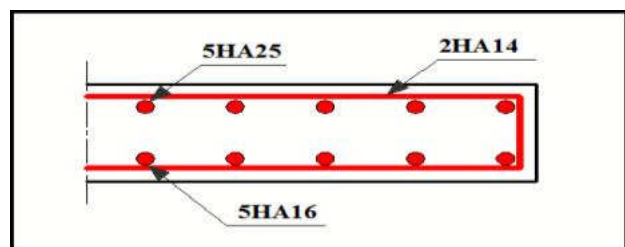


Fig. XII.4 : Ferrailage de la dalle de transition

XII.5.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau sert d'appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

XII.5.3.1. Evaluation des efforts

- Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = \frac{P \times L}{2} = \frac{0.3 \times 5 \times 2.5}{2} = 1.88 \text{ t}$
- Réaction des poids des terres : $R_2 = \frac{P \times L}{2} = \frac{0.6 \times 5 \times 1.8}{2} = 2.7 \text{ t}$
- Réaction due au revêtement: $R_3 = \frac{P \times L}{2} = \frac{0.08 \times 5 \times 2.2}{2} = 0.44 \text{ t}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_4 = \frac{q \times L}{2} = \frac{5 \times 1.2}{2} = 3 \text{ t}$

- **Combinaison d'action**

Réactions

$$R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6(R_5) = 12,32 \text{ t}$$

$$R_{ELS} = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2(R_5) = 9,17 \text{ t}$$

Moments

$$M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6(R_5)] \times 0,14 = 1,72 \text{ t.m}$$

$$M_{ELS} = [1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2(R_5)] \times 0,14 = 1,28 \text{ t.m}$$

XII.5.3.1. Ferrailage

a) Ferrailage verticale

Ce ferrailage se fait en flexion simple.

On a comme données :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; h = 0,25 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 h = 0,225 \text{ m}.$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section : $A_s = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, la vérification à l'ELS a donnée une section de $6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Donc on prend **6HA12/ML**, pour $A_s = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec espacement de 15 cm

b) Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq 2,3 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,22 \times 1 \times 0,225}{400}$$

$A_{\min} = 2.87 \text{ cm}^2$ donc $A_s > A_{\min} \rightarrow$ la CNF est vérifiée

c) Les armatures de répartition

$$A_R = \frac{A_s}{3} = \frac{6.97}{3} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend **3HA10/ml (2.36cm²)**.

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des barre de fixation de **HA25/50** tous les 1 m.

XII.5.4. Mur en retour

Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux cotés et il est sollicité par les charges suivantes :

- Poids propre du mur.
- Poussée horizontale des terres.
- Poussée due à la surcharge de remblai.
- Des charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'excentricité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

XII.5.4.1.Evaluation des efforts

a) Efforts horizontaux

Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma h^2 = \frac{1}{2} [0.333 \times 1.8 \times 8.90^2] = 24.16 \text{ t}$

Poussée des surcharges de remblais : $P_{sr} = 0.333 \times 1.2 \times 8.90 = 3.55 \text{ t}$

Poussée de la surcharge concentrée : $P_{sc} = 2 \text{ t}$

a.1) Détermination des moments

Poussée des terres : $M_t = 24.16 \times \left(\frac{8.90}{3}\right) = 71.85 \text{ t.m}$

Poussée des surcharges de remblais : $M_{sr} = 3.55 \times 2.53 = 8.98 \text{ t.m}$

Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2 \times 8.9 = 17.8 \text{ t.m}$

Les combinaisons

A L'ELU : $M_u = 1,35M_t + 1,6 (M_{sr} + M_{sc}) = 139,84 \text{ t.m}$

A L'ELS : $M_{ser} = M_t + 1,2 (M_{sr} + M_{sc}) = 103.98 \text{ t.m}$

b) Efforts verticaux

Poids propre du mur : $P_G = 0,8 \times 8,9 \times 1,65 \times 2,5 = 29,37 \text{ t}$

Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4$

Poids de la superstructure : $P_{su} = 0,8 \times 0,08 \times 2,2 = 0,14$

b.1) Détermination des moments

Poids propre du mur : $M_G = 29,37 \times 3,8 = 111,60 \text{ t.m}$

Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $M_{sc} = 4 \times 3,8 = 15,2 \text{ t.m}$

Poids de la superstructure : $M_{su} = 0,14 \times 8,9 = 1,24 \text{ t.m}$

Les combinaisons

A L'ELU : $M_u = 1,35M_t + 1,6 (M_{sr} + M_{sc}) = 176,964 \text{ t.m}$

A L'ELS : $M_{ser} = M_t + 1,2 (M_{sr} + M_{sc}) = 131,328 \text{ t.m}$

XII.5.4.2.Ferraillage

a) Ferraillage verticale

Ce ferraillage se fait en flexion simple, et les fissurations sont considérées préjudiciables. On a comme données :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $h = 0,80 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $d = 0,9 h = 0,72 \text{ m}$.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section: $A_s = 39,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, la vérification à l'ELS a donnée une section de $56,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Donc on prend **7HA32/ML**, pour $A_s = 56,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec espacement de 11 cm.

b) Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq 2,3 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,22 \times 1 \times 0,72}{400}$$

$$A_{\min} = 9,19 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_s > A_{\min} \rightarrow \text{la CNF est vérifiée}$$

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:

7HA20/ml (21,99 cm²), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 12 cm.

c) Les armatures de répartition

$$A_R = \frac{A_s}{3} = \frac{56,30}{3} = 18,77 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend **7HA20/ml (21,99cm²)**, avec un espacement de 12 cm

d) Ferrailage de suspension

$M_U = 93.73 \text{ t.m/ml}$.

Ce ferrailage se fait en flexion simple

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $h = 0,80 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $d = 0,9 h = 0,72 \text{ m}$.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section : $A_s = 38,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, la vérification à l'ELS a donnée une section de $56,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Donc on prend **7HA32/ml**, pour $A_s = 56,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec espacement de 11 cm

e) Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq 2.3 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.22 \times 1 \times 0.72}{400}$$

$$A_{\min} = 9.19 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_s > A_{\min} \rightarrow \text{la CNF est vérifiée}$$

$A_{\min} = 9,19 \text{ cm}^2$ donc $A_s > A_{\min} \Rightarrow$ La CNF est vérifiée.

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:

7HA20/ml (21,99 cm²), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 12 cm.

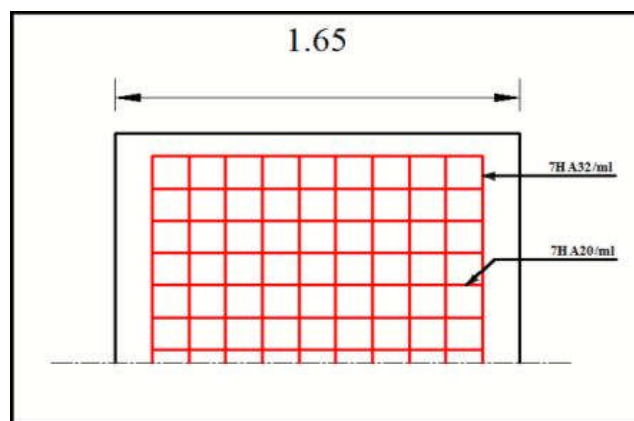


Fig. XII.5 : Ferrailage du Mur en retour

XII.5.5. Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée il est sollicité par :

XII.5.5.1. Forces verticales

- Réaction du tablier due à la charge permanente.
- Poids propre du corbeau, de mur garde grève de mur cache de mur en retour et de dalle de transition
- Leur poids propre.

XII.5.5.2. Forces horizontales

- Poussée des terres.
- Force sismique horizontale
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

XII.5.5.3. Evaluation des charges et surcharges

Le tableau ci après donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable

c.1. Récapitulatif des efforts

Le calcul se fait par un mètre linéaire

• Condition normale

$$\text{Effort normal : } N(t) = \sum (1 + \varepsilon_v) P = 1228.56 \text{ t}$$

$$\text{Effort normal à l'ELS : } N_{ELS} = \frac{1228.56}{13} = 94.50 \text{ t}$$

$$\text{Effort normal à l'ELU : } N_{ELU} = 1.35 \times N_{ELS} = 127.58 \text{ t}$$

$$\text{Moment : } M = \sum M_S - \sum M_R = 98.91 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment à l'ELS : } M_{ELS} = \frac{98.91}{13} = 7.6 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment à l'ELU : } M_{ELU} = 1.35 \times M_{ELS} = 10.27 \text{ t.m}$$

• Condition sismique

$$\text{Effort normal : } N(t) = \sum P(t) = 1874.77 \text{ t}$$

$$\text{Effort normal à l'ELS : } N_{ELS} = \frac{1874.77}{13} = 144.21 \text{ t}$$

$$\text{Effort normal à l'ELU : } N_{ELU} = 1.35 \times N_{ELS} = 194.69 \text{ t}$$

$$\text{Moment : } M = \sum M_S - \sum M_R = |-311.82| = 311.82 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment à l'ELS : } M_{ELS} = \frac{311.82}{13} = 23.99 \text{ t.m}$$

Moment à l'ELU $M_{ELU} = 1.35 \times M_{ELS} = 32.38 \text{ t.m}$

Tab.XII.5: Sollicitations à la base du voile

	à l'ELU		à l'ELS	
	Condition normale	Condition sismique	Condition normale	Condition sismique
M (t.m)	10,27	32,38	7,6	23,99
N (t)	127,58	194,69	94,5	144,21

XII.5.5.4.Ferraillage

a) Ferraillage verticale

Le ferraillage se fait en flexion composée, et les fissurations sont considérées préjudiciables.

On a comme données :

$f_{t28} = 27 \text{ MPa}$; $h = 2,95 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $d = 0,9 h = 2,655 \text{ m}$.

On remarque que la condition la plus défavorable est la Condition sismique, donc on va ferrailler avec la condition sismique.

$M_u = 32.38 \text{ t.m}$

$N_u = 194.69 \text{ t}$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section : **$A_s = 0,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$** .

b) Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq 2.3 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.22 \times 1 \times 2.655}{400}$$

$$A_{\min} = 33.89 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_s > A_{\min} \rightarrow \text{la CNF n'est pas vérifiée}$$

On va ferrailler avec la section trouvée à la vérification de la condition de non fragilité donc on prend

7HA25/ml (34,36 cm²), avec un espacement de 12 cm.

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:

7HA20/ml (21,99 cm²), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 12 cm.

c) Les armatures de répartition

$$A_R = \frac{A_S}{3} = \frac{34.36}{3} = 11.45 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend **6 HA16/ml (12.06cm²)**, avec un espacement de 15cm.

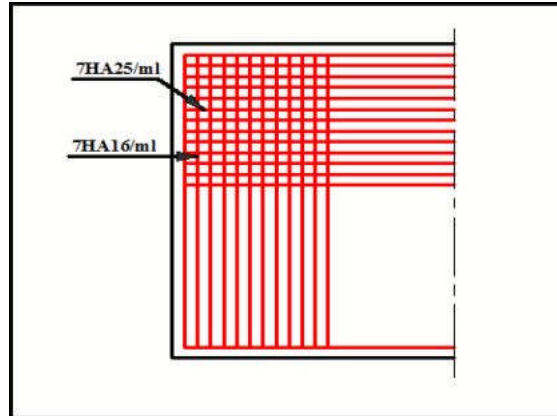


Fig. XII.6: Ferrailage du Mur frontal

XII.5.6. La semelle

XII.5.6.1. Evaluation des efforts agissants sur la semelle

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Tab.XII.6: Les efforts agissants sur la semelle

cas	H (t)	V (t)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
1	259,531	1440,79	1116,8638	5260,7325
2	471,429	1541,6453	2074,52895	5628,98378
3	451,929	1440,79	1990,64685	5260,7325
4	435,559	1339,9347	1920,19485	4892,48123

a) Caractéristique de la semelle

La longueur de la semelle est : **L = 13,60 m.**

La largeur de la semelle est : **B = 5.6 m.**

L'épaisseur de la semelle est : **e = 2 m.**

- **La Condition normale**

$$N_{\max} = 1440,79 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 5260,7325 - 1116,8638 = 4143,87 \text{ t.m}$$

La Condition sismique

G (1 ±0,07)

N_{max}=1541,65 tM_{max}=5628,98378-2074,52895 =3554,45 t.m**b) Détermination du nombre des pieux**

Effort maximal =1 541,6453 t

En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 450 t

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{1\,541.65}{450} = 3.43$$

D'après ce calcul ; on peut prendre un nombre de pieux égal à 4. Mais après un calcul itératif des efforts revenants à chaque pieu (voir le paragraphe ci-après) et les dispositions des pieux par rapport à la semelle, on constate qu'il faut avoir un nombre de pieux égal 8.

Donc on prend **n = 8 pieux de diamètre Ø 1,2 m.**

c) Effort revenant à chaque pieu

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide,
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à **(XOY)**, l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{xy}}{\sum y^2} \pm \frac{M_{yx}}{\sum x^2}$$

- **Condition normale**

$$N_1 = \frac{1\,440.79}{8} + \frac{4\,143.87 \times 1.8}{(1.8^2) \times 8} = 467.87 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1\,440.79}{8} - \frac{4\,143.87 \times 1.8}{(1.8^2) \times 8} = -107.67 \text{ t}$$

- **Condition sismique**

$$N_1 = \frac{1\,541.65}{8} + \frac{3\,554.45 \times 1.8}{(1.8^2) \times 8} = 439.54 \text{ t}$$

$$N_1 = \frac{1\,541.65}{8} - \frac{3\,554.45 \times 1.8}{(1.8^2) \times 8} = -54.13 \text{ t}$$

XII.5.6.2. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)

a) Armatures transversales inférieures

La Condition de la méthode $\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right.$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{2}{\frac{3.6}{2} - \frac{2.95}{4}} = 1.88 \Rightarrow \alpha = 62^\circ > 45^\circ$$

La condition est vérifiée.

$$\frac{3.6}{2} - \frac{2.95}{4} = 1.6 < 1.6 \text{ La condition est vérifiée}$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

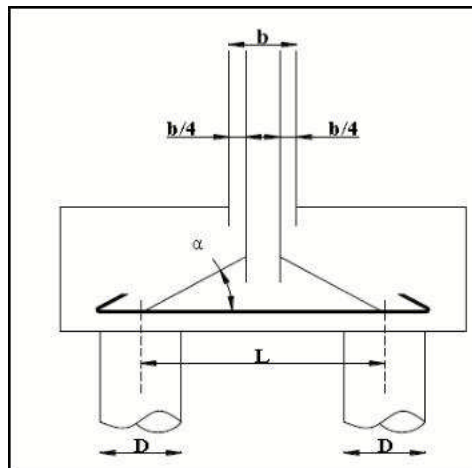


Fig. XII.7 : la semelle

- Condition normale

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26700 \text{ t/m}^2$$

$$A_1 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{467.87}{267000} \times \frac{1.06}{1.95} = 0.00952 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 95,25 \text{ cm}^2.$$

- **Condition sismique**

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A_1 = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{439.54}{40000} \times \frac{1.06}{1.95} = 0.00952 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 59,73 \text{ cm}^2.$$

La condition la plus défavorable est la Condition normale, alors la section adoptée est

$$A_{ti} = 95,25 \text{ cm}^2, \text{ on prend } 20\text{HA25} \quad (A_{ti} = 98.17 \text{ cm}^2)$$

- **Espacement**

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$

n : Nombre de barre = 20 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

Donc

$$S_t = \frac{1.2 + 2 - 0.05}{20 - 1}$$

$$S_t = 16 \text{ cm}.$$

b) Armatures inférieures longitudinales

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

$$A_{li} = \frac{A_{ti}}{3} = \frac{98.17}{3} = 32.72 \text{ cm}^2$$

On prend **6 HA25** avec ($A_{li} = 34.36 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

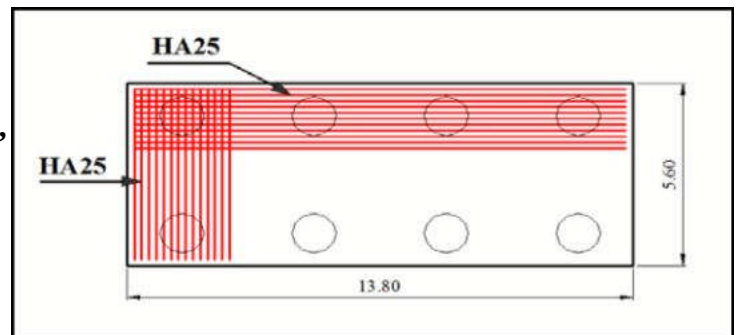


Fig. XII.8 : Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle

c) Armatures de construction

c.1. Armatures transversales supérieures

Les armatures transversales sont à disposer dans le sens de largeur de la semelle. Leur section par mètre de longueur est :

$$A_{ts} = \frac{A_{ti}}{10} = \frac{98.17}{10} = 9.82 \text{ cm}^2 / \text{ ml.}$$

On prend 5 HA16/ml pour, $A_{ts} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

c.2. Armatures longitudinales supérieures

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. leur section par mètre de largeur est :

$$A_{ls} = \frac{A_{li}}{10} = \frac{32.72}{10} = 3.27 \text{ cm}^2 / \text{ ml.}$$

On prend 3 HA14/ml pour $A_{ls} = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$, d'un espacement $S_t = 30 \text{ cm}$.

d) Armatures latérales

$$A_{lt} = \frac{A_{li}}{10} = \frac{98.17}{10} = 9.82 \text{ cm}^2 / \text{ ml.}$$

On prend 5 HA16/ml pour $A_{lt} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

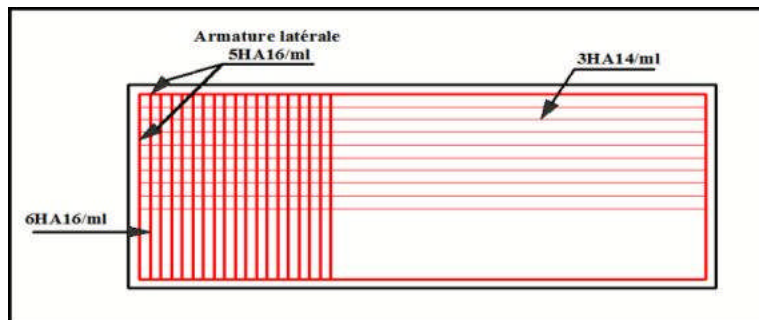


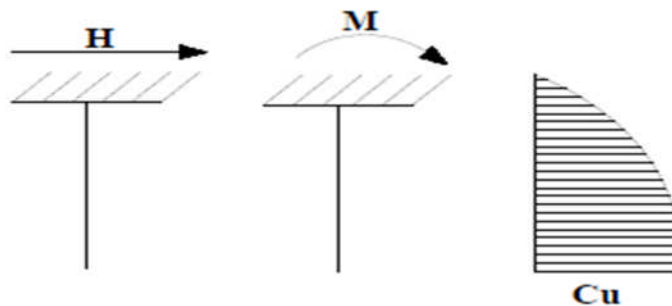
Fig. XII.9 : Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle

XII.5.7. Etude et ferrailage des pieux

XII.5.7.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4^{ème} degré :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u d_y = 0$$



b : diamètre des pieux.

C_u : module de réaction du sol.

y : déplacement en tête des pieux.

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{C_u b}}$$

α : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

a) Calcul de λ

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4 EI}}$$

b = $\Phi_{\text{pieu}} = 120$ cm.

$C_u = 3,5$ Kg/cm³.

E : module d'élasticité du béton. $E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\,000$ MPa

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1.2)^2}{64} = 0.1017 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4 EI}} = \sqrt[4]{\left(\frac{35 \times 1.2}{4 \times 33\,000 \times 0.1017}\right)} = 0.273 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de **WARNER**.

Donc :

$$\lambda L = 0.273 \times 12 = 2,844 \text{ m.}$$

b) Effort horizontal maximum en tête du pieu

- **Condition normale**

$$H = 259.531 \text{ t}$$

$$\bar{P} = \frac{H}{8} = \frac{81.240}{8} = 32.441 \text{ t / pieu}$$

- **Condition sismique**

$$H = 417,429 \text{ t}$$

$$\bar{P} = \frac{H}{16} = \frac{769.835}{16} = 48,115 \text{ t / pieu}$$

c) Calcul des moments par la formule de **WARNER**

La méthode de **WARNER** permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}\right)$$

Pour les pieux encastres en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}\right)$$

$\bar{M}$: Moment en tête du pieu

$\bar{P}$: Effort horizontal en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement égale à $\frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de **WARNER** en fonction de λL .

$$M(Z) = EI\theta = \left(\chi_{\theta M} \times \bar{M}\right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}\right) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

- **Détermination des coefficients $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$,**

$$\lambda L = 2 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.35, \chi_{\theta M} = 1.69$$

$$\lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.16, \chi_{\theta M} = 1.48$$

Donc :

$$\lambda L = 2.895 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.19, \chi_{\theta M} = 1.513$$

- **Condition normale**

$$\bar{P} = 32.441 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -107.66 \text{ t.m}$$

- **Condition normale**

$$\bar{P} = 58,929 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -195,563 \text{ t.m}$$

XII.5.7.2. Ferrailage des pieux

a) Ferrailage longitudinal

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther

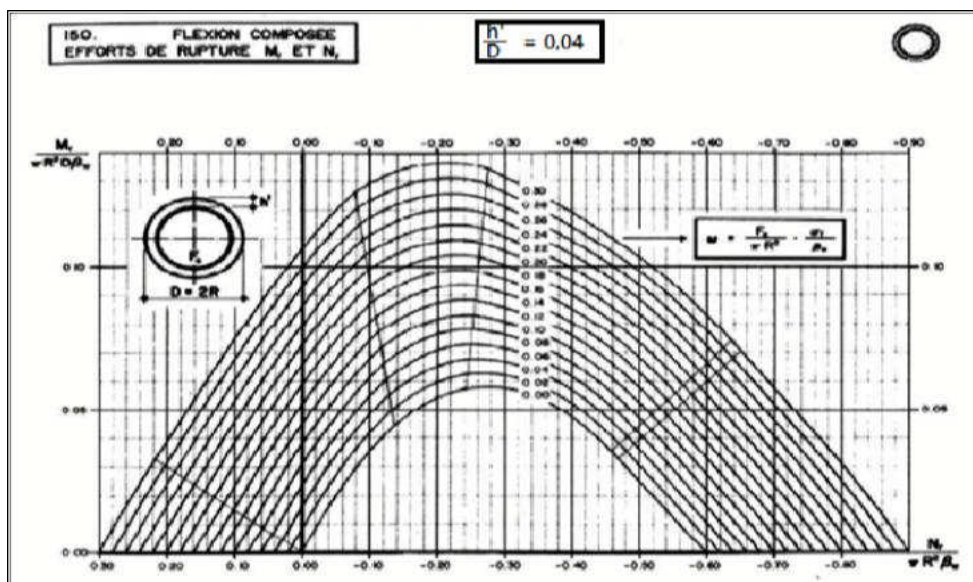


Fig. XII.10 : Abaque de Walther

a.1. Données d'entrée de l'abaque

$$N_{\min} = -54,13 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = -195,563 \text{ t.m.}$$

a.2. Définition des armatures

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier

Donc :

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{159.676}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.044$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{159.676}{3.14 \times 0.6^2 \times 2700} = 0.014$$

Où :

β_w : résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ($\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$).

R : rayon du pieu.

$$M_r = M_{\max} = -195,563 \text{ t.m.}$$

$$N_r = N_{\min} = -54,13 \text{ t.}$$

On a d'après l'abaque : $\omega = 0.12$

ω : Degré mécanique des armatures totales

$$\text{On a de l'abaque : } \omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

F_a : la section des armatures.

$\sigma_f = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

$$\frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0.12$$

$$F_a = \frac{0.12 \times \pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0.12 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 27}{400} = 112.562 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **24 HA $\Phi 25$ ($A_s = 113,04 \text{ cm}^2$).**

a.3. L'espacement

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{19} = 20 \text{ cm}$$

b) Ferrailage transversal

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_I}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de **HA16** espacés de 20 cm dans les zones courantes et 10 cm dans les zones de jonction.

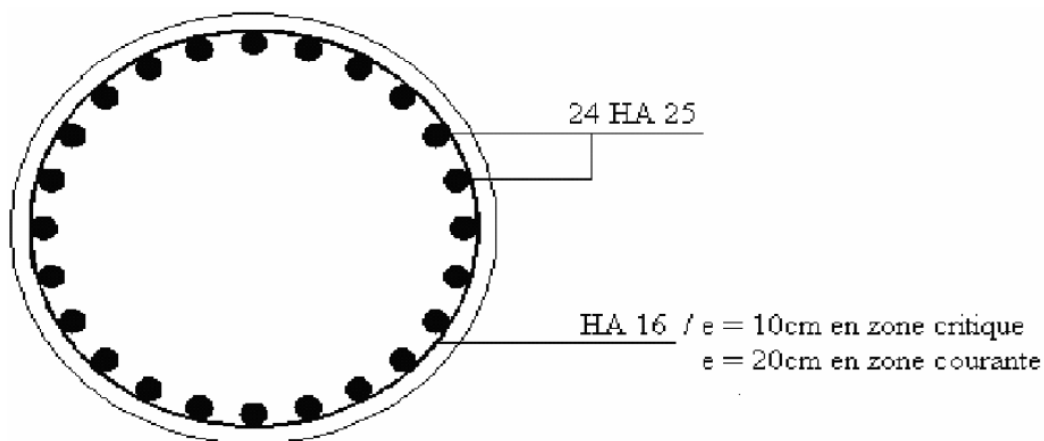
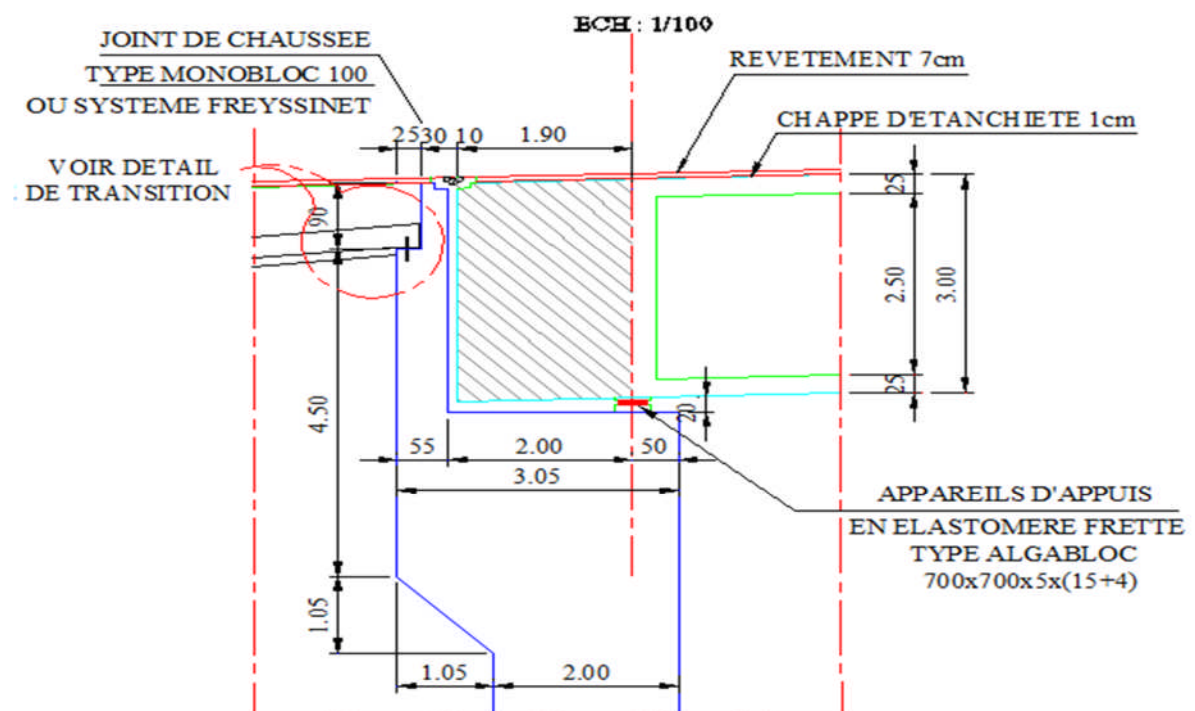


Fig. XII.11 : Ferrailage du pieu





Conclusion Générale

Conclusion générale

Le travail présenté dans ce mémoire porte sur l'étude d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place. Notre préoccupation majeure s'est penchée sur le calcul de la résistance et la réalisation de cet ouvrage ; ce qui nous a permis de répondre à plusieurs questions importantes notamment :

- La définition des différents matériaux à utiliser, nous a permis de vérifier les contraintes admissibles.
- Le passage par une répartition des efforts, nous a permis de déterminer les combinaisons qui donnent les plus grandes sollicitations.
- La nécessité d'établir des points de contrôle pour s'assurer du bon fonctionnement et en permanence de cet ouvrage.

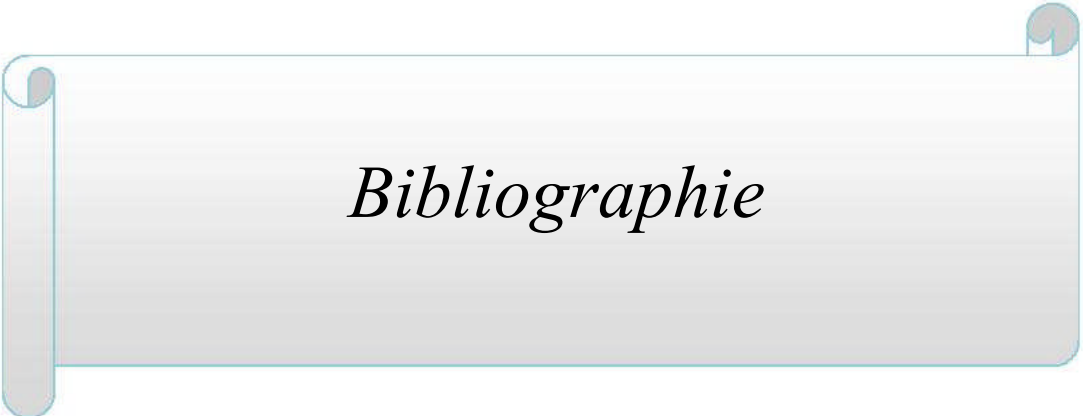
Ainsi, la stabilité au niveau des apports du tablier et celle des pieux vis-à-vis de la nature du terrain, nous a permis de confirmer la longévité de l'ouvrage.

Ce travail nous a donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours universitaire (Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou).

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances et de les rendre plus accessibles à notre compréhension.

Grâce aux calculs effectués, soit manuellement ou en utilisant des logiciels de calcul automatique, nous avons acquis des connaissances importantes qui nous serviront dans la vie professionnelle. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde du travail avec beaucoup de confiance.

Enfin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les promotions futures.



Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

- **Bulletins technique de la SETRA** : "Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (Edition 1972) ;
- **Conception des ponts** : A.BERNARD – GELY & J.A CALGARO." Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2006) ;
- **Document technique réglementaire** : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;
- **Guide de conception de la SETRA** : "Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (Juin 2003) ;
- **Le béton précontraint aux états limites** : HENRY THONIER. "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992) ;
- **Le fascicule n° 61 titre II du CPC** : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes"(Edition 1971) ;
- **Le fascicule n° 62 titre I - Section I du CCTG** : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites-BPEL91 révisé 99" (Avril 1999) ;
- **Le fascicule n° 62 titre I - Section II du CCTG** : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites-BPEL91 révisé 99" (Avril 1999) ;
- **Le fascicule n° 62 titre V du CCTG** : "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil " (Septembre 1993) ;
- **Projet et construction des ponts** : J.A CALGARO, M.VIRLOGEUX. "Analyse structurales des tabliers de ponts .Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 1994) ;
- **Projet et construction des ponts** : J.A CALGARO. "Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants. Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2000) ;
- **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés** : JEAN-PIERRE MOUGIN, (Edition 2000) ;
- **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99**, EYROLLES, (Edition 2000) ;
- **Règles B.P.E.L 91**, EYROLLES,(Edition 1993) ;

— LOGICIELS

- **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.**
- **AutoCAD 2010.**
- **Socotec : Logiciel de calcul et ferraillage.**

— SITES INTERNET

- www.Setra.fr
- www.Freyssinet.com

— THESES

- *Conception et étude d'un tablier de pont construit par encorbellement successif ; étudié par Mr : DJ. AIT AMAR, A.ABDOUS; encadré par Mr : H.HAMMOUM soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou . (Promotion juin 2011).*
- *Etude du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs ; étudié par Mr : L.AKKOU , S. CHALAL ; encadré par Pr : K.AIT TAHAR soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou . (Promotion juin 2010).*
- *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 d'un pont construit par encorbellements successifs avec des voussoirs coulés sur place étudié par Mr : Y.CHELLI ,F.CHELOUL et I.CHERIFI ; encadré par Mr: ADJRAD Arezki soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou . (Promotion juin 2013).*