

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



*Université Mouloud MAMMÉRI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil*



Mémoire

*DE FIN D'ETUDE EN VUE DE L'OBTENTION DE DIPLOME MASTER EN
GENIE CIVIL*

Option : Voirie et Ouvrage d'Art

Thème :

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



Proposé par l'E.N.G.O.A

Présenté par :

Melle DEMRI Sabrina
Mr OUERDI Arezki

Encadré par :

Mme OUKID

Promotion 2012/2013

Remerciements

*Nous tenons à remercier Mme. Oukid
notre encadreur et exprimons toute notre
gratitude à Monsieur le Professeur K. AIT
TAHAR, pour l'effort fourni, les conseils
prodigués, sa patience et sa persévérance
dans le suivi. Nous adressons également
nos remerciements, à tous les enseignants
de l'UMMTO, qui nous ont données les
bases de la science et savoir, nous
remercions très sincèrement, les membres
de jury d'avoir bien voulu accepter de faire
partie de la commission
d'examineur, nous remercions aussi
l'ensemble du personnel de l'ENGOA pour
leur aide.*

*Nous exprimons nos remerciements à toute
personne qui a participé de près ou de loin
pour l'accomplissement de ce modeste
travail*



Dédicaces

Tout d'abord, je tiens à remercier dieu clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Ensuite, Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur que je dédie du fond du cœur :

- *A celle qui m'a met au monde « **Ma Mère** », pour son sacrifice, ses efforts qu'elle n'a jamais cessé de fournir pour ma formation et mon bien être, a « **Mon Père** » qui ma soutenu tout au long de mon cursus,*
- *A mes frères Annis, Hayet, Madjda, Redouane, Aneur, Adnane, Malika , qui n'ont jamais cessé de m'encourager,*
 - *A mon petit neveu adoré Massil,*
- *A mes oncles, mes tantes, et toutes mes cousines et cousins*
- *A toute la famille Demri et Mekerri,*
- *Et je remercie profondément HADJAMI MOHAMED SADEK pour son soutien au long de mon projets de fin d'étude,*
- *A ma très chère amie d'enfance LYNDJA LALLALI qui m'a aidé et encouragé.*
- *A tous mes amis (e) surtout Nadia, Lynda, Amel, et à toute la promotion V.O.A 2013,*
- *A mon Binôme Ouerdi Arezki,*

Que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

DEMRI Sabrina.

Dédicaces

Tout d'abord, je tiens à remercier dieu clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur que je dédie du fond du cœur :

- *à « Mes parents » pour leurs sacrifices, et efforts qu'ils n'ont jamais cessé de fournir pour mon bien être,*
- *à mes frères et sœurs,*
- *à toute la famille OUERDI,*
- *à tous mes cousins et cousines,*
- *à tous mes amis,*
- *à toute la promotion V.O.A et à l'ensemble de la promotion génie civil 2012/2013,*
- *à ma Binôme DEMRI Sabrina,*

Que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

OUERDI Arezki

SOMMAIRE

Chapitre I Introduction Générale

Partie I

I.	Introduction.....	1
II.	Terminologie	2
III.	La construction par encorbellement successifs	2
	III.1 Technique de construction en encorbellement successif	3
	III.2. Avantages et inconvénients du procédé et domaine d'application.....	4
	III.3. Domaines d'application et techniques concurrentes.....	5
IV.	Mode de construction	5
	IV.1. Voussoir coulé sur place	5
	IV.2. Voussoirs préfabriqués	6
V.	Les méthodes de mise en place des voussoirs	7
	V.1. Par utilisation d'un engin Automoteur	7
	V.2. Par utilisation des poutres de lancement.....	7
	V.3. Par utilisation d'une grue	8
VI.	Système rendus continus.....	9

Partie II

I.	Proposition des variantes.....	10
	I.1. Pont en béton armé	10
	I.2. Pont en béton précontraint	10
	I.3. Pont métallique	11
II.	Choix des variantes.....	11
	II.1. Pont à poutre-caissons	11
	II.1.1. Description	11
	II.1.2. Forme de la section transversale.....	12
	II.1.3. Les avantages	13
	II.1.4. Les inconvénients.....	13
	II.2. Pont mixte	13
	II.2.1. Description	13
	II.2.2. Forme de la section transversale	14
	II.2.3. Les avantages	15
	II.2.4. Les inconvénients.....	15
	II.3. Pont à haubans	15
	II.3.1. Description	15
	II.3.2. Les avantages	16
	II.3.3. Les inconvénients.....	16

III MODE DE CONSTRUCTION	16
III.1. Tablier construit par poussage	16
III.2. Tablier construit par cintre	17
III.3. Tablier construit par encorbellement	18
IV La variante retenue	18
Conclusion	19

Chapitre II Présentation de l'ouvrage

Partie I

Présentation de l'ouvrage.....	20
I. Description de l'ouvrage	21
❖ Les données naturelles et fonctionnelles du projet	21
I.1. Données fonctionnelles.....	21
I.2. Données naturelles	21
II. Présentation de l'ouvrage.....	21
III. Caractéristiques du site	21
III.1. La Topographie	21
III.2. La Géologie	21
III.3. La reconnaissance géotechnique	22
III.3.1. Sondages carottés	22
III.3.2. Essais de laboratoire	22
III.3.3. Essai préssiométriques	23
IV. Données géométriques du projet	
IV.1. Tracé en plan	23
IV.2. Le profil en long.....	23
IV.3. Le profil en travers	23

Partie II :

Méthode de construction	25
I. Définition des fléaux	25
II. La pose des voussoirs.....	25
III. La cinématique de construction	26
III.1. Construction des piles et des culées	26
III.2. Construction de chaque fléau sur pile.....	26
III.3. Clavage des travées de rive	27
III.4. Clavage de la travée de centrale	27

Chapitre III Caractéristiques des matériaux utilisés

Caractéristiques des matériaux utilisés	28
I. Béton	28
II. Les aciers	30
II.1. Aciers passifs	30
II.2. Aciers de précontrainte « actifs »	31

CHAPITRE IV

Pré-Dimensionnement de la structure

Introduction	32
I. Pré-dimensionnement de la structure longitudinale	32
I.1. Distribution des travées	32
I.2. La hauteur des poutres	32
I.3. Découpage en voussoirs	34
II. Pré-dimensionnement de la section transversale	34

CHAPITRE V

Caractéristiques géométriques

I. Caractéristiques géométriques	38
I.1. Section sur pile.....	39
I.2. Section à la clé.....	40
II. Loi de variation des différents paramètres géométriques	41
II.1. Loi de variation de la hauteur	41
II.2. Loi de variation de l'épaisseur du hourdis inferieur	42
II.3. Loi de variation de la section	43
II.4. Loi de variation du centre de gravité de la section	44
II.5. Loi de variation de l'inertie	45

Chapitre VI

CHARGES ET SURCHARGES

Introduction.....	48
I. Classification des charges	48
I.1. charges hors trafic	48
I.1.1. Les charges permanentes.....	48
I.1.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP)	49
II. Les charges dues au trafic	50
II.1. Calcul des surcharges d'exploitation	50
II.2. Calcul des surcharges routières.....	51
II.2.1. Système de charge A(L).....	52
II.2.2. Système de charge B	54
II.2.3. Les charges militaires	58
II.2.4. Charge exceptionnelle D240.....	60

II.3. Charges sur trottoirs	61
II.3.1. Charges locales (P1).....	61
II.3.2. Charges locales (P2).....	61
II.4. Le vent.....	61
II.5. Efforts de freinage	61
II.6. Le séisme	61
II.5. la température	62
II. Combinaisons des charges (à l'exploitation)	62

Chapitre VII

MODELISATION DE L'OUVRAGE

I. Introduction	64
II. Charges appliquées au fléau (phase de construction)	64
II.1. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique	65
II.2. Effets des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau.....	68
II.3. Effets des surcharges verticales du vent	69
II.4. Effets des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique	70
II.5. Effets des surcharges d'équipage mobile dans le demi-fléau isostatique.....	71
II.6. Effets des surcharges accidentelles	72
II.7. Les combinaisons des charges	73
II.7.1. Combinaisons en situation durable (type A	73
II.7.2. Combinaisons accidentelles (type B)	73
II.8. Etude de l'encastrement	77
II.9. Clavage des travées	78
III Etude longitudinale en service	84
III.1. Combinaisons de calcul	84
III.2. Sollicitations dues aux poids propre (G)	85
III.3. Sollicitations dues aux poids de la superstructure (ST)	86
III.4. la température	86
III.5. Sollicitations dues aux charges routières	87
IV Les combinaisons d'action	88

Chapitre VIII

Etude de la précontrainte

I. Principe de fonctionnement de la précontrainte	90
I.1. Les procédés de précontrainte	90
I.1.1. Précontrainte par pré tension	90
I.1.2. Précontrainte par post tension	90
I.2. Procédé de précontrainte utilisé	91
II. Précontrainte du fléau.....	91
II.1 Calcul de la précontrainte du fléau	91
II.2. Détermination du nombre de câbles	92
II.3. Tracé des câbles de fléau	94
II.3.1. Etude du tracé des câbles en élévation	94
II.3.2. Etude du tracé des câbles en plan	96
III. Pertes de tension dans les câbles.....	98
III.1. Les pertes instantanées	98
III.1.1. Pertes par frottement	98
III.1.2. Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton	99
III.1.3. Pertes de tensions dues au recul d'ancrage.....	100
III.2. Les pertes différées	101
III.2.1. Pertes dues au retrait du béton	101
III.2.2. Pertes dues au fluage du béton	102
III.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers	103
III.3. Variation des pertes différées dans le temps	104
III.4. Conclusion	104
IV. Vérification des contraintes en phase de construction	105
V. Etude de la précontrainte de continuité	106
V.1. Détermination de la précontrainte de continuité	107
V.1.1. Câblage de la travée de rive	108
V.1.2. Câblage de la travée centrale	109
V.2. Les pertes de précontrainte	110
V.2.1. Travée de rive	110
V.2.2. Travée intermédiaire	110
VI. Vérification des contraintes en phase de service	111

VI.1. Travée de rive	111
VI.2. Travée intermédiaire	112

Chapitre : IX

Etude transversale

I.	Introduction	113
II.	Modélisation de la section	113
III.	Définition des charges	114
	III.1. Charges permanentes	114
	III.1.1. Poids propre (Pp).....	114
	III.1.2. Poids du revêtement (Pr)	114
	III.1.3. Poids des trottoirs (Pt)	114
	III.1.4. Poids des dispositifs de sécurité.....	114
	III.2. Surcharges d'exploitations	114
	III.2.1. Charges routières	114
IV.	Charges sur trottoirs	115
V.	Les combinaisons d'actions.....	115
VI.	Ferraillage	120
	VI.1. Ferraillage du voussoir sur pile	120
	VI.1.1. Ferraillage du hourdis supérieur	120
	VI.1.2. Ferraillage du hourdis Inferieur	121
	VI.1.3. Ferraillage des consoles	122
	VI.1.4. Ferraillage des âmes	122
	VI.2. Ferraillage du voussoir sur culé	123
	VI.2.1. Ferraillage du hourdis supérieur.....	123
	VI.2.2. Ferraillage du hourdis inferieur	124
	VI.2.3. Ferraillage des consoles	125
	VI.2.4. Ferraillage des âmes	125

Chapitrer X

Résistance à l'effort tranchant

I.	Détermination de l'effort tranchant.....	129
	I.1. Section à vérifier	129
	I.2. Caractéristiques de la section	129
	I.3. Efforts dans les sections	129
	I.4. Précontrainte	129
	I.5. La réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles	130
	I.6. Correction dite effet RESAL	130
	I.7. Justification des âmes	131
II.	Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrages	134
	II.1. Câble centré rectiligne	134
	II.2. Câble rectiligne excentré	134
	II.3. Justifications réglementaires	135
	II.4. Etude du bossage	137
	III.4.1. Ferraillage d'un bossage à un seul ancrage	138

Chapitre : XI Equipement de pont

I.	Les appareils d'appui	139
	I.1. Introduction	139
	I.2. dimensionnement de l'appareil d'appui.....	141
	I.2.1. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action	142
	I.2.2.Compression	143
II.	Joints de chaussée	145
	II.1. Calcul du souffle des joints	146
	II.2. Choix de type de joint.....	149
III.	Accessoires	149
	III.1. Evacuation des eaux	150
	III.2. Le revêtement du tablier	150
	III.2.1. Couche d'étanchéité	150
	III.2.2. Couche de roulement	150
	III.3. Dispositifs retenue	150
	III.4. Corniches	150
	III.5. Autres équipements	151

Chapitre XII Etude de la Pile

Etude de la pile	152	
I.	Introduction	152
II.	Choix du type de pile	152
	II.1. La superstructure	152
	II.2. La fondation	152
III.	La pile	153
IV.	Les Fondations	154
	IV.1. Choix du type de fondation	154
	IV.2. Nombre de files de pieux	154
	IV.3. L'effet d'un groupe de pieux	154
V.	Etude et ferrailage de la pile	155
	V.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile	155
	V.2. Le ferrailage de la pile	157
	V.2.1. Armatures longitudinales	157
	V.2.2. Armatures transversales	158
	V.3. Etude et ferrailage de la semelle sous pile	159
	V.3.1. Introduction	159
	V.3.2. Effort revenant à chaque pieu	159
	V.3.3. Le ferrailage de la semelle	161
	V.4. Les pieux	162

V.4.1. Vérification des distances entre axes	162
V.4.2. Groupes de pieux	163
V.4.3. La capacité portante des pieux	163
V.4.4. Calcul des efforts le long des pieux	163
V.4.5. Ferrailage des pieux	165

Chapitre XIII

Etude de la culée

I.	Introduction	167
II.	Choix de la Morphologie	167
III.	Implantation des culées	167
IV.	Pré dimensionnement de la culée	168
	IV.1. Mur garde grève	168
	IV.2. Le mur de front	168
	IV.3. Les murs cachent.....	168
	IV.4. Les murs en retour	169
	IV.5. Dalle de transition	169
	IV.6. La semelle	169
	IV.7. Sommier d'appui	169
	IV.8. Les corbeaux	169
V.	Calcul de la stabilité de la culée	171
	V.1. Calcul du coefficient de poussée	171
	V.2. Poussée des surcharges de remblai	172
	V.3. Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais)	177
VI.	Ferrailage de la culée	177
	VI.1. La dalle de transition	177
	VI.1.1. Evaluation des efforts	177
	VI.1.2. Ferrailage	178
	VI.2. Le mure garde grève	180
	VI.2.1. Evaluation des efforts sur le mur garde grève	180
	VI.2.2. Ferrailage	183
	VI.3. Mur frontal	184
	VI.3.1. Evaluation des charges et surcharges	184
	VI.3.2. Ferrailage	186
	VI.4. Corbeau d'appui de la dalle de transition	187
	VI.4.1. Evaluation des efforts	187
	VI.4.2. Ferrailage	188
	VI.5. Mur en retour	189
	VI.5.1. Evaluation des efforts	189

VI.5.2. Ferrailage	190
VII. Etude et ferrailage de la semelle	191
VII.1. Introduction	191
VII.2. Sollicitations dans le pieu	191
VII.2.1. Détermination du nombre des pieux	191
VII.2.2. Effort revenant à chaque pieu	192
VII.3. Le ferrailage de la semelle	193
VIII. Etude et ferrailage des pieux	194
VIII.1. Actions sur les pieux	194
VIII.2. Ferrailage des pieux	196
Conclusion	199

Liste des figures :

Fig. I.1 : Un pont en encorbellement successif.....	02
Fig. I.2 : Pont gaulois en bois.....	02
Fig. I.3 : Trésor d'Atrée.....	02
Fig. I.4 : Principe de la construction par encorbellement.....	03
Fig. I.5 : Construction par encorbellement successifs à partir d'une travée contrepoids.....	04
Fig. I.6 : La disposition de l'équipage.....	06
Fig. I.7 : Les voussoirs préfabriqués.....	06
Fig. I.8 : Engin automoteur.....	07
Fig. I.9 : Poutres de lancement des voussoirs.....	07
Fig. I.10 : Pose à la grue terrestre.....	08
Fig. I.11 : Pose à la grue fluviale.....	08
Fig. I.12 : Voussoir de clavage.....	09
Fig. I.13 : Tablier du viaduc d'Azazga a poutre-caissons.....	12
Fig. I.14 : Sections transversales des caissons.....	12
Fig. I.15 : Sections de deux caissons séparés.....	13
Fig. I.16 : Pont mixte.....	14
Fig. I.17 : Poutre en I.....	14
Fig. I.18 : Pont à haubans.....	15
Fig. I.19 : Construction par poussage.....	16
Fig. I.20 : Tablier coulé sur cintre.....	17
Fig. I.21 : Construction par encorbellement du tablier du viaduc d'Azazga.....	21
Fig. II.1 : Vue satellite du site d'implantation de l'ouvrage.....	20
Fig. II.2 : Profil en travers.....	24
Fig. II.3 : La répartition des fléaux.....	25
Fig. II.4 : Structure de la poutre de lancement.....	25
Fig. II.5 : Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	26
Fig. II.6 : Construction des piles et culées.....	26
Fig. II.7 : Construction des fléaux.....	26
Fig. II.8 : Clavage des deux travées de rive.....	27
Fig. II.9 : Clavage de la travée centrale.....	27
Fig. III.1 : Digramme contraintes-déformations du béton à l'ELU (selon BAEL91).....	29
Fig. III.2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....	30
Fig. IV.1 : Coupe longitudinale.....	32
Fig. IV.2 : Découpage du tablier en voussoirs.....	34
Fig. IV.3 : Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes.....	35
Fig. IV.4 : Gousset supérieur.....	37
Fig. IV.5 : Gousset inférieur.....	37
Fig. V.1 : Voussoir sur pile.....	39
Fig. V.2 : Voussoir à la clé.....	40
Fig. V.3 : Variation de la hauteur de la travée centrale.....	41
Fig. V.4 : Variation de la hauteur de la travée de rive.....	41
Fig. V.5 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.....	42
Fig. V.6 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.....	42
Fig. V.7 : Variation de la section de la travée intermédiaire.....	43
Fig. V.8 : Variation de la section de la travée de rive.....	43

Fig. V.9 : Variation de la position du centre de gravité de la travée intermédiaire	44
Fig. V.10 : Variation de la position du centre de gravité de la travée de rive	44
Fig. V.11 : Variation de l'inertie de la travée intermédiaire	45
Fig. V.12 : Variation de l'inertie de la travée de rive	45
Fig. V.13 : Voussoir plein sur pile	47
Fig. VI.1 : Coupe transversale du trottoir longeant le TPC (avec éléments non porteurs)	49
Fig. VI.2 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont	51
Fig. VI.3 : Profil en travers du pont	51
Fig. VI.4 : Les différents cas de placement de la surcharge A(l) sur le tablier	53
Fig. VI.5 : Les dimensions du système Bc	55
Fig. VI.6 : Les dimensions du système Bt	56
Fig. VI.7 : les dimensions du système Br	57
Fig. VI.8 : Les dimensions du système Mc80	58
Fig. VI.9 : Les dimensions du système Mc120	59
Fig. VI.10 : Les dimensions du système D240	60
Fig. VII.1 : Schéma statique du demi-fléau	64
Fig. VII.2 : Charges appliquées au fléau (le cas le plus défavorable)	65
Fig. VII.3 : Efforts dus au poids propre	65
Fig. VII.4 : Vue 3D du modèle de calcul	66
Fig. VII.5 : Poids propre du demi-fléau	66
Fig. VII.6 : Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre	67
Fig. VII.7 : Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre	67
Fig. VII.8 : Surcharge de chantier	68
Fig. VII.9 : Diagramme des efforts tranchants dus aux surcharges de chantier	68
Fig. VII.10 : Diagramme des moments fléchissant dus aux surcharges de chantier	68
Fig. VII.11 : Surcharge du vent	69
Fig. VII.12 : Diagramme des efforts tranchants dus aux surcharges du vent	69
Fig. VII.13 : Diagramme des moments fléchissant dus aux surcharges du vent	69
Fig. VII.14 : Surcharge concentrée	70
Fig. VII.15 : Schéma statique du demi-fléau	70
Fig. VII.16 : Diagramme des moments fléchissant dus a la surcharge concentrée	70
Fig. VII.17 : Surcharge d'équipage mobile	71
Fig. VII.18 : Diagramme des efforts tranchants dus aux surcharges d'équipage mobile	71
Fig. VII.19 : Diagramme des moments fléchissant dus aux surcharges d'équipage mobile	71
Fig. VII.20 : Surcharge accidentelle	72
Fig. VII.21 : Diagramme des efforts tranchants dus aux surcharges accidentelles	72
Fig. VII.22 : Diagramme des moments fléchissant dus aux surcharges accidentelles	72
Fig. VII.23 : Combinaisons en situation durable (type A)	73
Fig. VII.24 : Combinaisons accidentelles (type B)	73
Fig. VII.25 : Diagramme des efforts tranchants du fléau en situation durable (type A1)	74
Fig. VII.26 : Diagramme des moments fléchissant du fléau en situation durable (type A1)	74
Fig. VII.27 : Diagramme des efforts tranchants du fléau en situation durable (type A2)	75
Fig. VII.28 : Diagramme des moments fléchissant du fléau en situation durable (type A2)	75
Fig. VII.29 : Diagramme des efforts tranchants du fléau en situation accidentelle (type B1)	75
Fig. VII.30 : Diagramme des moments fléchissant du fléau en situation accidentelle (type B1)	76
Fig. VII.31 : Diagramme des efforts tranchants du fléau en situation accidentelle (type B2)	76
Fig. VII.32 : Diagramme des moments fléchissant du fléau en situation accidentelle (type B2)	76
Fig. VII.33 : Le système de clouage (encastrement provisoire)	77
Fig. VII.34 : Détermination des efforts dus au clavage de la travée de rive	78
Fig. VII.35 : Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre après clavage de travée de rive ...	79
Fig. VII.36 : Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre après clavage de travée de rive	80

Fig. VII.37 : Schémas statiques avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	81
Fig. VII.38 : Schémas statiques après l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	81
Fig. VII.39 : Diagramme des efforts tranchants avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	82
Fig. VII.40 : Diagramme des moments fléchissant avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	82
Fig. VII.41 : Diagramme des efforts tranchants après l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	83
Fig. VII.42 : Diagramme des moments fléchissant après l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	83
Fig. VII.43 : Vue en 3D du modèle de calcul.....	84
Fig. VII.44 : Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre du tablier.....	85
Fig. VII.45 : Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre du tablier.....	85
Fig. VII.46 : Diagramme des moments fléchissant dus au poids de la superstructure.....	86
Fig. VII.47 : Diagramme des efforts tranchants dus au poids de la superstructure.....	86
Fig. VII.48 : Diagramme des moments fléchissant dus au gradient thermique ΔT	86
Fig. VII.49 : Diagramme des efforts tranchants dus au gradient thermique ΔT	87
Fig. VII.50 : Diagramme enveloppe des moments fléchissant sous A(l).....	87
Fig. VII.51 : Diagramme enveloppe des moments fléchissant sous MC120.....	87
Fig. VII.52 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison : 1.35 G +1.6 (A(L) +ST).....	88
Fig. VII.53 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison : 1.35 G +1.6 (A(L) +ST).....	89
Fig. VII.54 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison	89
Fig. VII.55 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 1.35 G +1.6 (A(L) +ST) +0.5 ΔT	89
Fig. VIII.1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.....	93
Fig. VIII.2 : Tracé des câbles en élévation (nombre de câbles pour le demi-fléau).....	93
Fig. VIII.3 : Tracé d'un câble en élévation.....	94
Fig. VIII.4.a : Tracé en plan d'un câble du fléau.....	97
Fig. VIII.4.b : Tracé des câbles en plan.....	97
Fig. VIII.5 : Diagramme des contraintes.....	105
Fig. IX.1 : Schéma statique de calcul.....	113
Fig. IX.2 : Diagramme des moments fléchissant [KN.m].....	116
Fig. IX.3 : Diagramme des efforts tranchants [KN].....	116
Fig. IX.4 : Diagramme des efforts normaux [KN].....	116
Fig. IX.5 : Diagramme des moments fléchissant [KN.m].....	117
Fig. IX.6 : Diagramme des efforts tranchants [KN].....	117
Fig. IX.7 : Diagramme des efforts normaux [KN].....	117
Fig. IX.8 : Diagramme des moments fléchissant [KN.m].....	118
Fig. IX.9 : Diagramme des efforts tranchants [KN].....	118
Fig. IX.10 : Diagramme des efforts tranchants [KN].....	118
Fig. IX.11 : Diagramme des moments fléchissant [KN.m].....	119
Fig. IX.12 : Diagramme des efforts tranchants [KN].....	119
Fig. IX.13 : Diagramme des efforts normaux [KN].....	119
Fig. IX.14 : Ferrailage du voussoir sur pile.....	127
Fig. IX.15 : Ferrailage du voussoir a la clé.....	128
Fig. X.1 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson.....	130
Fig. X.2 : Moment statique d'une section située au dessous de G.....	131
Fig. X.3 : Diffusion de la précontrainte ; Ancrage centré.....	134
Fig. X.4 : Ancrage excentré.....	135
Fig. X.5 : Distribution du ferrailage dans un bossage.....	138
Fig. X.6 : Détail de ferrailage d'un bossage.....	138
Fig. XI.1 : Fonction d'un appareil d'appui.....	139
Fig. XI.2 : Les appareils d'appui en béton.....	139

Fig. XI.3 : <i>Les appareils d'appuis spéciaux (à pot)</i>	140
Fig. XI.4 : <i>Les appareils d'appuis en acier</i>	140
Fig. XI.5 : <i>Les appareils d'appuis en élastomère fretté</i>	140
Fig. XI.6 : <i>Dimension des couches d'appareil d'appui</i>	141
Fig. XI.7 : <i>Les réaction d'appui suivant Z [KN]</i>	142
Fig. XI.8 : <i>Contraintes de cisaillement engendrées par les différentes sollicitations</i>	145
Fig. XI.9 : <i>appareil d'appui en élastomères frettés</i>	145
Fig. XI.10 : <i>Coupe transversale d'un joint de chaussée</i>	149
Fig. XI.11 : <i>Joint de chaussée de type FT150</i>	149
Fig. XII.1 : <i>Vue en plan de la pile</i>	153
Fig. XII.2 : <i>Coupe longitudinale</i>	155
Fig. XII.3 : <i>Efforts et diagramme du moment sur pile</i>	156
Fig. XII.4 : <i>Abaque de Walther</i>	157
Fig. XII.5 : <i>Pourcentage des armatures</i>	157
Fig. XII.6 : <i>Ferraillage du fut de la pile</i>	159
Fig. XII.7 : <i>Vue en plan de la semelle</i>	160
Fig. XII.8 : <i>Ferraillage de la semelle</i>	162
Fig. XII.9 : <i>Ferraillage des pieux</i>	166
Fig. XII.10 : <i>Ferraillage des pieux (3D)</i>	166
Fig. XIII.1 : <i>Morphologie d'une culée remblayée</i>	168
Fig. XIII.2 : <i>Vue longitudinale de la culée</i>	170
Fig. XIII.3 : <i>Vue en plan de la culée</i>	170
Fig. XIII.4 : <i>Evaluation des efforts</i>	178
Fig. XIII.5 : <i>Ferraillage de la dalle de transition</i>	180
Fig. XIII.6 : <i>Poussée de la charge locale située en arrière du mur</i>	182
Fig. XIII.7 : <i>Ferraillage du mur garde grève</i>	183
Fig. XIII.8 : <i>Ferraillage du mur frontal</i>	187
Fig. XIII.9 : <i>Ferraillage de Corbeau</i>	188
Fig. XIII.10 : <i>Ferraillage du mure en retour</i>	190
Fig. XIII.11 : <i>Vue en plan de la semelle</i>	192
Fig. XIII.12 : <i>La semelle</i>	193
Fig. XIII.13 : <i>Ferraillage de la semelle</i>	194
Fig. XIII.14 : <i>Ferraillage du pieu de la culée</i>	197
Fig. XIII.15 : <i>Ferraillage du pieu (3D)</i>	198

Liste des tableaux :

Tab. I.1 : Domaine d'application de la construction par encorbellement successif.....	05
Tab I.2 : Tableau comparatif des trois variantes.....	19
Tab. V.1 : Les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.....	39
Tab. V.2 : Les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé.....	40
Tab. V.3 : Tableau récapitulatif de la variation des différents paramètres de la travée de rive.....	46
Tab. V.4 : Tableau récapitulatif de la variation des différents paramètres de la travée intermédiaire.....	46
Tab. V.5 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir plein sur pile.....	47
Tab. VI.1 : Détermination du Coefficient a_1 en fonction du nombre de voies et la classe du pont.....	52
Tab. VI.2 : Calcul des valeurs d' $A_2(l)$ pour les différents cas de charge.....	54
Tab. VI.3 : Valeurs de b_c on fonction de la classe du pont et de nombre de files chargées.....	55
Tab. VI.4 : Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge Bc	56
Tab. VI.5 : Coefficients b_t	57
Tab. VI.6 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge Bt	57
Tab. VI.7 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différent cas de charge Br	58
Tab. VI.8 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge $Mc80$	59
Tab. VI.9 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge $Mc120$	60
Tab. VI.10 : Les différents coefficients de majoration.....	62
Tab. VI.11 : Combinaisons d'action à l'ELS et à l'ELU.....	63
Tab. VII.1 : Les résultats des différents efforts appliqués sur le demi-fléau.....	73
Tab. VII.2 : Combinaisons d'action les plus défavorables.....	77
Tab. VIII.1 : Tableau donnant le nombre de câbles dans chaque voussoir.....	93
Tab. VIII.2 : Nombre de Câbles arrêtes en chaque jonction.....	93
Tab. VIII.3 : Tracé des câbles en élévation.....	96
Tab. VIII.4 : Tracé des câbles en plan.....	97
Tab. VIII.5 : Résultats des pertes par frottement de chaque câble.....	99
Tab. VIII.6 : Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble.....	100
Tab. VIII.7 : Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble.....	101
Tab. VIII.8 : calcul des pertes par fluage.....	102
Tab. VIII.9 : Pertes dues à la relaxation des câbles.....	103
Tab. VIII.10 : Les pertes différées.....	104
Tab. VIII.11 : les pertes totales instantanées et différées.....	104
Tab. VIII.12 : Vérification des contraintes en construction.....	106
Tab. VIII.13 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive).....	108
Tab. VIII.14 : Nombre de Câbles arrêtes en chaque jonction.....	108
Tab. VIII.15 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée centrale).....	109
Tab. VIII.16 : Nombre de Câbles arrêtes en chaque jonction.....	109
Tab. VIII.17 : Les pertes de précontrainte dans la travée de rive.....	110
Tab. VIII.18 : Les pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.....	110
Tab. VIII.19 : Vérification des contraintes en service.....	111
Tab. VIII.20 : Vérification des contraintes en service.....	112
Tab. IX.1 : Donnant le coefficient de majoration de chaque système.....	114
Tab. IX.2 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.....	115
Tab. IX.3 : Ferrailage du hourdis supérieur.....	120
Tab. IX.4 : Ferrailage du hourdis Inferieur.....	121
Tab. IX.5 : Ferrailage des consoles.....	122
Tab. IX.6 : Ferrailage des âmes.....	122

Tab IX.7 : Ferrailage du voussoir sur pile	123
Tab. IX.8 : Ferrailage du hourdis supérieur	123
Tab. IX.9 : Ferrailage du hourdis inférieur	124
Tab. IX.10 : Ferrailage des consoles	125
Tab. IX.11 : Ferrailage des âmes	125
Tab. IX.12 : Ferrailage du voussoir sur culée	126
Tab. X.1 : Vérification des contraintes de cisaillement (travée centrale)	133
Tab. X.2 : Vérification des contraintes de cisaillement (travée de rive)	133
Tab. X.3 : Résumé des résultats	137
Tab. XI.1 : Combinaisons d'action	142
Tab. XII.1 : Les sollicitations maximales sur la pile	156
Tab. XII.2 : Tableau récapitulatif des Efforts revenant à chaque pieu	161
Tab. XII.3 : Valeurs d'A_s	161
Tab. XIII.1 : les cotes définissant la position des deux culées	167
Tab. XIII.2 : Récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme	172
Tab. XIII.3 : Tableau récapitulatif des poussées agissant sur la culée	173
Tab. XIII.4 : résultats du calcul de la poussée à vide	177
Tab. XIII.5 : Résultats de calcul des efforts à l'ELU et à l'ELS	178
Tab. XIII.6 : les moments et les efforts agissants sur le mur frontal	185
Tab. XIII.7 : les moments et les efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et sismique	186
Tab. XIII.8 : Tableau résumant les efforts agissants sur Corbeau	188
Tab. XIII.9 : Les moments et les efforts agissants sur la semelle	191
Tab. XIII.10 : Valeurs d'A_s	193

Chapitre : I

Introduction

PARTIE I :

I. Introduction :

Dans le plan des reformes, la wilaya de Tizi-Ouzou a lancé un programme important pour la ville d'**AZAZGA** qui souffre d'un manque croissant de structure adéquate de réseaux routiers qui date de l'époque coloniale, elle connaît un plan de relance qui est un projet de déviation de la ville d'une longueur de **8,5 km**. Cette déviation comprendra des tronçons routiers et quatre ouvrages d'art dont fait partie l'**OA 28** qui permettra à l'utilisateur de la route de se déplacer convenablement. Cet ouvrage nous a été proposé comme sujet de fin d'étude.

D'une façon générale, un pont se définit comme un ouvrage permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points, à l'inverse, on a les viaducs qui sont les ouvrages de grande longueur possédant de nombreuses travées et situés à une hauteur élevée par rapport à la brèche.

L'ouvrage d'art en question, est un viaduc réalisé par encorbellements successifs, c'est une technique de réalisation qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol, c'est une technique très ancienne, dès l'Antiquité elle fut appliquée à la construction de voûtes en Europe et en Amérique du Sud (notamment pour la construction des voûtes maya), et de ponts en bois.

L'objectif de note étude est de dimensionner les éléments constitutifs de l'ouvrage en respectant le triptyque : résistance, sécurité et économie.

II. Terminologie :

D'une manière générale, l'appellation de pont signifie tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation, d'où cet ouvrage est constitué de trois éléments principaux, qui sont :

- 1- **Un Tablier** : partie horizontale de l'ouvrage qui supporte la chaussée ou la voie ferrée et qui assure le franchissement.
- 2- **Des Appareils d'appui** : ils permettent la rotation et empêchent la translation, peuvent être réalisés en béton armé, en acier mais le plus souvent en élastomère frété (néoprène).
- 3- **Les piles et les culées** : la conception des piles et des culées est tributaire du type et du mode de construction du tablier, de la valeur de la contrainte du site et des contraintes fonctionnelles du projet.

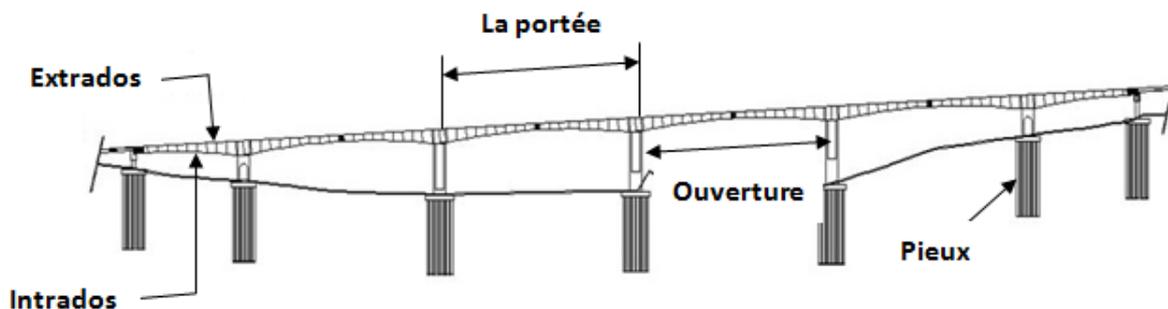


Fig. I.1 : Un pont en encorbellement successif.

III. La construction par encorbellement successifs :

Introduction :

La construction en encorbellement successifs, qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol est une technique très ancienne. Dès l'antiquité, elle fut appliquée à la construction de voûte en Europe et en Amérique du sud, et celle de pont en bois.



Fig. I.2 : Pont gaulois en bois.

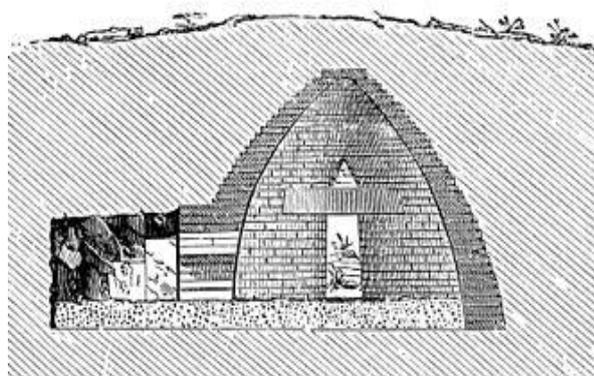


Fig. I.3 : Trésor d'Atrée.

III.1. Technique de construction en encorbellement successif :

La construction par encorbellement consiste à réaliser le tablier en consoles au dessus du vide, sans l'aide d'échafaudage, en opérant par tronçons successifs dit voussoirs, et en faisant supporter à la partie déjà réalisée le poids des tronçons suivants.

La construction des consoles peut être effectuée à partir des piles ou à partir des culées.

A partir des piles, on peut procéder symétriquement et c'est le cas le plus fréquent afin de ne pas soumettre ces dernières à des moments renversants.

On construit d'abord le voussoir sur pile, puis de part et d'autre, on réalise les autres voussoirs successivement, avec mise en tension des câbles de précontraintes dénommés câbles de fléau, la double console ainsi obtenue est appelée fléau.

En réalité la symétrie n'existe pas, il y a toujours un déséquilibre entre demi-fléau 'x' lié à la réalisation (déformation de béton, le coffrage, charges accidentelles...) ce qui engendre des moments de flexion sur la pile, tendant à la renverser, pour s'en prémunir, il faut solidariser le voussoir sur pile à la tête par clouage, on utilise des câbles de précontrainte (provisoires dans le cas d'un pont appuyé simplement).

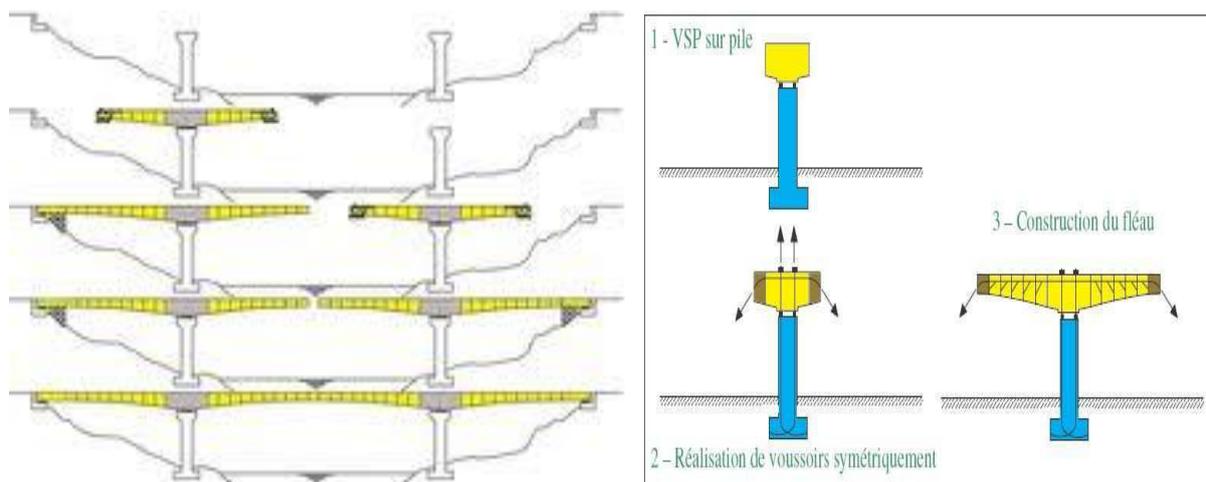


Fig. I.4 : Principe de la construction par encorbellement.

On peut aussi équilibrer le fléau à l'avancement par la mise en place des palées d'appuis provisoires.

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

Dans certains cas, il peut être intéressant d'effectuer la construction dissymétrique par rapport aux piles. Plusieurs solutions se présentent pour stabiliser les fléaux :

- Réalisation d'appuis provisoires.
- Lestage en béton léger.
- Réalisation d'ancrage par tirants précontraints.

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

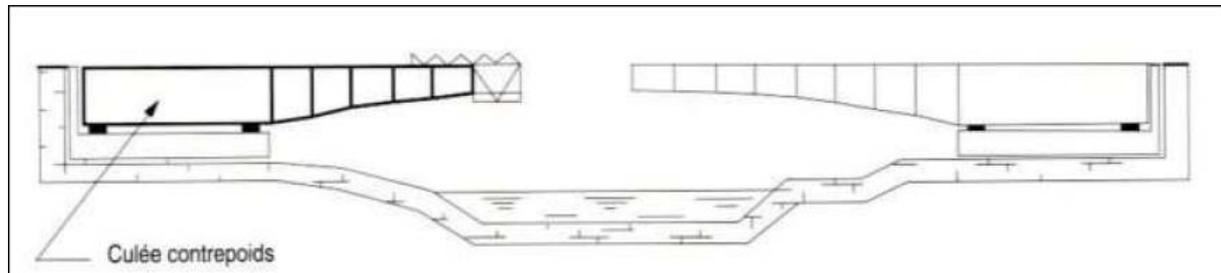


Fig. I.5 : Construction par encorbellement successifs à partir d'une travée contrepoids.

En fin la construction par encorbellement peut s'effectuer exceptionnellement à partir d'échafaudages provisoires.

III.2. Avantages et inconvénients du procédé et domaine d'application :

Les avantages :

Le principal avantage de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et des échafaudages, on libère ainsi l'espace situé au dessous de l'ouvrage, ce procédé est donc particulièrement adapté aux conditions locales suivantes :

- L'ouvrage comporte des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (cintres onéreux).
- Les rivières à crues violentes et soudaines (cintres dangereux).
- La nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation de navigation pendant la construction (cintres gênants).

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

- La réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.
- L'augmentation du rendement de la main d'œuvre, de la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.
- Son prix de revient permis de concurrencer avec succès la construction métallique dans un domaine, autrefois, lui était réservée. On doit noter d'ailleurs, son emploi pour des ponts ferroviaires, et une passivité d'extension de son domaine d'application par utilisation du béton léger.

Les inconvénients :

Cette méthode présente quelques problèmes sur :

- Le plan d'aménagement du site à cause de l'importance des tâches à effectuer pour le collage du tablier et la multiplicité des phases de bétonnage.
- Le plan esthétique, la section des ponts construits en encorbellement est très épaisse, ce qui peut poser des problèmes dans quelques sites ; apparition des discontinuités dans quelques voussoirs successifs.

A portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, donc ils nécessitent des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages, ce qui pénalise la méthode, en particulier lorsque les terrains de fondation sont médiocres ou lorsqu'on est en zone sismique.

III.3. Domaines d'application et techniques concurrentes :

Le domaine d'application de l'encorbellement couvre couramment les portées de 60m à 300m.

Tableau. I.1 : *Domaine d'application de la construction par encorbellement successif.*

Type	Portées						
	35 m	70 m	90 m	120 m	150 m	200 m	300 m
- Ponts en BP construits par encorbellements							
- Ponts en BP poussés							
- Ponts mixtes à poutres							
- Ponts mixtes à caissons							
- Ponts à dalle orthotrope à caissons							
- Ponts à haubans (acier ou béton)							

IV. Mode de construction :

IV.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 :

Il est constitué de coffrages suspendus à une charpente métallique portée par la partie du tablier déjà construite.

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

Un équipage mobile 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 l'élément précédent.



Fig. 1.6 : *La disposition de l'équipage.*

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

En revanche, la préfabrication pose des problèmes pendant l'assemblage et des problèmes d'étanchéité ainsi que la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints. Afin d'assurer un bon assemblage, on colle chaque deux voussoirs par la résine époxyde, de plus on ménage au niveau des âmes des clés de cisaillement qui empêchent le glissement relatif des voussoirs.



Fig. 1.7 : *Les voussoirs préfabriqués.*

V. Les méthodes de mise en place des voussoirs :

V.1. Par utilisation d'un engin Automoteur :

La translation horizontale des voussoirs est assurée par un engin automoteur roulant, il permet le transport et la pose des voussoirs.

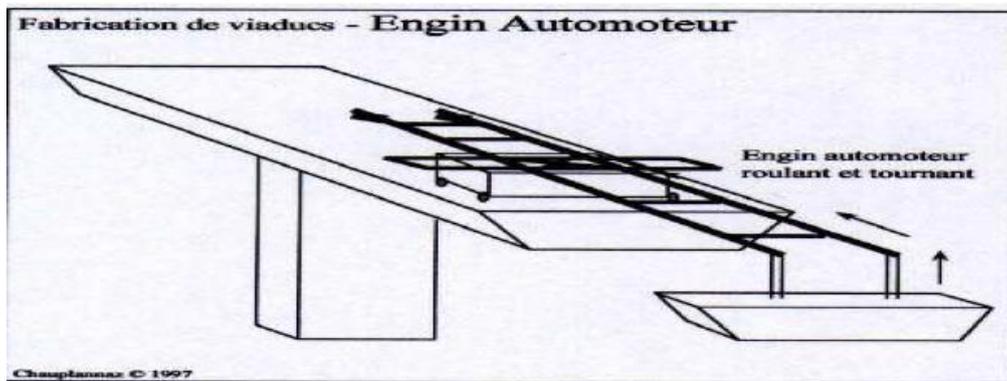


Fig. I.8 : Engin automoteur.

V.2. Par utilisation des poutres de lancement:

Les poutres de lancement sont fabriquées en charpente métallique, sur ces poutres les voussoirs sont glissés jusqu'à l'endroit de l'emplacement (ce mode de construction opté pour la mise en place des voussoirs de notre ouvrage).



Fig. I.9 : Poutres de lancement des voussoirs.

V.3. Par utilisation d'une grue :

Quand la hauteur des piles n'est pas trop importante et qu'il est possible de faire circuler un engin lourd au pied du tablier, on peut poser les voussoirs préfabriqués à l'aide d'une grue. Lorsque l'ouvrage franchit une étendue d'eau, la pose s'effectue à l'aide d'une grue à flèche en treillis fixée sur une barge de 200 à 500 t de capacité. Lorsque l'ouvrage surplombe des zones à terre, la pose s'effectue à l'aide d'une grue sur chenilles à flèche en treillis de même puissance. Compte tenu de l'ordre de pose des voussoirs, la grue se déplace en permanence d'une extrémité du fléau à l'autre.

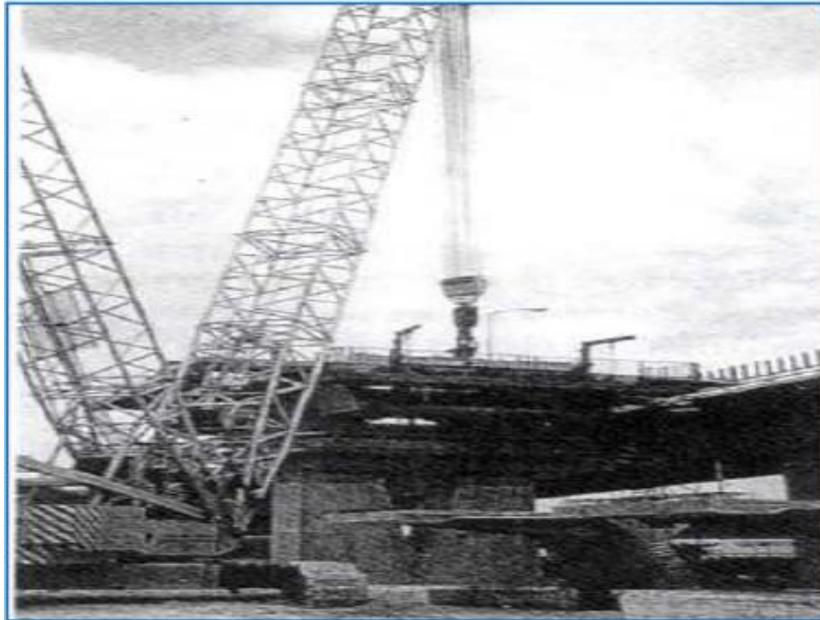


Fig. I.10 : *Pose à la grue terrestre.*



Fig. I.11 : *Pose à la grue fluviale*

VI. Système rendus continus :

Cette solution consiste à relier des consoles en regard par bétonnage ou pose d'un voussoir dit «de clavage», avec mise en œuvre des câbles de précontrainte assurant la solidarité des fléaux et la continuité de la structure, c'est la solution la plus adéquate:

- Pas de joints de chaussée.
- Déformation plus faible et continue.
- Structure plus résistante.
- Réalisation aisée.



Fig. I.12 : *Voussoir de clavage.*

PARTIE II :

I. Proposition des variantes :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le plus possible à toutes les conditions imposées, il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

L'examen de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions qui apparaissent de première vue comme les meilleures et qui feront par la suite l'objet d'études plus approfondies.

Les solutions s'articulent sur trois composantes principales définissant la structure d'un pont :

- Le système porteur (poutre, arc, suspension à câbles).
- La poutraison (âme pleine, caisson, treillis).
- Le platelage (béton, acier, mixte).

On distingue trois types d'ouvrages en fonction du matériau :

I.1. Pont en béton armé :

Qu'il soit poutre ou dalle, le pont en béton armé n'est envisageable que pour des faibles portées, généralement de 15 à 20 m. Au-delà la hauteur du tablier devient très grande, ce qui influe sur son poids qui deviendra très important.

I.2. Pont en béton précontraint :

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

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

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

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

I.3. Pont métallique :

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

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

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

II. Choix des variantes :

D'après ce qui vient d'être cité et vu les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, on exclut les variantes de franchissement à faibles portées (tablier en béton armé) car elles augmenteraient le coût de l'ouvrage par la multiplication du nombre d'appuis et par conséquent le nombre de pieux ; aussi, les tabliers en dalle précontrainte à cause de leur sensibilité au tassement différentiel des appuis et de difficulté de coffrage.

Dans ce cas, trois solutions sont envisagées :

- **Variante N° 1:** pont à poutre-caissons.
- **Variante N° 2:** pont mixte.
- **Variante N° 3:** pont à haubans.

II.1. Pont à poutre-caissons :

II.1.1. Description :

Dans ce type d'ouvrage, réalisé surtout dans les grandes portées, l'organe porteur est constitué par un ou plusieurs caissons qui forment un profil fermé comprenant un hourdis supérieur qui sert de dalle de couverture et des âmes reliées entre elles à leur partie basse par un hourdis inférieur. Le hourdis supérieur débord des âmes de rive par un élément de dalle en encorbellement. La liaison entre les âmes et les hourdis sont complétés par des goussets.

Dans les ponts à poutres-caissons, on supprime généralement les entretoises intermédiaires pour ne conserver que les entretoises sur appuis.

En plus de leur rôle de dalle de couverture, le hourdis supérieur comme le hourdis inférieur fonctionnent en tant que membrures comprimées ou tendues suivant le signe du moment sollicitant la section considérée.

Si l'épaisseur du hourdis supérieur est constante, celle du hourdis inférieur est généralement variable, on lui donne une valeur maximum aux points du moment négatif maximum.

L'épaisseur des âmes dépend des mêmes facteurs que pour les poutres de travées indépendantes, c'est-à-dire résistance à l'effort tranchant et mise en œuvre convenable du béton. Les âmes peuvent être de hauteur constante ou de hauteur variable.



Fig. I.13 : *Tablier du viaduc d'Azazga a poutre-caissons.*

II.1.2. Forme de la section transversale :

La forme et le nombre des caissons en section transversale des ponts dépendent du 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 :

- **$L < 13\text{m}$** : Poutre caisson unique.
- **$13 < L < 18\text{m}$** : Poutre caisson a trois âmes (double cellule).
- **$L \geq 18\text{m}$** : deux caissons séparés.

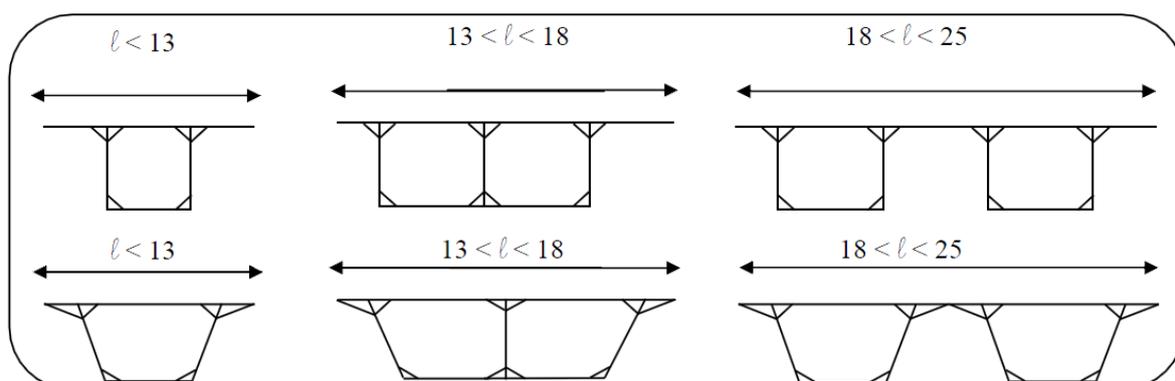


Fig. I.14 : *Sections transversales des caissons.*

Pour la largeur du tablier est égale à 20.86 m, la disposition admise sera décrite ci-dessous:

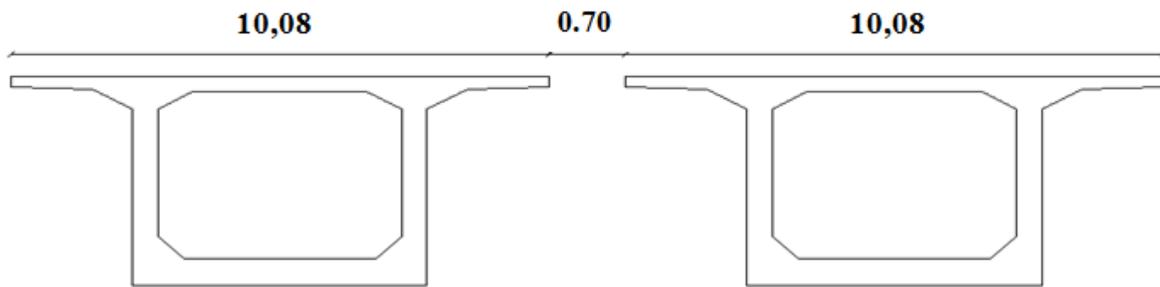


Fig. I.15 : Sections de deux caissons séparés.

II.1.3. Les avantages :

- L'esthétique de ce type d'ouvrage.
- Dans les ouvrages de ce type, la portée peut atteindre 200m.
- La rapidité d'exécution.
- Ce type de profil fermé présente une grande rigidité à la torsion.
- L'augmentation du rendement de la main d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.

II.1.4. Les inconvénients :

- Les effets du fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent alors à de délicats problèmes.
- L'influence du gradient thermique.

II.2. Pont mixte :

II.2.1. Description :

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



Fig. I.16 : Pont mixte.

II.2.2. 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 leur fabrication est relativement simple. La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

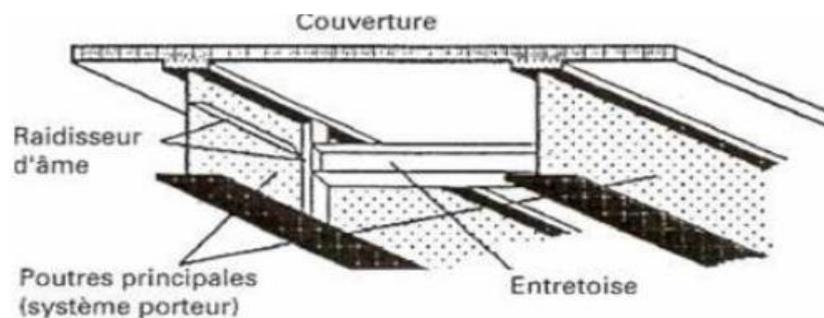


Fig. I.17 : Poutre en I.

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, 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.2.3. Les avantages :

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- La possibilité d'exécution et de réparation des poutres.

II.2.4. Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur chantier.
- Demande d'une main d'œuvre qualifiée (surtout pour le soudage).
- Risque du voilement et de déversement des poutres.
- L'instabilité de membrures tendues au flambement latéral.
- La sensibilité au gradient thermique.

II.3. Pont à haubans :

II.3.1. Description :

Les ponts à haubans les plus utilisés sont les ponts symétriques à trois travées. Dans de tels 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 ancrés 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. I.18 : Pont à haubans.

II.3.2. Les avantages :

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

II.3.3. 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 dus au 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.

III. MODE DE CONSTRUCTION :

III.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. I.19 : *Construction par poussage.*

III.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. I.20 : *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.

III.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 précédent 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. I.21 : *Construction par encorbellement du tablier du viaduc d'Azazga.*

IV. La variante retenue:

➤ Analyses multicritères :

Tableau I.2 : Tableau comparatif des trois variantes.

	Pont poutres-caisson	Pont mixte	Pont haubans
Economie	+	-	-
Entretien	+	-	-
Esthétique	+	+	+
Exécution	+	-	-

+ : Favorable.

- : Peu favorable.

- Le type de pont retenu sera donc le pont a poutres-caissons.
- Notre viaduc permet le franchissement d'un ruisseau dont sa topographie présente un massif escarpé et vallonné. Ainsi le mode d'exécution par cintre n'est pas fiable car la hauteur des piles est importante (dépasse 25m).

Conclusion :

Après avoir analysé et comparé les trois variantes on opte pour le mode de construction par **encorbellement successif** qui présente les meilleures dispositions.

Chapitre : II

Présentation de l'ouvrage

Partie I :

Présentation de l'ouvrage :

Notre projet est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles et distants de **0,70 m** construits par encorbellements successifs de voussoirs coulés sur place. Chaque viaduc a une largeur totale de **10,08 m** à deux voies de circulation de **3,50m** chacune.

La longueur totale du pont est de **512 m** composé de 6 travées (4 travées intermédiaires de **100m** chacune et 2 demi-travées de **56m** chacune).

L'ouvrage est implanté dans une zone de moyenne sismicité, la stabilité longitudinale et transversale sera assurée par 5 piles (respectivement : **12.39 m ; 19.44 m ; 22.90 m ; 24.45 m ; 9.90 m** de hauteur) au moyen de retenue antisismiques et les culées disposent des appuis coulissants multidirectionnels. Les piles reposent sur des semelles filantes sur pieux.



Fig. II.1 : Vue satellite du site d'implantation de l'ouvrage.

L'étude de l'ouvrage comporte la conception et le dimensionnement du pont ainsi que la méthodologie d'exécution.

I. Description de l'ouvrage :

❖ Les données naturelles et fonctionnelles du projet :

I.1. Données fonctionnelles :

Le franchissement est prévu pour raccorder deux criâtes dans le cadre de la réalisation du tracé routier de la déviation de la ville d'Azazga d'une longueur de **8,5 km** dont fait partie l'**OA 28**. Il faudra en outre tenir compte que cet ouvrage aura un passage piéton, ce qui nous oblige à prendre en compte une largeur minimale des trottoirs.

I.2. Données naturelles :

Il faudra prendre en compte les données géotechniques et hydrauliques du lieu d'implantation, pour assurer un dimensionnement précis des ouvrages de fondations. Il faudra en outre tenir compte des actions d'origines naturelles qui dépendent de la position géographique du site, telles que : action du séisme, pression du vent, neige, existence de la nappe phréatique, niveau des eaux lors des crues, gradient thermique. Le profil altimétrique donné impose une pente de 4.6%.

II. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet a été proposé par l'**ENGOA** (Entreprise national des grands ouvrages d'arts). Le pont est situé à **Azazga**, Il comporte 6 travées, deux travées de rive de **56m** et quatre travées intermédiaires de 100 m, le tablier repose sur 5 piles et 2 culées construit en encorbellements successifs en voussoirs coulés sur place.

La largeur du plan routier le long de l'ouvrage est égale à **10,08 m** avec deux voies de **3,50 m** de largeur, deux trottoirs de **1.25 m** et **1.15 m** et deux avaloirs d'eau de **0.29 m** et **0.39 m** de chaque côté respectivement.

L'ouvrage est situé dans une zone sujette aux secousses sismiques de zone **II_B** et la stabilité longitudinale et transversale est assurée par les 5 piles avec les hauteurs suivantes : **12.39 m ; 19.44 m ; 22.90 m ; 24.45 m ; 9.90 m** au moyen de retenues sismiques. En ce qui concerne les culées on dispose des appuis coulissants multidirectionnels. Les piles reposent sur des semelles filantes sur pieux.

III. Caractéristiques du site :

III.1. La Topographie :

Le projet consiste en la réalisation d'un viaduc d'une longueur de 512 m, faisant du projet de l'axe autoroutier reliant le lieu dit « Tazmalt El Kef » à AZAZGA.

La topographie du site est assez escarpée notamment dans la partie Est du projet, entaillée par un thalweg. Les altitudes relevées dans la partie Est de l'ouvrage varie de 247m (au niveau du thalweg) à 288m à l'extrémité Est alors qu'elle est de moins de 272m à l'extrémité Ouest.

III.2. La Géologie :

La carte géologique de la région situe le terrain sur une puissante assise dite Numidienne, notées **e³_a**, décrite comme étant des argiles feuilletées de teinte grise ou verdâtre, très délitescentes, intercalées de petits lits de grès, de quartzites noirs et de calcaires marneux.

Cette assise est d'épaisseur variable, pouvant atteindre 150m, et donnant lieu à des terrains argileux ou les glissements sont fréquents avec entrainement, sur les pentes, de blocs de grès. Ce substratum est en effet affleurant dans la partie Ouest de l'ouvrage projeté mais dans la zone Est, cette formation est recouverte par des blocs de grès de taille variable, à matrice argileuse.

III.3. La reconnaissance géotechnique :

Les investigations menées pour la réalisation de la présente étude géotechnique ont consisté en :

- 17 sondages carottés.
- 03 sondages pressiométriques.

Implantés par le représentant de l'entreprise de réalisation (**ENGOA**). Des essais in situ au pressiomètre Ménard et des essais de laboratoire ont été également effectués.

Interprétations :

III.3.1. Sondages carottés :

Les sondages carottés réalisés sont d'une profondeur de 30m à l'exception ou nous avons atteint les 60m. Les carottes prélevées de l'ensemble des sondages réalisés nous amènent à distinguer 02 zones différentes :

Dans la partie Est du projet, une couverture superficielle pouvant atteindre 11,50m d'épaisseur, constituées de blocs et cailloux de grès à matrice argileuse plus ou moins prépondérante. En dessous, on rencontre la formation dite Numidienne, de nature **argilo-marneuse**, de teinte grise, parfois verdâtre, marron ou violaces, a structure feuilletée friable, a alternance de niveaux indurés et niveaux tendres.

Dans la partie Ouest, la formation numidienne est rencontrée dès la surface.

III.3.2. Essais de laboratoire :

Les essais de l'laboratoire réalisés ont consisté en la détermination des caractéristiques suivantes :

- Densité humide : $1.86 \leq \gamma_h \leq 2.47$
- Densité sèche : $1.36 \leq \gamma_d \leq 2.27$
- Teneur en eau naturelle : $8.07 \leq W \leq 39.50 \%$
- Teneur en eau saturation : $7.02 \leq W_s \leq 36.60 \%$
- Limite de liquidité : $38 \leq W_L \leq 191 \%$
- Limite de plasticité : $18.17 \leq W_p \leq 53.26 \%$
- Indice de plasticité : $14.87 \leq I_p \leq 76.50 \%$
- Cohésion : $0.1 \leq C_u \leq 2.80$ bars
- Angle de frottement : $2^\circ \leq \phi_u \leq 46^\circ$
- Résistance à la compression simple : $1.19 \leq RC \leq 2.87$ bars

Analyse chimique :

- Sulfates ($\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$) : Traces
- Chlorures : $.0.18 \% \leq \text{NaCl} \leq 0.58 \%$
- Carbonates : $06.2 \% \leq \text{CaCO}_3 \leq 21.55 \%$
- Anhydride Carbonique : $1.13 \% \leq \text{CO}_2 \leq 9.48 \%$.

III.3.3. Essais préssiométriques :

Le module préssiométrique « E » qui définit le comportement pseudo-élastique du sol : varie de 60,86 bars a 2,50 m jusqu'à 1117,63 bars a 20 m de profondeur.

La pression limite « P_L » qui définit la résistance du sol a la rupture : varie de 7,19 bars à 2,50 m jusqu'à 29,78 bars à 20 m de profondeur.

IV. Données géométriques du projet :

IV.1. Tracé en plan :

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

Notre pont présente un alignement droit, permet de définir la longueur de l'ouvrage (512m).

IV.2. Le profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte des exigences fonctionnelles et naturelles.

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de 4.60%, en partant du niveau 274.5m au niveau 295.46m.

IV.3. Le 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.

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Largeur rouable **Lr = 7m.**
- Nombre de voies de circulations = **2 voies.**
- La largeur des trottoirs : **1.25m, 1.15m.**
- Le dévers: **4.6 %.**

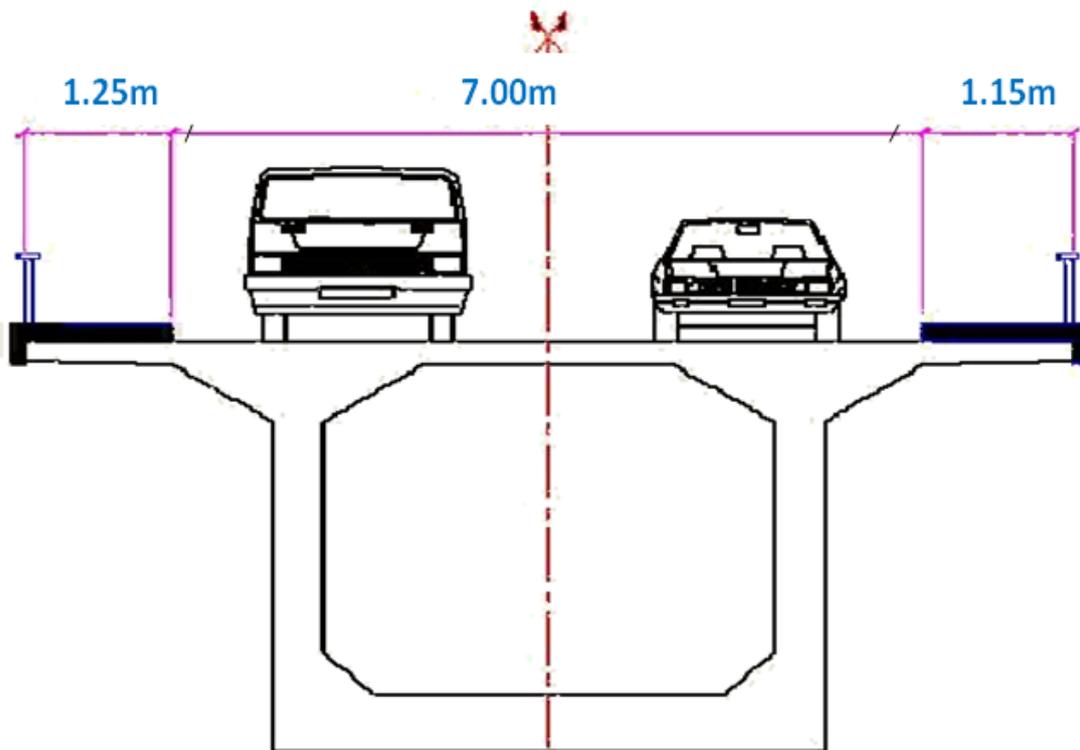


Fig. II.2 : *Profil en travers.*

Partie II :

Méthode de construction :

I. Définition des fléaux :

L'ouvrage a une longueur totale de **512 m**, avec une longueur construite en encorbellement égale à $(4 \times 100 \text{ m}, 2 \times 48.75 \text{ m})$, et deux parties coulées sur cintre de **7.25 m** chacune.

Cette répartition des fléaux nous permet d'avoir une symétrie parfaite lors de la construction.

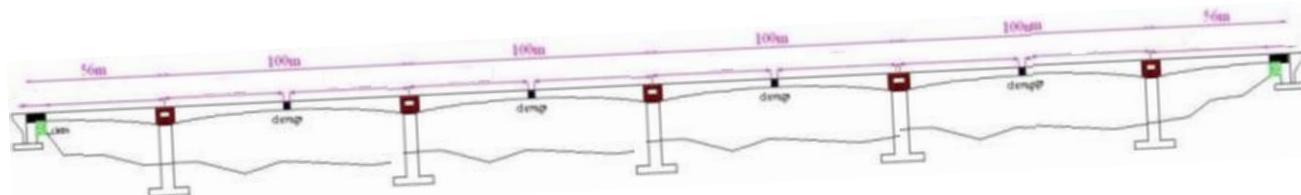


Fig. II.3 : La répartition des fléaux.

II. La pose des voussoirs :

Pour la pose des voussoirs on fait appel à une poutre de lancement, cet outil ; souvent appelé lanceur, est un engin auto déplaçable qui s'appuie sur le tablier et sur les piles, et qui s'affranchit donc de presque toutes les contraintes du franchissement. Son coût initial est très élevé mais la poutre est en général conçue pour être utilisée sur plusieurs chantiers successifs, ce qui permet d'amortir son coût sur une longue période.

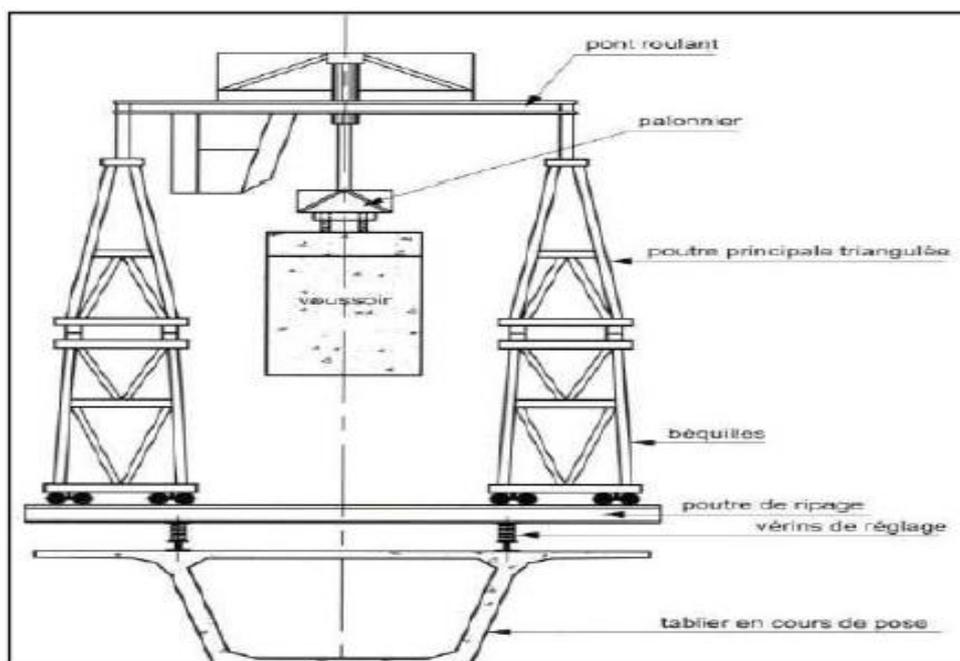


Fig. II.4 : Structure de la poutre de lancement.

III. La cinématique de construction :

La cinématique de construction la plus classique consiste à construire, les uns après les autres, et à partir des rives des brèches à franchir, les différents fléaux du tablier considéré. Dans certains cas, selon la méthode employée pour la confection et la pose des voussoirs, les délais d'exécution accordés ou la disponibilité des matériels de l'entreprise, plusieurs fléaux peuvent être construits simultanément.

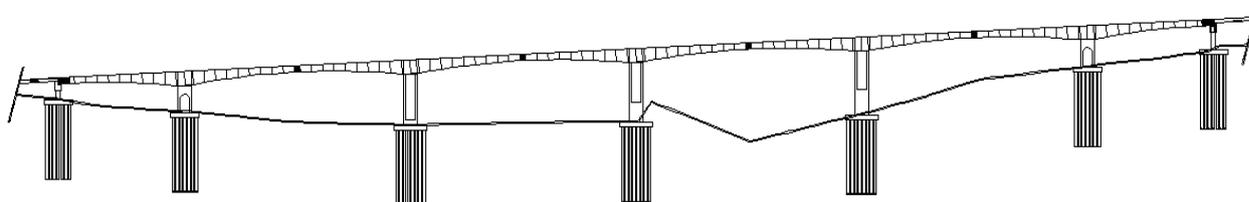


Fig. II.5 : Coupe longitudinale de l'ouvrage.

III.1. Construction des piles et des culées :

On commence par l'aménagement des voies d'accès et par exécuter les terrassements nécessaires à l'exécution des fondations, ensuite on passe à la construction des culées et des piles. Le tout ne s'effectuant pas en même temps généralement, car cela dépend du planning de chantier qui est réalisé en fonction des moyens dont dispose l'entreprise (moyens humains, quantités de coffrages disponibles...).



Fig. II.6 : Construction des piles et culées.

III.2. Construction de chaque fléau sur pile :

Après bétonnage du voussoir sur pile, les voussoirs courants sont posés à l'aide de l'engin de pose (poutre de lancement) de part et d'autre de la pile symétriquement. La longueur du voussoir sur pile sera de 7.50 m de telle sorte à permettre de disposer le matériel nécessaire pour la mise en tension des câbles. Afin de libérer aussi vite que possible l'engin de pose, on procède à un **brelage** des voussoirs avant de mettre en œuvre la précontrainte du fléau. Ce **brelage** est démonté une fois que les câbles soient tendus et la colle époxy durcie, constitué en général de barres $\Phi 36$.

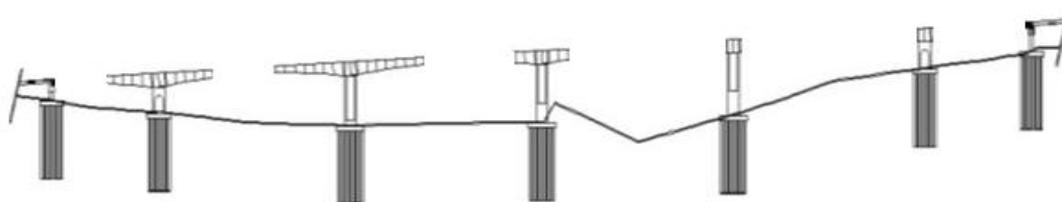


Fig. II.7 : Construction des fléaux.

III.3. Clavage des travées de rive :

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

➤ **Premiers clavages :**

Bétonnage sur chaque rive des parties coulées sur cintres et clavage avec les fléaux, le système est isostatique car on aura remplacé les quatre appuis provisoires sur les piles par des appuis définitifs.

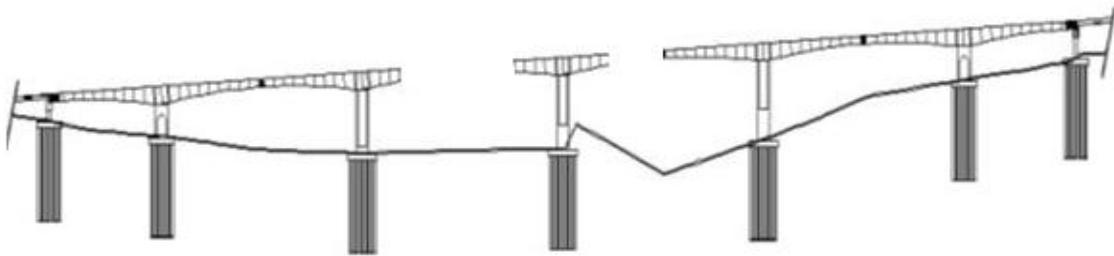


Fig. II.8 : *Clavage des deux travées de rive.*

III.4. Clavage de la travée centrale :

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

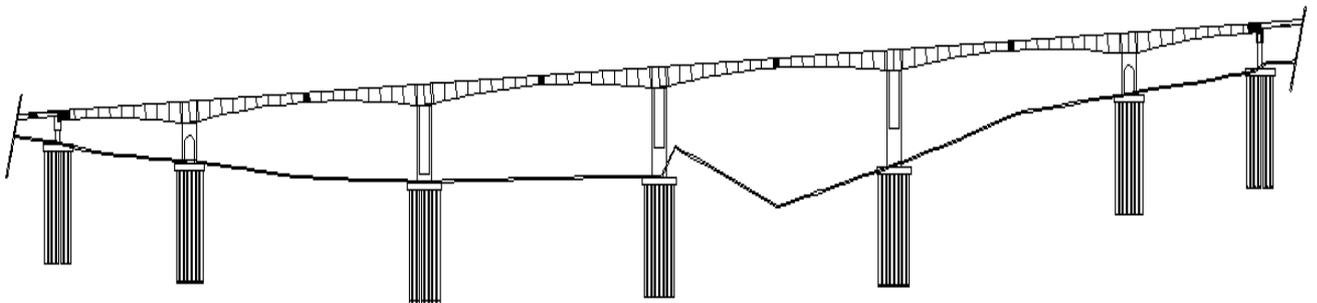


Fig. II.9 : *Clavage de la travée centrale.*

Chapitre : III

Caractéristiques des matériaux

Caractéristiques des matériaux utilisés :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie l'étude et le calcul du projet, on donne ci-après les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de l'ouvrage, suivant les règles [BPEL 91 Modifié 99].

I. Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours ; notée f_{c28} .

Le béton utilisé est dosé à 400 Kg/m³ en ciment CPA (32,5).

La masse volumique du béton Armé $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.

- **Résistance caractéristique à la compression :**

Au delà de $j = 28$ jours, pour les calculs de résistance $f_{cj} = f_{c28}$.

On a : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ pour le béton du caisson.

Pour un béton âgé moins de 28 jours, et non traité thermiquement, on utilise les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ; notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad [\text{MPa}] ; \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation longitudinale :**

- Module de déformation instantanée ($t < 24$ heures) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [f_{cj} \text{ et } E_{ij} \text{ en MPa}].$$

- Module de déformation longitudinale différée (longue durée) :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [f_{cj} \text{ et } E_{ij} \text{ en MPa}].$$

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson est : $\nu = \frac{\Delta t}{\Delta l}$; tel que : $\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{pour un béton non fissuré (ELS).} \\ 0 & \text{pour un béton fissuré (ELU).} \end{cases}$

Δt : augmentation relative de la dimension transversale.

Δl : raccourcissement relatif longitudinal.

- **Contrainte de calcul à l'état limite ultime :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

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.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable.} \\ 1,15 & \text{En situation accidentelle.} \end{cases}$$

Les valeurs des contraintes en fonction des déformations sont données par le diagramme ci-dessous :

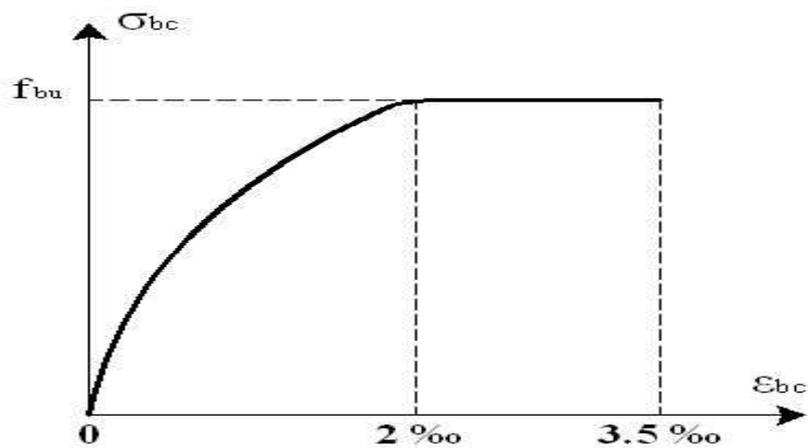


Fig. III.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU (selon BAEL91).

Le diagramme en parabole-rectangle est utilisé pour le calcul à l'état limite ultime ; dans le calcul à l'état limite de service, on reste dans le domaine élastique.

- **Contrainte de calcul à l'état limite de service :**

La contrainte de calcul du béton doit être au plus égal à :

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

II. Les aciers:

II.1. Aciers passifs:

Les aciers passifs sont utilisés pour le ferrailage des voussoirs, on utilise des barres à haute adhérence FeE400 telle que :

La nuance : $f_e = 400$ MPa.

Le module d'élasticité : $E_a = 2 \times 10^5$ MPa.

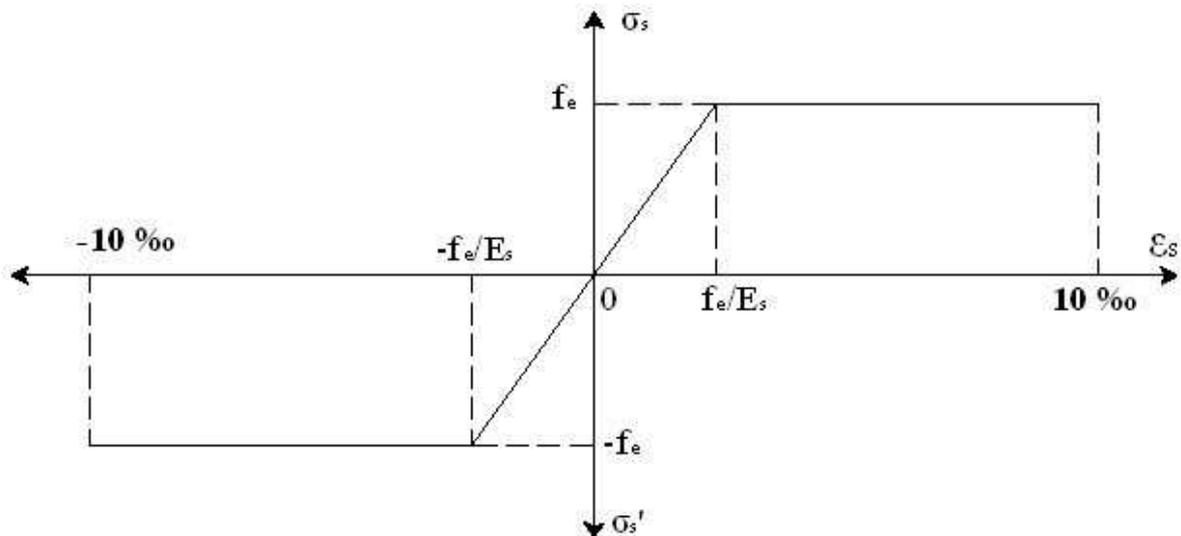


Fig. III.2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

- **Etat limite ultime (ELU) :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{En situation durable.} \\ 1,00 & \text{En situation accidentelle.} \end{cases}$$

• **Etat limite de service (ELS) :**

A l'état limite de service trois cas sont à prendre en considération selon l'état de l'exposition de l'ouvrage aux intempéries :

a) Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer ;

$$\bar{\sigma}_s = f_e$$

b) Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration égal à :

$\eta = 1,00$pour les RL

$\eta = 1,60$pour les HA si $\Phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1,30$ pour les HA si $\Phi < 6\text{mm}$

c) Fissuration très préjudiciable :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

II.2. Aciers de précontrainte « actifs » :

Le procédé utilisé est celui de « DYWIDAG », la précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type 12T15 Classe 3 TBR.

- Nombre de torons par câble : 12.
- Section utile d'un câble : AP = 1800 mm².
- Force élastique garantie : $f_{peg} = 1583$ MPa.
- Force de rupture garantie : $f_{prg} = 1770$ MPa.
- Coefficient de frottement $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$.
- Glissement à l'ancrage $g = 6$ mm.
- Diamètre extérieur de la gaine = 88 mm.
- Diamètre intérieur de la gaine = 80 mm.
- Entre axe minimum ancrage = 420 mm.
- Entre axe minimum bord = 230 mm.
- Diamètre ancrage = 310 mm.
- Coefficient de frottement (gaine-câble) : $0,002 \text{ m}^{-1}$.

CHAPITRE : IV

Pré-dimensionnement **de la structure**

Introduction :

Dans les ouvrages de portée supérieure à 60m, le poids propre du tablier représente une fraction importante de la charge globale qui, en raison de la méthode de construction, est supportée en totalité par les sections voisines des piles. Les sections en travée sont par conséquent beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui, ce qui conduit logiquement au choix d'un tablier de hauteur variable, décroissante de piles vers la clé.

I. Pré-dimensionnement de la structure longitudinale :

Lors de l'exécution, le tablier se présente sous forme de deux consoles sensiblement égales, qui constituent un fléau dont l'équilibre doit être assuré sous l'action du poids propre et des surcharges du chantier, les efforts décroissent de l'encastrement (sur appuis) jusqu'à l'extrémité libre, ce qui conduit au choix d'un tablier de hauteur variable qui offre un certain nombre d'avantages, dont le plus important est celui de l'économie des matériaux.

L'ouvrage comporte deux travées de rive, et quatre travées intermédiaires de portées suivantes : 56 m, 100 m, respectivement.

Le tablier se compose d'une poutre caisson à hauteur variable en béton précontraint.

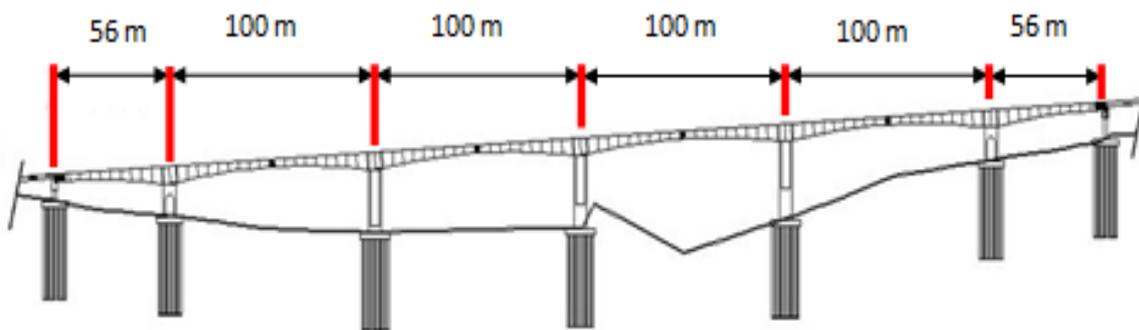


Fig. IV.1 : Coupe longitudinale.

I.1. 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 renversant 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 :

$$0.5 L_i \leq L_r \leq 0.6 L_i \quad \left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad L_i = 100 \\ \bullet \quad 0.5 L_i = 50 \\ \bullet \quad 0.6 L_i = 60 \end{array} \right. \quad \text{On prend : } L_r = 56\text{m}$$

➤ Dans notre cas on prend : $L_r = 56\text{m}$

Comme il est indiqué dans le schéma ci-dessus, les portées intermédiaires sont symétriques de longueur de 100 m, par contre la longueur des travées de rives est égale à 56m.

Cette distribution offrira des avantages tels que :

- Du point de vue statique : pour avoir des valeurs approchées du moment sur toutes les travées.
- Du point de vue esthétique : le pont surgira avec une belle apparence.

I.2. La hauteur des poutres :

Les efforts les plus importants agissent sur les piles sont plus important dans la phase de construction. On constate des efforts décroissent régulièrement à l'extrémité de la pile console, d'où la possibilité de faire varier l'inertie de la poutre.

a. Hauteur sur pile :

La hauteur sur pile (h_p) est généralement comprise entre : $\frac{Li}{20}$ et $\frac{Li}{16}$ due à l'effort tranchant qui est max au niveau de la pile.

$$\frac{Li}{20} \leq h_p \leq \frac{Li}{16} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{Li}{20} = \frac{100}{20} = 5.00 \text{ m} \\ \bullet \frac{Li}{16} = \frac{100}{16} = 6.25 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{Donc } 5.00\text{m} \leq h_p \leq 6.25 \text{ m.}$$

Avec :

L : désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

➤ Dans notre cas on prend : $h_p = 5,50\text{m}$.

b. 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 **1,60 m** afin de permettre la circulation à l'intérieur de la poutre caisson pour l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontrainte et la surveillance de l'ouvrage.

La hauteur à la clé est comprise entre : $\frac{Li}{60}$ et $\frac{Li}{30}$ Mais avec un minimum de **2.20 m** permettant un cheminement aisé dans le caisson.

$$\frac{Li}{60} \leq h_c \leq \frac{Li}{30} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{Li}{60} = \frac{100}{60} = 1.66 \text{ m} \\ \bullet \frac{Li}{30} = \frac{100}{30} = 3.33 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{Donc : } 1.66 \text{ m} \leq h_c \leq 3.333 \text{ m} \\ \text{et } h_c \geq 1.60 \text{ m.}$$

➤ Dans notre cas, on prend : $h_c = 2,50\text{m}$.

I.3. Découpage en voussoirs :

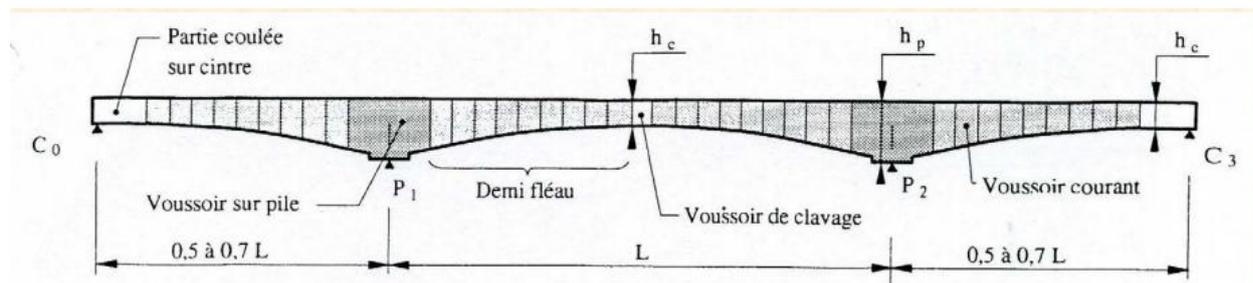


Fig. IV.2 : Découpage du tablier en voussoirs.

Voussoirs sur pile :

Pour les ouvrages coulés sur place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins 7 m, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

Voussoirs courants :

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

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

Voussoirs de clavage :

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

Leur longueur minimale est environ 2,00 m.

On opte pour le découpage suivant :

- Voussoir sur pile : 7.50 m (5 voussoirs)
- Voussoirs courant : 5 m (90 voussoirs de hauteurs variables)
- Voussoir de clavage : 2.50 m (4 voussoirs)

II. Pré-dimensionnement de la section transversale :

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

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

❖ Les avantages de la section transversale :

La section transversale est représentée par la section caisson qui a les avantages suivants :

- Une très bonne résistance à la torsion provoquée en cour de réalisation
- Le caisson continu facilite les problèmes d'entretien, le passage des canalisations des conduites diverses.
- Ces sections comportent également un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur les piles.
- Le tablier travaille en console, donc engendre des moments négatifs sur la majeure partie des travées, qui est très importantes au voisinage des appuis. Les membrures inférieures doivent alors résister à des efforts de compression élevés, d'où l'utilité de réaliser un hourdis inférieur continu entre âmes ce qui forme une table de compression.

a. Choix du type de caisson :

Pour des largeurs de tablier inférieures à **20 m**, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes.

Pour notre projet **B = 10.08 m** et **b = 5.50 m**, donc on aura un mono-caisson simple à deux âmes.

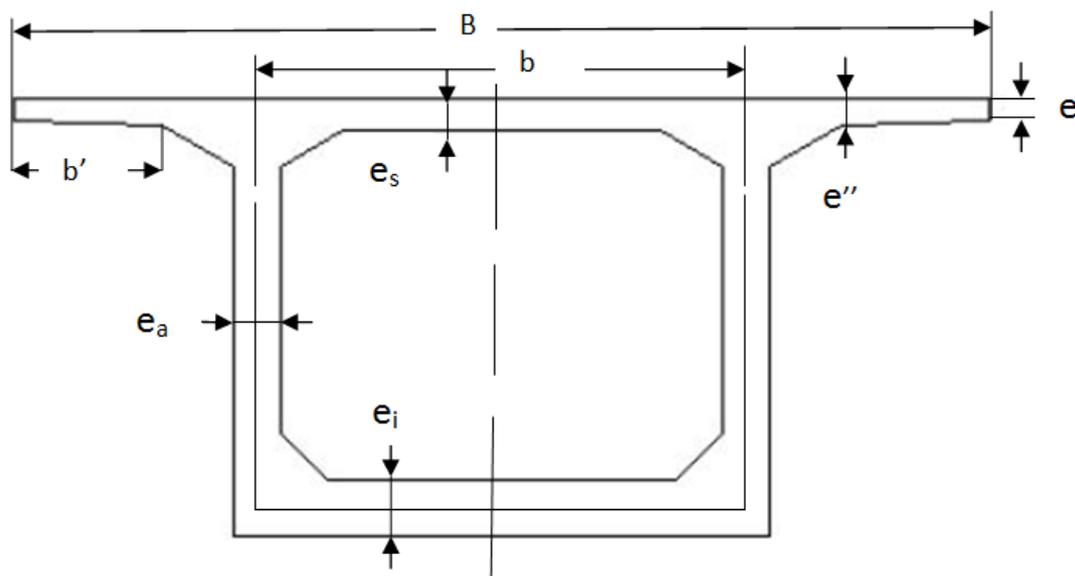


Fig. IV.3 : Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes.

Les caissons ne comportent pas d'entretoises intermédiaires, on dispose simplement d'une entretoise à l'intérieur des caissons au droit des appuis pour permettre une bonne diffusion des réactions d'appuis.

La dimension transversale du caisson est imposée par la largeur de la chaussée (B), c'est elle qui décide du nombre et de la forme transversale du caisson à adopter.

b. Epaisseur des âmes :

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

$e_{\min} = 36 \text{ cm}$ pour des unités 12T13.

$e_{\min} = 44 \text{ cm}$ pour des unités 12T15.

$e_{\min} = 59 \text{ cm}$ pour des unités 19T15.

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

$$e_a = 0.26 + \frac{L}{500} = 0.26 + \frac{100}{500} = 46 \text{ cm}$$

Avec : L : la portée principale en (m), ce qui nous donne : $e_a = 46 \text{ cm}$.

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

c. Epaisseur de la dalle supérieure :

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

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

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

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

Ce qui donne, $e_s = 10 + \frac{550}{25} = 32 \text{ cm}$

On prend : $e_s = 32 \text{ cm}$

d. Epaisseur de la dalle inférieure :

L'épaisseur du hourdis inférieur est fonction de plusieurs paramètres, on peut citer :

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

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

➤ **Epaisseur a la clé :**

Elle est conditionnée par les considérations suivantes :

- Les nouvelles règles conduisent à un ferrailage important du hourdis inférieur pour lequel il est convenable de prévoir une épaisseur minimale de 18 cm.
- Lorsque les câbles de continuités sont logés dans celui-ci, il est recommandé d'avoir une épaisseur au moins égale à trois fois le diamètre extérieur des gaines de précontrainte (dans notre cas $\phi = 8,8 \text{ cm}$).
- Pour assurer une bonne diffusion et répartition des efforts, il convient de prévoir des épaisseurs non disproportionnées pour les âmes et l'hourdis inférieur.

A cet égard, il semble souhaitable que l'épaisseur du hourdis inférieur ne descende pas au-dessous du tiers des âmes.

L'épaisseur du hourdis inférieur à la clé doit donc satisfaire la condition suivante :

$$e_{ic} \text{ (cm)} \geq \text{Max} (18 \text{ cm} ; 3\phi ; e_a/3) \Rightarrow e_{ic} \text{ (cm)} \geq \text{Max} (18 \text{ cm} ; 26,4 \text{ cm} ; 16,67 \text{ cm})$$

➤ On choisit : $e_{ic} = 30 \text{ cm}$.

➤ **Épaisseur sur pile :**

L'épaisseur du hourdi inférieur sur pile est en générale 2 à 2,5 fois plus grande que celle à la clé.

Ce qui donne : $60 \text{ cm} < e_{ip} < 75 \text{ cm}$

➤ On choisit: **$e_{ip} = 70 \text{ cm}$** .

e. Dimensionnement des goussets :

➤ **Gousset supérieur :**

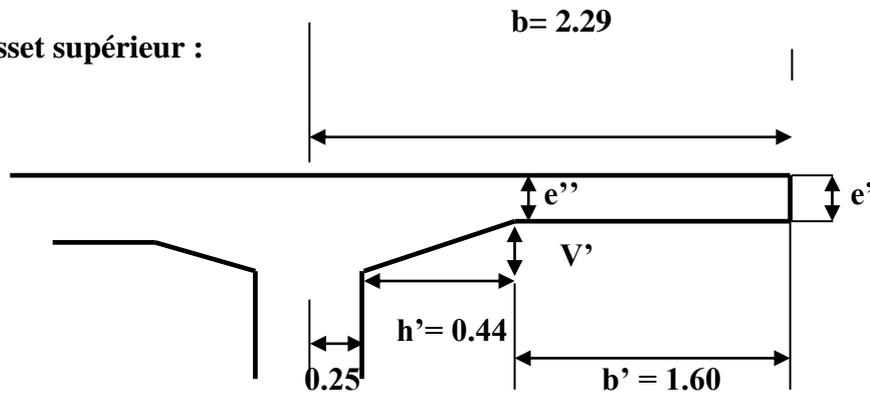


Fig. IV.4 : Gousset supérieur.

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.

➤ L'épaisseur (e') est comprise entre 20 cm et 25 cm, On choisit : **$e' = 25 \text{ cm}$** .

➤ L'épaisseur (e'') est comprise entre : $b'/7 \leq e'' \leq b'/5$, avec **$b' = 1,60 \text{ m}$** on aura : $23 \text{ cm} \leq e'' \leq 32 \text{ cm}$; On choisit : **$e'' = 32 \text{ cm}$** .

L'angle d'inclinaison du gousset est compris entre 30° et 45° .

$\text{tg } 35^\circ = v'/h'$, $h' = 79 \text{ cm}$ d'où **$v' = 31 \text{ cm}$** .

➤ **Gousset inférieur :**

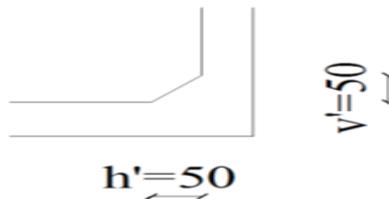


Fig. IV.5 : Gousset inférieur.

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

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

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

Chapitre : V

Caractéristiques géométriques

I. 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.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour une section rectangulaire : } I_{Gi} = \frac{bh^3}{12} \\ \text{Pour une section triangulaire : } I_{Gi} = \frac{bh^3}{36} \end{array} \right.$$

- L'ordonnée du centre de gravité (CDG) : $Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} S_i}{\sum S_i}$
- Moment d'inertie total par rapport à son centre de gravité : $I_{GX} = 2 \times \sum (I_{Gi} + S_i d_i^2)$ (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.

I.1. Section sur pile :

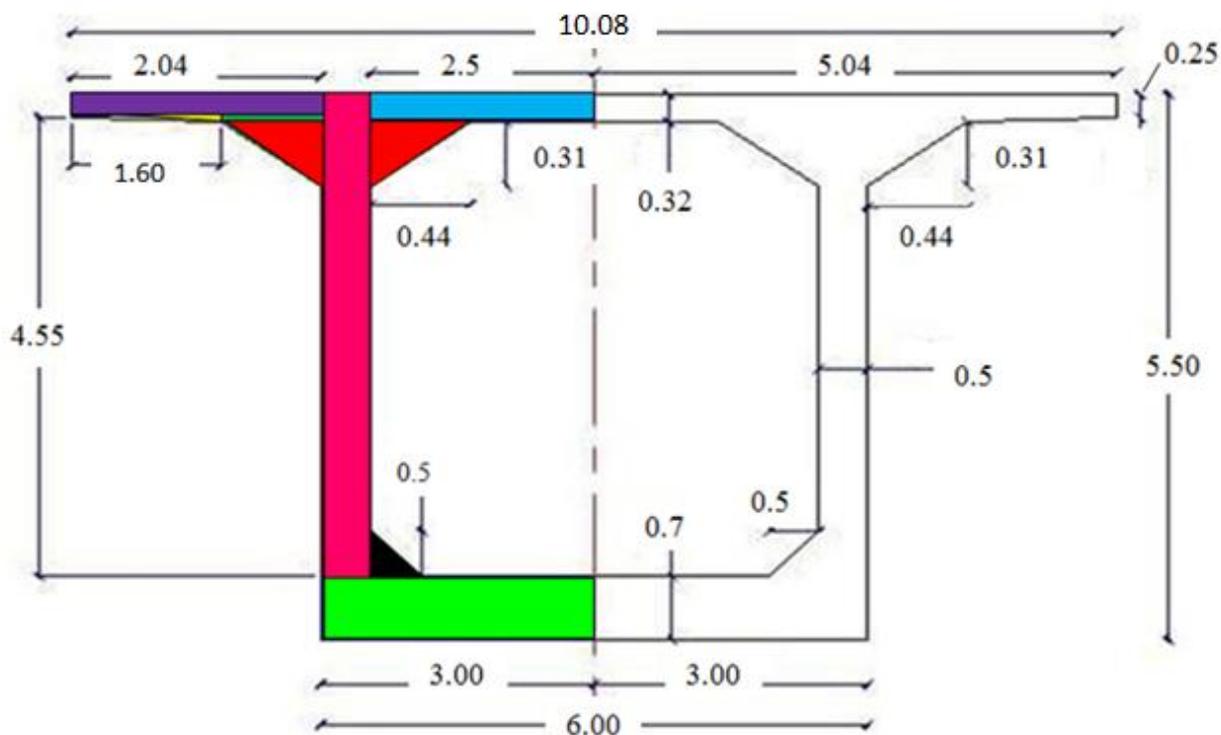


Fig. V.1 : Voussoir sur pile.

Tableau. V.1 : Les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

Elément	N°	b_i (m)	h_i (m)	S_i (m ²)	Y_{Gi} (m)	$S_i Y_{Gi}$ (m ³)	d (m)	d^2 (m ²)	$d^2 S_i$ (m ⁴)	I_{Gi} (m ⁴)	I_{Gi}/x'
	1	2.04	0.25	0.510	5.38	2.744	2.71	7.344	3.7454	0.00266	3.74810
	2	0.44	0.07	0.031	5.22	0.162	2.55	6.503	0.2016	0.00001	0.20161
	3	1.60	0.07	0.056	5.23	0.293	2.56	6.554	0.3670	0.00002	0.36702
	4	2.50	0.32	0.800	5.34	4.272	2.67	7.129	5.7032	0.00683	5.71000
	5	0.44	0.31	0.068	5.08	0.345	2.41	5.808	0.3949	0.00036	0.39526
	6	0.44	0.31	0.068	5.08	0.345	2.41	5.808	0.3949	0.00036	0.39526
	7	0.50	4.80	2.400	3.10	7.440	0.43	0.185	0.4440	4.60800	5.05200
	8	0.50	0.50	0.125	0.87	0.109	-1.80	3.240	0.4050	0.00174	0.40674
	9	3.00	0.70	2.100	0.35	0.735	-2.32	5.382	11.3022	0.08575	11.38795
	2Σ			12.32		32.89					55,32788

$$X_G = 5.04 \text{ m} \quad (\text{par symétrie})$$

$$Y_G = 2.67 \text{ m} \quad V' = 2,67 \text{ m}$$

$$S_p = 12.32 \text{ m}^2 \quad \rho = 0,594$$

$$I_{Gx} = 55,32788 \text{ m}^4 \quad C = 1.681 \text{ m}$$

$$V = 2,83 \text{ m} \quad C' = 1.586 \text{ m}$$

I.2. Section à la clé :

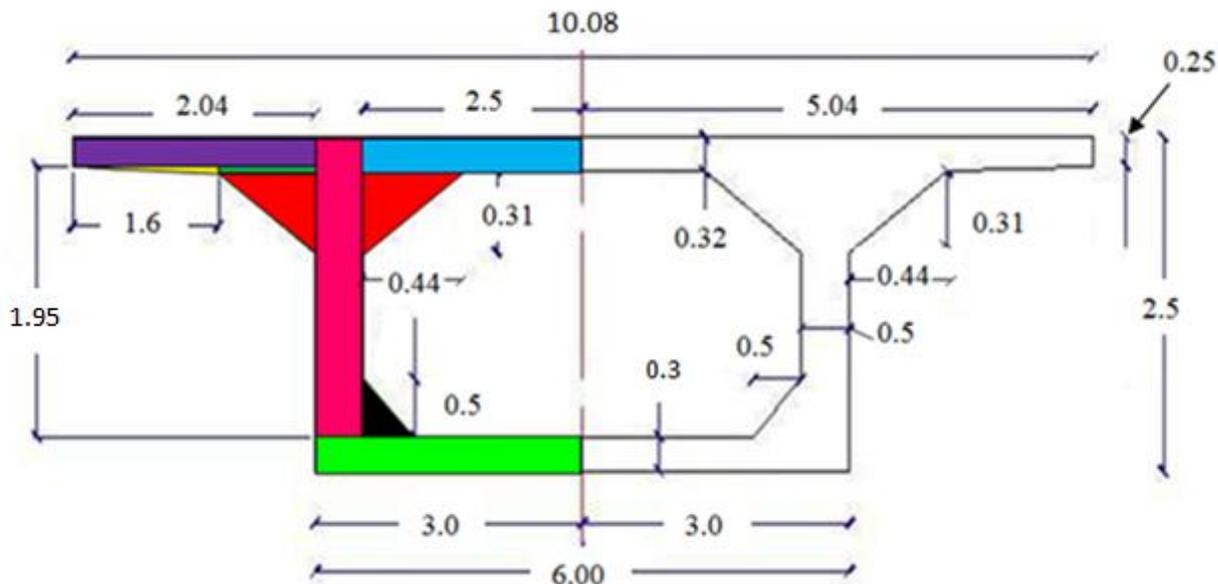


Fig. V.2 : Voussoir à la clé.

Tableau. V.2 : Les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé.

Elément	N°	b_i (m)	h_i (m)	S_i (m ²)	Y_{Gi} (m)	$S_i Y_{Gi}$ (m ³)	d (m)	d^2 (m ²)	$d^2 S_i$ (m ⁴)	I_{Gi} (m ⁴)	I_{Gi}/x'
	1	2.04	0.25	0.510	2.38	1.214	0.93	0.865	0.4412	0.00266	0.44386
	2	0.44	0.07	0.031	2.22	0.069	0.77	0.593	0.0184	0.00001	0.01841
	3	1.60	0.07	0.056	2.23	0.125	0.78	0.608	0.0340	0.00002	0.03402
	4	2.50	0.32	0.800	2.34	1.872	0.89	0.792	0.6336	0.00683	0.64043
	5	0.44	0.31	0.068	2.08	0.141	0.63	0.397	0.0270	0.00036	0.02736
	6	0.44	0.31	0.068	2.08	0.141	0.63	0.397	0.0270	0.00036	0.02736
	7	0.50	2.20	1.100	1.40	1.540	-0.05	0.003	0.0033	0.44367	0.44697
	8	0.50	0.50	0.125	0.47	0.059	-0.98	0.960	0.1200	0.00174	0.12174
	9	3.00	0.30	0.900	0.15	0.135	-1.30	1.690	1.5210	0.00675	1.52775
	$2\sum$			7.32		10.592					6.5758

$$X_G = 5.04 \text{ m} \quad (\text{par symétrie})$$

$$Y_G = 1.45 \text{ m} \quad V = 1.05 \text{ m}$$

$$S_c = 7.32 \text{ m}^2 \quad \rho = 0,590$$

$$I_{Gx} = 6.5758 \text{ m}^4 \quad C = 0,620 \text{ m}$$

$$V' = 1,45 \text{ m} \quad C' = 0.856 \text{ m}$$

II. Loi de variation des différents paramètres géométriques :

II.1. Loi de variation de la hauteur :

a. Travée intermédiaire :

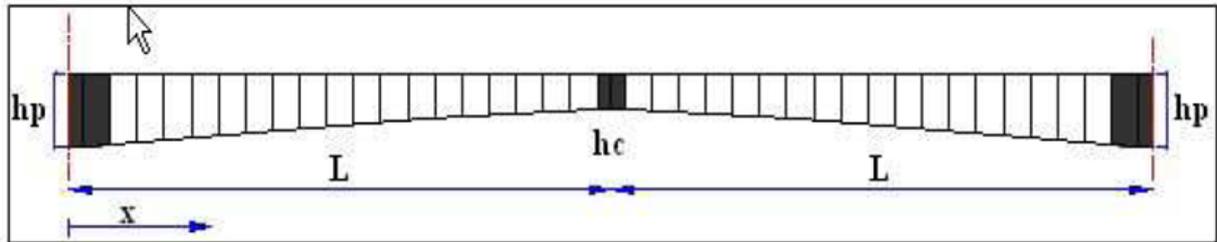


Fig. V.3 : Variation de la hauteur de la travée centrale.

On a :

- Pour : $0 < x \leq L$

$$h(x) = h_p - 2(h_p - h_c) \left(\frac{x}{L}\right) + (h_p - h_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

$$h(x) = 5.5 - 0.12x + 0.0012x^2 \text{ m.}$$

Avec : h_c : hauteur de la poutre à la clé.
 h_p : hauteur de la poutre sur pile.

b. Travée de rive :

Les travées de rive des ponts construits par encorbellement successif, lorsqu'ils sont de hauteur variable, comportent une partie de hauteur constante et une partie de hauteur variable, en général ils comportent un intrados courbe à variation parabolique.

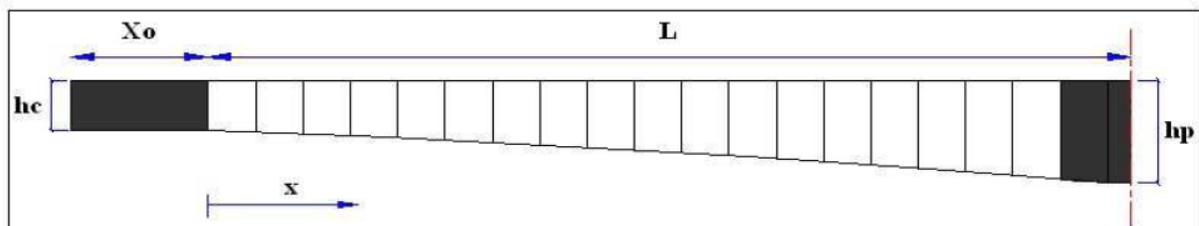


Fig. V.4 : Variation de la hauteur de la travée de rive.

On a :

- Pour : $-X_0 \leq x \leq 0$

$$h(x) = h_c = 2.50 \text{ m.}$$
- Pour : $0 \leq x \leq L$

$$h(x) = h_c + (h_p - h_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 2.5 + 0.00125x^2 \text{ m.}$$

II.2. Loi de variation de l'épaisseur du hourdis inférieur :

a. Travée intermédiaire :

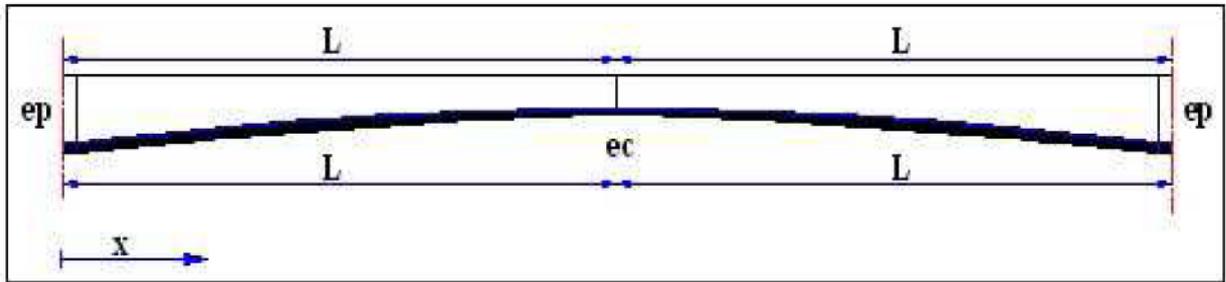


Fig. V.5 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.

On a :

- Pour : $0 < x \leq L$

$$e(x) = e_p - 2(e_p - e_c) \left(\frac{x}{L}\right) + (e_p - e_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

$$e(x) = 0.7 - 0.016 x + 0.00016 x^2 \text{ m.}$$

Avec : e_c : épaisseur du hourdis inférieur à la clé.
 e_p : épaisseur du hourdis supérieur sur pile.

b. Travée de rive :

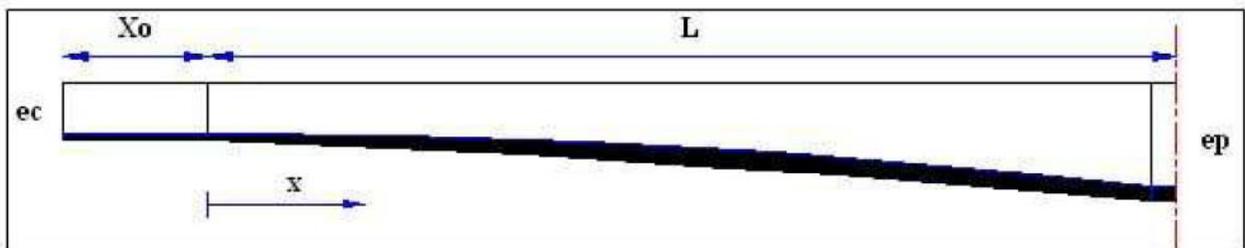


Fig. V.6 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.

On a :

- Pour : $-X_0 \leq x \leq 0$

$$e(x) = e_c = 0.30 \text{ m.}$$
- Pour : $0 \leq x \leq L$

$$e(x) = e_c + (e_p - e_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 0.3 + 0.00017 x^2 \text{ m.}$$

II.3. Loi de variation de la section :

a. Travée intermédiaire:

En considérant le fléau intermédiaire représenté sur la figure suivante :

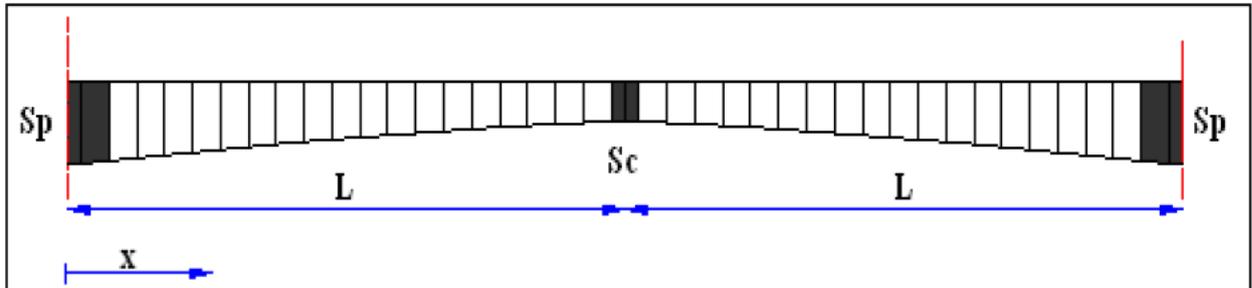


Fig. V.7 : Variation de la section de la travée intermédiaire.

On a :

- Pour : $0 < x \leq L$

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

$$S(x) = 12.32 - 0.20 x + 0.002 x^2 \text{ m}^2.$$

b. Travée de rive :

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

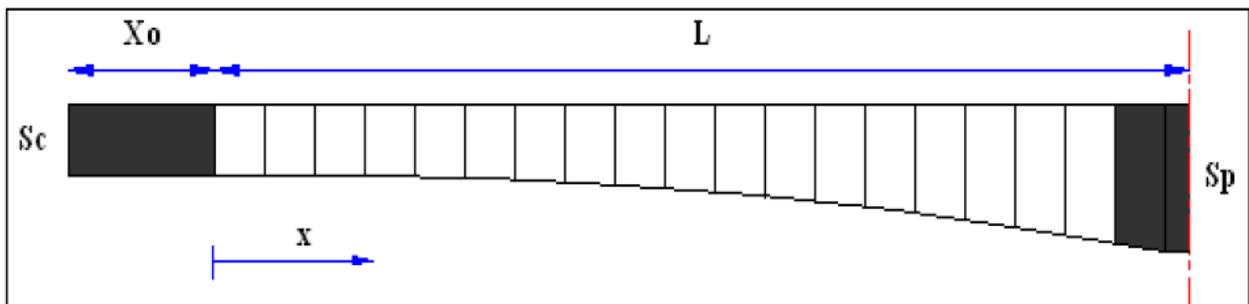


Fig. V.8 : Variation de la section de la travée de rive.

On a :

- Pour : $-X_0 \leq x \leq 0$

$$S(x) = S_c = 7.32 \text{ m}^2.$$
- Pour : $0 \leq x \leq L$

$$S(x) = S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 7.32 + 0.0021 x^2 \text{ m}^2.$$

II.4. Loi de variation du centre de gravité de la section :

a. Travée intermédiaire :

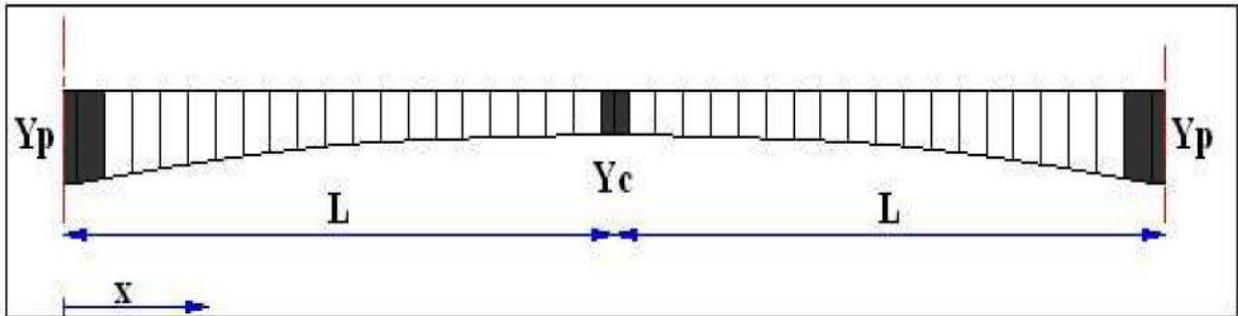


Fig. V.9 : Variation de la position du centre de gravité de la travée intermédiaire.

On a :

- Pour : $0 < x \leq L$

$$Y_G(x) = Y_{Gp} - 2(Y_{Gp} - Y_{Gc}) \left(\frac{x}{L}\right) + (Y_{Gp} - Y_{Gc}) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

$$Y_G(x) = 2.67 - 0.0488 x + 0.00049 x^2 \text{ m.}$$

b. Travée de rive :

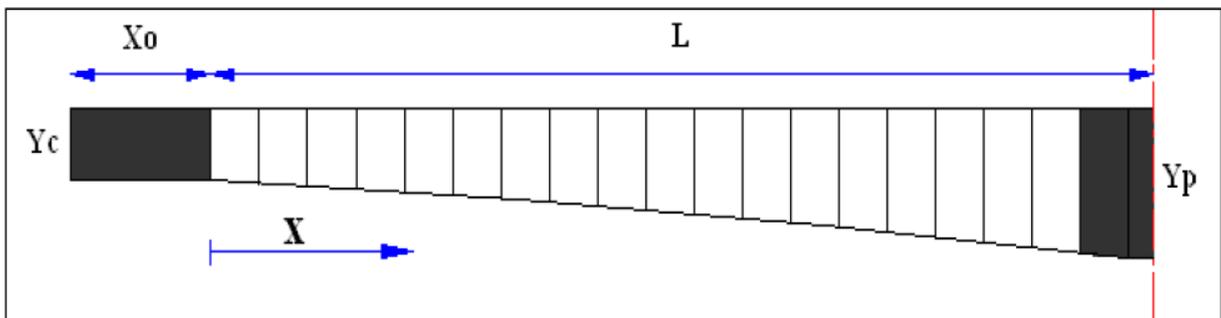


Fig. V.10 : Variation de la position du centre de gravité de la travée de rive.

On a :

- Pour : $-X_0 \leq x \leq 0$

$$Y_G(x) = Y_{Gc} = 1.45 \text{ m.}$$
- Pour : $0 \leq x \leq L$

$$Y_G(x) = Y_{Gc} + (Y_{Gp} - Y_{Gc}) \left(\frac{x}{L}\right)^2 = 1.45 + 0.00051 x^2 \text{ m.}$$

II.5. Loi de variation de l'inertie :

a. Travée intermédiaire :

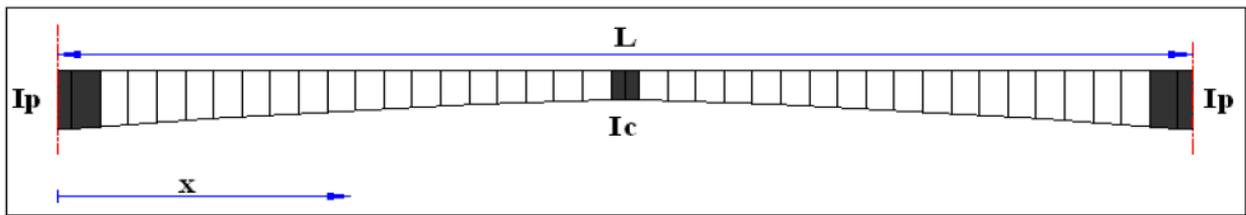


Fig. V.11 : Variation de l'inertie de la travée intermédiaire.

Pour $0 < x \leq L$

$$I(x) = I_c \left[1 + K \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}; \quad \text{Avec} \quad K = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1 = \left(\frac{55.32788}{6.5758} \right)^{0.4} - 1 = 1.34$$

$$I(x) = 6.5758 \left[1 + 1.34 \left(1 - 0.02 x \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}} m^4.$$

b. Travée de rive :

Il est d'usage de considérer une loi de variation de la forme $(Kh)^{\frac{5}{2}}$, h étant la hauteur de la poutre. Cette loi, est une loi intermédiaire entre la loi limite Kh^2 et la loi de variation de l'inertie d'une section pleine rectangulaire $I = Kh^3$. L'expérience montre qu'une loi de la forme $I = (Kh)^{\frac{5}{2}}$, conduit à des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fait pour une section en forme de poutre caisson (Hypothèse des tables de GULDIN), ce qui donne : [Réf 3]

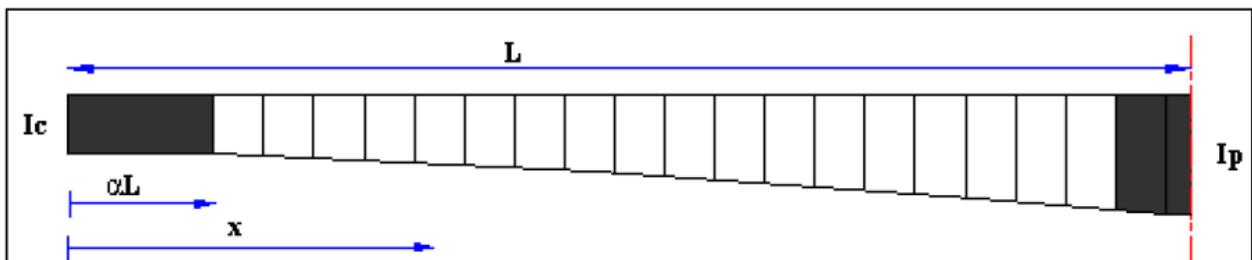


Fig. V.12 : Variation de l'inertie de la travée de rive.

On a :

- Pour : $0 \leq x \leq aL$ $I(x) = I_c = 6.5758 m^4.$

- Pour : $aL \leq x \leq L$ $I(x) = I_c \left[1 + K \left(\frac{x - aL}{L - aL} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}$
 $I(x) = 6.5758 \left[1 + 1.34 \left(\frac{x - 7.25}{41.5} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}} m^4.$

Tableau. V.3 : Tableau récapitulatif de la variation des différents paramètres de la travée de rive.

x (m)	h (x)	e _i (x)	S (x)	Y _g (x)	I (x)	V (x)	V' (x)	ρ	C (x)	C' (x)
0	2.50	0.30	7,32	1,45	6.57580	1.05	1,45	0.59	0.62	0.86
5	2.53	0.30	7,37	1,46	6.64074	1.07	1,46	0.58	0.62	0.85
10	2.63	0.32	7,53	1,50	6.67296	1.13	1,50	0.52	0.59	0.78
15	2.78	0.34	7,79	1,56	7.37118	1.22	1,56	0.50	0.61	0.78
20	3.00	0.37	8,16	1,65	8.85644	1.35	1,65	0.49	0.66	0.81
25	3.28	0.41	8,63	1,77	11.37600	1.51	1,77	0.49	0.74	0.87
30	3.63	0.45	9,21	1,91	15.32333	1.72	1,91	0.51	0.88	0.97
35	4.03	0.51	9,89	2,07	21.26526	1.96	2,07	0.53	1.04	1.10
40	4.50	0.57	10,68	2,27	29.97426	2.23	2,27	0.55	1.23	1.25
45	5.03	0.64	11,57	2,48	42.46421	2.55	2,48	0.58	1.48	1.44
48.75	5.50	0.70	12,32	2,67	55,32788	2.83	2,67	0.59	1.67	1.58

Tableau. V.4 : Tableau récapitulatif de la variation des différents paramètres de la travée intermédiaire.

x (m)	h (x)	e _i (x)	S (x)	Y _g (x)	I (x)	V (x)	V' (x)	ρ	C (x)	C' (x)
0	5,50	0,70	12,32	2,67	55,32788	2.83	2,67	0.59	1.67	1.58
3,75	5,03	0,64	11,57	2,48	42.46421	2.55	2,48	0.58	1.48	1.44
8,75	4,50	0,57	10,68	2,27	29.97426	2.23	2,27	0.55	1.23	1.25
13,75	4,03	0,51	9,89	2,07	21.26526	1.96	2,07	0.53	1.04	1.10
18,75	3,63	0,45	9,21	1,91	15.32333	1.72	1,91	0.51	0.88	0.97
23,75	3,28	0,41	8,63	1,77	11.37600	1.51	1,77	0.49	0.74	0.87
28,75	3,00	0,37	8,16	1,65	8.85644	1.35	1,65	0.49	0.66	0.81
33,75	2,78	0,34	7,79	1,56	7.37118	1.22	1,56	0.50	0.61	0.78
38,75	2,63	0,32	7,53	1,50	6.67296	1.13	1,50	0.52	0.59	0.78
43,75	2,53	0,30	7,37	1,46	6.64074	1.07	1,46	0.58	0.62	0.85
48,75	2,50	0,30	7,32	1,45	6.57580	1.05	1,45	0.59	0.62	0.86
51,25	2,50	0,30	7,32	1,45	6.57580	1.05	1,45	0.59	0.62	0.86
56,25	2.53	0.30	7,37	1,46	6.64074	1.07	1,46	0.58	0.62	0.85
61,25	2.63	0.32	7,53	1,50	6.67296	1.13	1,50	0.52	0.59	0.78
66,25	2.78	0.34	7,79	1,56	7.37118	1.22	1,56	0.50	0.61	0.78
71,25	3.00	0.37	8,16	1,65	8.85644	1.35	1,65	0.49	0.66	0.81
76,25	3.28	0.41	8,63	1,77	11.37600	1.51	1,77	0.49	0.74	0.87
81,25	3.63	0.45	9,21	1,91	15.32333	1.72	1,91	0.51	0.88	0.97
86,25	4.03	0.51	9,89	2,07	21.26526	1.96	2,07	0.53	1.04	1.10
91,25	4.50	0.57	10,68	2,27	29.97426	2.23	2,27	0.55	1.23	1.25
96,25	5.03	0.64	11,57	2,48	42.46421	2.55	2,48	0.58	1.48	1.44
100	5.50	0.70	12,32	2,67	55,32788	2.83	2,67	0.59	1.67	1.58

Remarque :

Le voussoir sur pile est conçu presque plein pour répondre aux efforts tranchants qui sont très importants ; mais on ne laisse qu'un trou d'homme de 0.8×2 à fin de permettre de circuler pour des raisons de vérification des appareils d'appuis. L'accès est toujours assuré à l'intérieur du tablier. Les caractéristiques géométriques données par le tableau (V.5) concernant le voussoir sur pile, ne sont utilisées que pour établir les différentes lois de variation.

Par contre les vraies dimensions sont les suivantes :

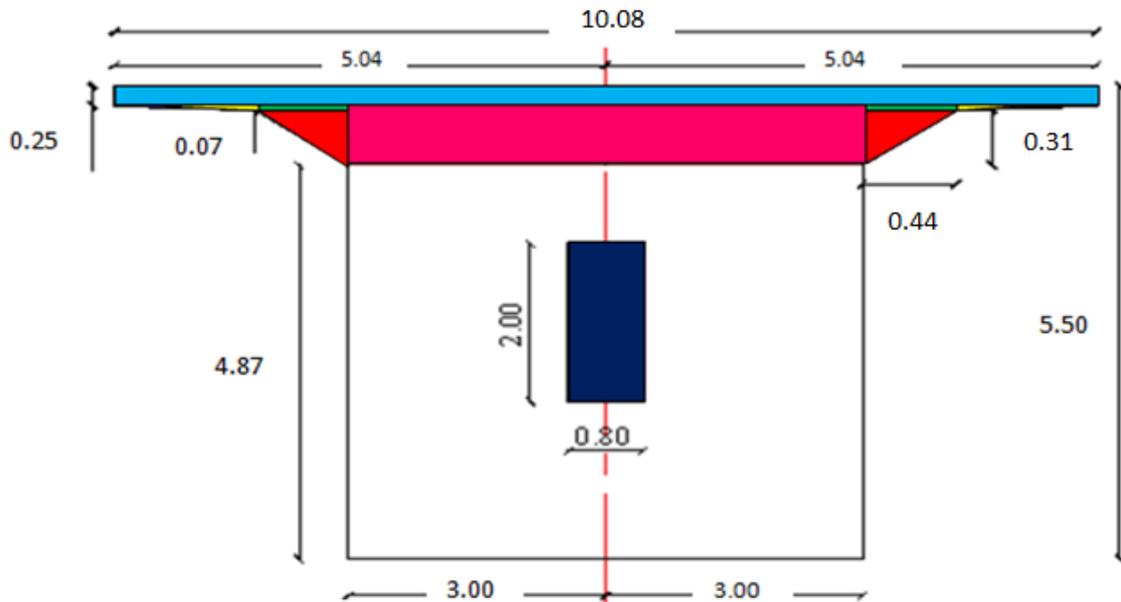


Fig. V.13 : Voussoir plein sur pile.

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

Elément	N°	b_i (m)	h_i (m)	S_i (m ²)	Y_{Gi} (m ³)	$S_i Y_{Gi}$ (m ³)	D (m)	d^2 (m ²)	$d^2 S_i$ (m ⁴)	I_{Gi} (m ⁴)	I_{Gi}/x'
	1	5.04	0.25	1.260	5.375	6.773	2.525	6.376	8.0338	0.00656	8.04036
	2	3.00	0.38	1.140	5.060	5.768	2.210	4.884	5.5678	0.01372	5.58152
	3	0.44	0.07	0.031	5.215	0.162	2.365	5.593	0.1734	0.00001	0.17341
	4	1.60	0.07	0.056	5.227	0.293	2.377	5.650	0.3164	0.00002	0.31642
	5	0.44	0.31	0.068	5.077	0.345	2.227	4.960	0.3373	0.00036	0.33766
	6	3.00	4.87	14.610	2.435	35.575	-0.415	0.172	2.5129	28.87533	31.38823
	7	0.40	2.00	0.800	2.750	2.200	-0.100	0.010	0.0080	0.26667	0.27467
	2Σ			35.93		102.23					92.22454

$X_G = 5.04$ m (par symétrie)

$Y_G = 2.85$ m $V = 2.65$ m

$S_p = 35.93$ m² $\rho = 0.340$

$I_{Gx} = 92.22454$ m⁴ $C = 0.901$ m

$V' = 2.85$ m $C' = 0.969$ m

Chapitre : VI

Charges et surcharges

Introduction :

Dans ce chapitre on procède au calcul des charges et surcharges que le tablier doit supporter et les actions appliquées à l'ouvrage qui peuvent être permanentes ou variables.

L'ouvrage doit tenir tant qu'en phase de service, qu'en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre. Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

I. Classification des charges :

Les charges appliquées à un pont sont de deux types :

- Les charges hors trafic.
- Les charges dues au trafic.

I.1. charges hors trafic :

I.1.1. Les charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et les installations fixes.

Elément 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.

$$G = 2 \times G_1 + 4 \times G_2$$

On note : G_1 : Poids propre d'une travée de rive.

G_2 : Poids propre d'une travée centrale.

- **Calcul de G_1 :**

$$G_1 = G'_1 + G''_1 + G'''_1$$

Telle que :

G'_1 : Poids propre du voussoir sur pile (partie de hauteur constante).

G''_1 : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

G'''_1 : Poids propre du voussoir sur la culée (partie de hauteur constante).

$$G'_1 = 25 \times 3.75 \times S_{pp} = 25 \times 3.75 \times 35.93 = 3368.437 \text{ KN}$$

$$G''_1 = 25 \times \int_{3.75}^{48.75} \left(\frac{Sp-Sc}{L^2} X^2 + Sc \right) dx = (25) \frac{48.75}{3.75} \left[\frac{Sp-Sc}{L^2} X^2 + Sc X \right]$$

$$\text{AN: } G''_1 = 8329.168 \text{ KN}$$

$$G'''_1 = 25 \times 7.25 \times Sc = 25 \times 7.25 \times 7.32 = 1326.75 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G_1 = 13024.355 \text{ KN}}$$

- **Calcul de G₂ :**

$$G_2 = G'_2 + G''_2 + G'''_2$$

G'_2 : Poids propre du voussoir sur pile (partie de hauteur constante).

G''_2 : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

G'''_2 : Poids propre du voussoir a la clé (partie de hauteur constante).

$$G'_2 = 25 \times 7.5 \times S_{pp} = 25 \times 7.5 \times 35.93 = 6736.875 \text{ KN}$$

$$G''_2 = 25 \times 2 \times \int_{3.75}^{48.75} \left(\frac{Sp - Sc}{L^2} X^2 + Sc \right) dx = (25 \times 2) \left[\frac{Sp - Sc}{L^2} X^2 + Sc X \right]$$

$$\text{AN: } G''_2 = 16529.062 \text{ KN}$$

$$G'''_2 = 25 \times 2.5 \times S_c = 25 \times 2.5 \times 7.32 = 457.5 \text{ KN}$$

$$G_2 = 23723.437 \text{ KN}$$

Ce qui donne : $G = 2 \times G_1 + 4 \times G_2$

$$G = 120942.5 \text{ KN}$$

I.1.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP):

a). Revêtement :

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité imprégnée sur deux sous-couches de 2.2cm et 0.8 cm et d'une couche de roulement de 8 cm pour le trafic. Avec les densités suivantes : 20 KN/m³, 24 KN/m³.

$$P_r = 7.68 \times (0.022 + 0.008) \times 20 + 7.68 \times 0.08 \times 24 = 19.35 \text{ KN/ml}$$

b). Poids propre du trottoir :

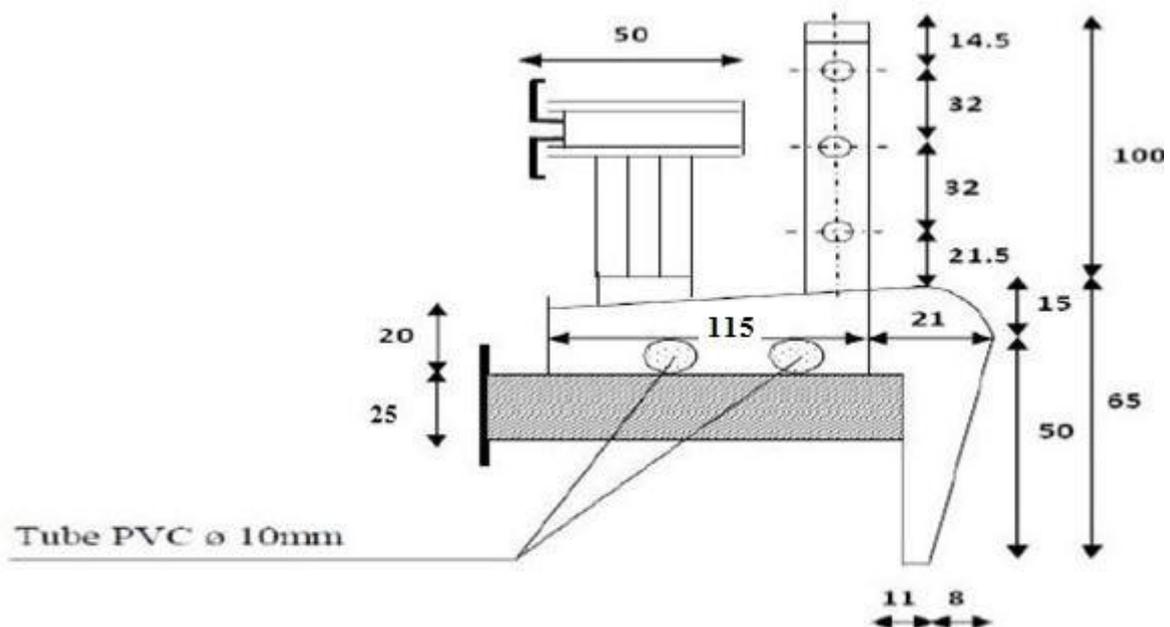


Fig. VI.1 : Coupe transversale du trottoir longeant le TPC (avec éléments non porteurs).

$$S_{tr}^1 = \left(1.15 \times 0.2 + \frac{1.15 \times 0.05}{2} \right) = 0.26 \text{ m}^2; \quad P_{tr}^1 = 25 \times 0.26 = 6.5 \text{ KN/m}$$

$$S_{tr}^2 = \left(1.25 \times 0.2 + \frac{1.25 \times 0.05}{2} \right) = 0.28 \text{ m}^2; \quad P_{tr}^2 = 25 \times 0.28 = 7 \text{ KN/m}$$

$$P_{tr} = P_{tr}^1 + P_{tr}^2 = 13.5 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$P_{tr} = 13.5 \text{ KN/m}$$

c). Poids de la couche de bitume :

$$P_{\text{Bitume}} = \gamma_{\text{Bitume}} \times L_r \times e_{\text{Bitume}}$$

Tel que :

γ_{Bitume} : Poids volumique de bitume qui vaut : 22 KN/m

e_{Bitume} : Épaisseur de bitume qui vaut : 0.08cm

Donc :

$$P_{\text{Bitume}} = 22 \times 0.08 \times 7.68 = 13.52 \text{ KN/ml}$$

d). Glissières de sécurité :

Elle est disposée à la partie intérieure de rive de chaque trottoir son poids est d'environ :

Donc :

$$P_{gl} = 1.50 \text{ KN/ml}$$

e). Le poids du garde corps :

C'est une barrière métallique, avec un poids de 1KN/ml disposé sur chaque trottoir soit :

Donc :

$$P_g = 2 \text{ KN/m}$$

f). poids de la corniche :

Il ya deux corniche d'où : $P_0 = 2 \times 3.56 = 7.12 \text{ KN/ml}$

- D'où la charge de la superstructure est de : CCP = 56.99 KN/ml
- Le poids totale de structure : $G^t = G + C.C.P \times 512 = 120942.5 + 56.99 \times 512$

$G^t = 150121.38 \text{ KN}$
--

II. Les charges dues au trafic :

II.1. Calcul des surcharges d'exploitation :

❖ **Classe de pont :**

D'après la figure VI.1 on peut classer les ponts suivant la largeur roulable comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} L_r \geq 7.00 \text{ m} & \text{pont de première classe.} \\ 5.50 \text{ m} \leq L_r \leq 7.00 \text{ m} & \text{pont de deuxième classe.} \\ L_r \leq 5.50 \text{ m} & \text{pont de troisième classe.} \end{array} \right.$$

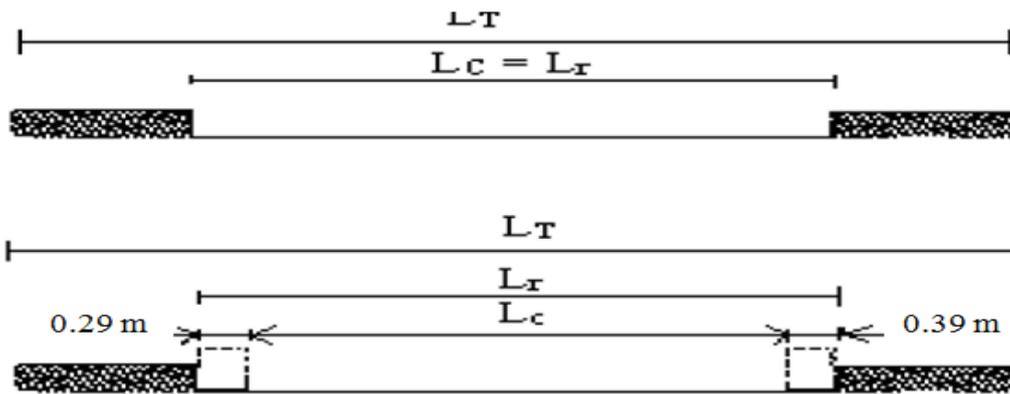


Fig. VI.2 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont.

D'après la figure VI.2, on a les différentes largeurs du pont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{largeur roulable : } L_r = 7.68 \text{ m} \\ \text{largeur chargable : } L_c = 7.68 \text{ m} \\ \text{largeur totale : } L_t = 10.08 \text{ m} \end{array} \right.$$

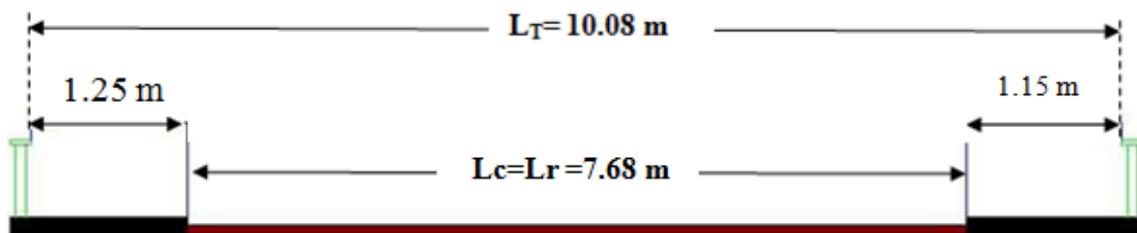


Fig. VI.3 : Profil en travers du pont.

Le nombre de voies de circulation :

$$n_v = \frac{L_c}{3} \approx 2 \text{ voies}$$

La largeur de la voie :

$$L_v = \frac{L_c}{2} \approx 3.5 \text{ m}$$

II.2. Calcul des surcharges routières :

Dans cette partie on s'intéresse au calcul des surcharges valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées.

D'après le fascicule 61 titres II on a :

- La surcharge de type **A(I)**.
- Système **B**.
- La surcharge militaire **Mc80** ; **Mc120**.
- Le convoi exceptionnel **D240**.
- Les surcharges sur trottoirs.

II.2.1. Système de charge A(l) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale à A_i , $A(l)$ est donnée ci-après, la masse $A(l)$ est exprimée en kilogrammes par mètre carré (Kg/m^2) et qui est donnée en fonction de la longueur chargée, elle est donnée par la formule suivante :

$$A_i = a_1 \times a_2 \times A(l) \times L_c$$

Avec : $A(l) = 2.3 + \frac{360}{L+12} \text{ KN/m}^2$

Le coefficient a_1 est donné par le tableau suivant :

Tableau. VI.1 : Détermination du Coefficient a_1 en fonction du nombre de voies et la classe du pont.

Nombre de voies		1	2	3
Classe du pont	1 ^{ere}	1.00	1.00	0.90
	2 ^{eme}	1.00	0.80	/
	3 ^{eme}	0.90	0.80	/

- $a_1 = 1.00$

Le Coefficient a_2 est donné par la formule ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} a_2 = \frac{v_0}{v} = \frac{3.50}{2.53} = 1.38 \\ v = \frac{L_r}{3} = \frac{7.68}{3} = 2.53 \end{array} \right.$$

- $a_2 = 1.38$

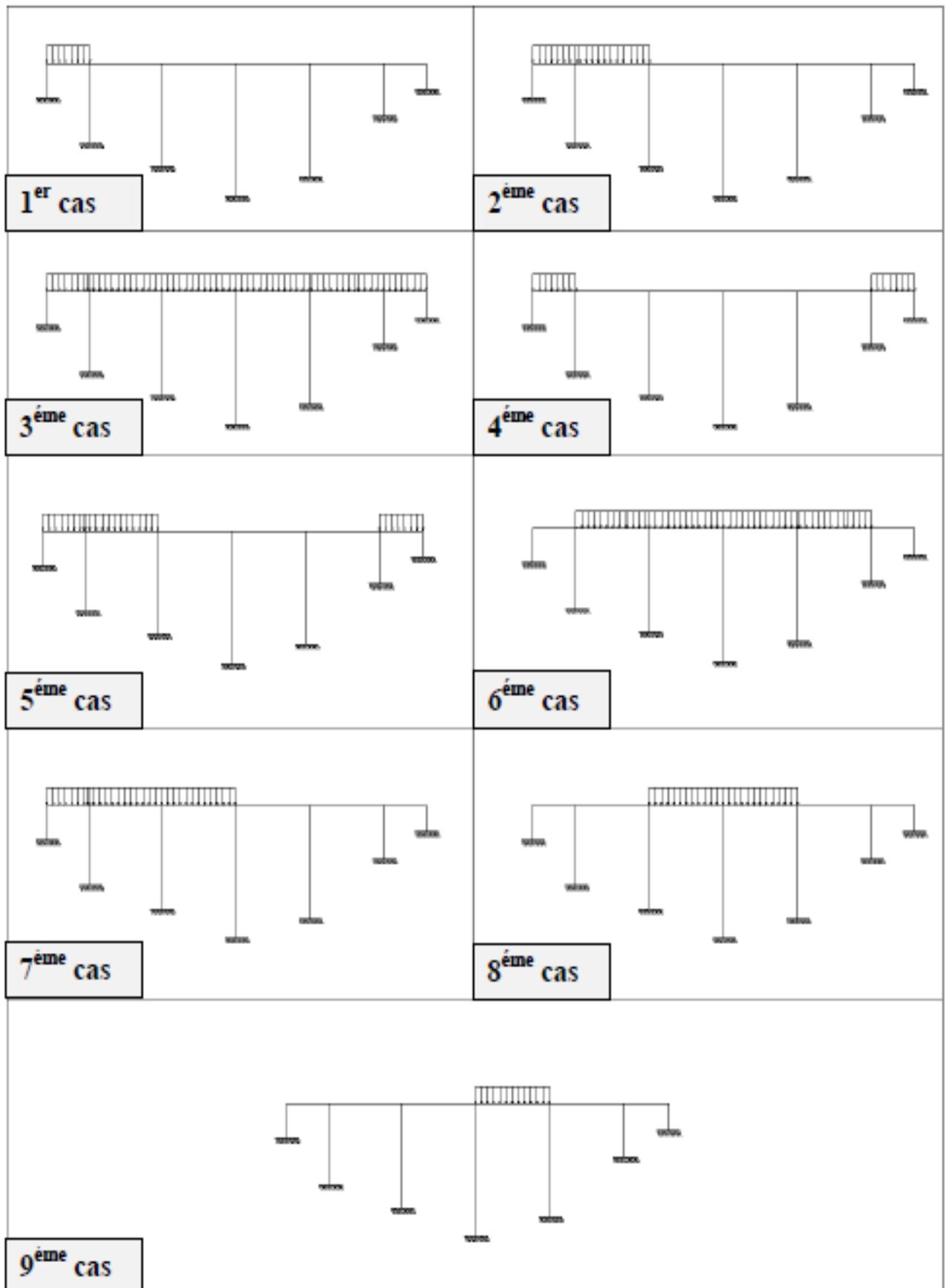


Fig. VI.4 : Les différents cas de placement de la surcharge $A(l)$ sur le tablier.

Les différentes valeurs de $A(l)$ et les différents cas de chargements sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau. VI.2 : Calcul des valeurs d' $A_2(l)$ pour les différents cas de charge.

Cas	Travée Chargées	l (m)	A(l) (KN/m ²)	a_1	Max {A(l), 0,4-0,0002l} (KN/m ²)	a_2	A ₁ (l) pour une voie chargée (KN/ml)	A ₂ (l) pour deux voies chargées (KN/ml)
1	1	56m	7.5941	1	7.5941	1.38	36.679	73.359
2	1 et 2	156m	4.4428	1	4.4428	1.38	21.458	42.917
3	1, 2, 3, 4,5 et 6	512 m	2.9870	1	2.9870	1.38	14.427	28.855
4	1 et 6	112 m	5.2032	1	5.2032	1.38	25.132	50.263
5	1,2 et 6	212m	3.9071	1	3.9071	1.38	18.872	37.743
6	2, 3,4 et 5	400 m	3.1738	1	3.1738	1.38	15.329	30.659
7	1,2 et 3	256 m	3.6433	1	3.6433	1.38	17.597	35.194
8	3 et 4	200 m	3.9981	1	3.9981	1.38	19.311	38.622
9	4	100 m	5.5143	1	5.5143	1.38	26.634	53.268

II.2.2. Système de charge B :

Le système de charge **B** comprend trois systèmes de charges distincts ;

- Le système **Bc** se compose de camion type
- Le système **Br** se compose d'une roue isolée
- Le système **Bt** se compose de groupe de deux essieux dénommés essieux tandem

Les deux premiers systèmes Bc et Br, s'applique à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

a. Système Bc :

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

- Masse totale300 KN
- Masse portée par les essieux arrière.....120 KN
- Masse porté par l'essieu avant.....60 KN
- Longueur d'encombrement10.50 m
- Largeur d'encombrement.....2.50 m
- Distance des essieux arrières1.50 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière4.50 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....2 m
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0.25m de coté
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0.20m de coté

Ces caractéristiques sont représentées sur la figure suivante :

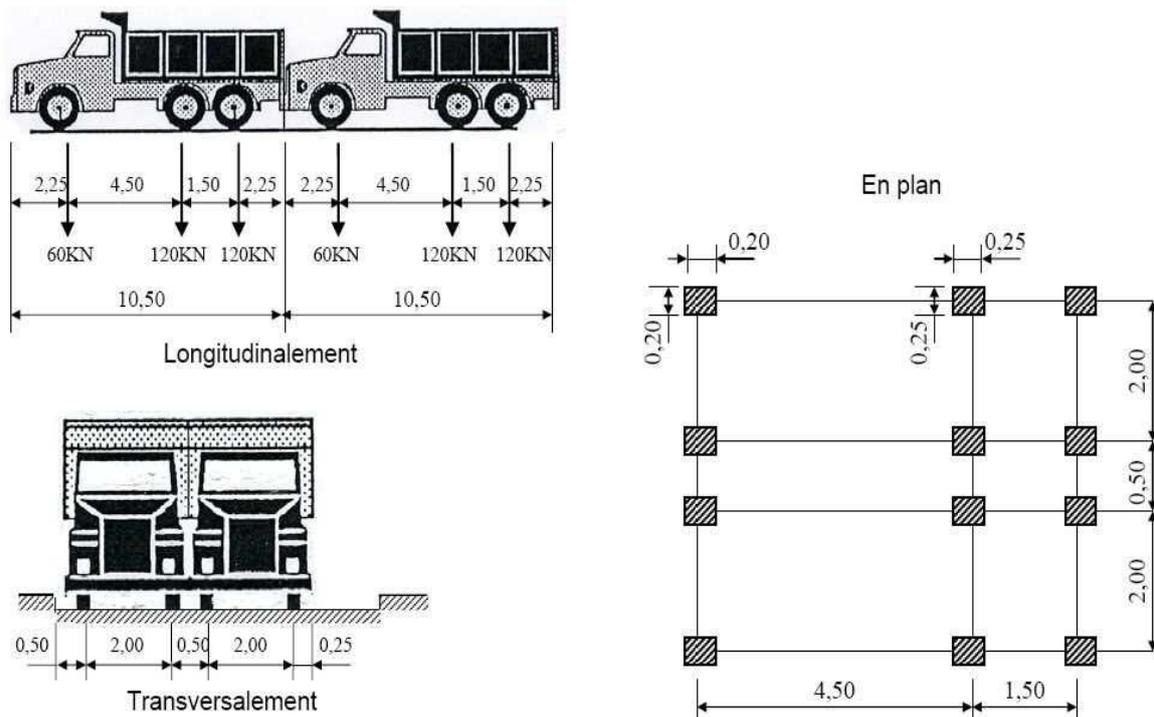


Fig. VI.5 : Les dimensions du système Bc.

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

Tableau. VI.3 : Valeurs de b_c en fonction de la classe du pont et de nombre de files chargées.

Nombre de files considérées		1	2	3	4	> 4
Classe du pont	1 ^{ere}	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	2 ^{eme}	1.00	1.00	/	/	/
	3 ^{eme}	1.00	0.80	/	/	/

Nota :

Les charges du système Bc sont frappées de majoration dynamique ; ce coefficient est le même pour chaque élément d'ouvrage, le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule suivante :

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

L : Longueur de la travée.

G : la charge permanente de l'ouvrage.

S : la charge B maximale.

Tableau. VI.4 : Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge Bc.

Cas	Travée Chargées	Longueur (m)	G (kN)	bc pour une file chargée	bc pour deux files chargées	S pour une file chargée (KN)	S pour deux files chargées (KN)	δ pour une file chargée	δ pour deux files chargées
1	1	56m	150121.38	1.1	1.2	600	1200	1.0333	1.0339
2	1 et 2	156m	150121.38	1.1	1.2	600	1200	1.0134	1.0136
3	1, 2, 3, 4, 5 et 6	512m	150121.38	1.1	1.2	600	1200	1.0044	1.0050
4	1 et 6	112m	150121.38	1.1	1.2	600	1200	1.0176	1.0183
5	1, 2 et 6	212m	150121.38	1.1	1.2	600	1200	1.0098	1.0104
6	2, 3, 4, et 5	400m	150121.38	1.1	1.2	600	1200	1.0055	1.0061
7	1, 2 et 5	256m	150121.38	1.1	1.2	600	1200	1.0082	1.0088
8	3 et 4	200m	150121.38	1.1	1.2	600	1200	1.0103	1.0109
9	4	100m	150121.38	1.1	1.2	600	1200	1.0196	1.0202

b. Système Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux, tous à roues simples munies de Pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

Masse portée par chaque essieu :160 KN

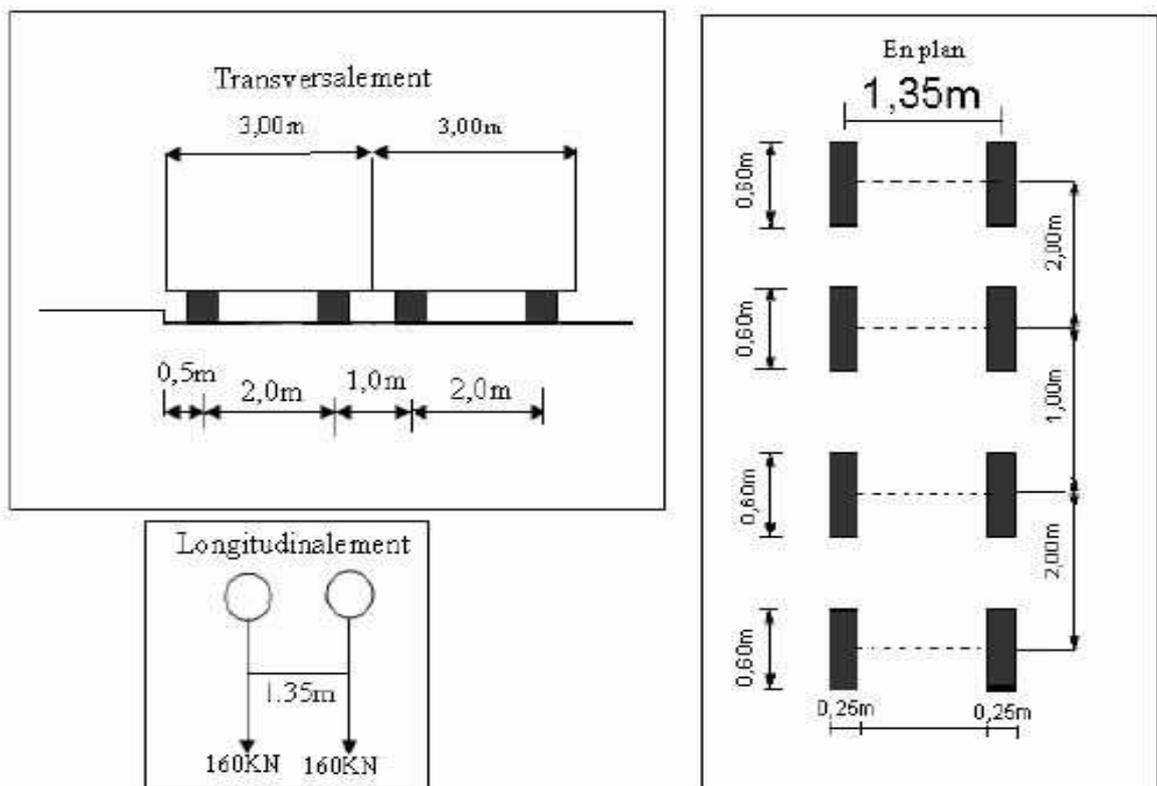
Distance des deux essieux :2.00 m

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu :1.35 m

La surface d'impacte de chaque roue (portant 80 KN) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0.60 m et le coté longitudinal 0.25 m.

Il est soumis à la même disposition que le système Bc.

Ces caractéristiques sont définies dans la figure suivante :

**Fig. VI.6 :** Les dimensions du système Bt.

Nota :

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prise en compte sont multipliées par un coefficient **bt** :

Tableau. VI.5 : Coefficients b_t .

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient b_t	1.00	0.90

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

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

Avec :

S : la charge ($S=n \times 32 \times b_t$).

n : nombre de camions (320 kN : Poids d'un camion).

G : poids propre de tablier.

Tableau. VI.6 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge Bt.

Cas	Travée Chargées	Longueur (m)	G (kN)	b_t	S pour une file chargée (kN)	S pour deux files chargées (kN)	δ pour une file chargée	δ pour deux files chargées
1	1	56m	150121.38	1.0	640	1280	1.0333	1.0339
2	1 et 2	156m	150121.38	1.0	640	1280	1.0130	1.0136
3	1, 2, 3, 4, 5 et 6	512m	150121.38	1.0	640	1280	1.0044	1.0050
4	1 et 6	112m	150121.38	1.0	640	1280	1.0177	1.0183
5	1, 2 et 6	212m	150121.38	1.0	640	1280	1.0098	1.0104
6	2, 3, 4, et 5	400m	150121.38	1.0	640	1280	1.0055	1.0061
7	1, 2 et 5	256m	150121.38	1.0	640	1280	1.0082	1.0088
8	3 et 4	200m	150121.38	1.0	640	1280	1.0103	1.0109
9	4	100m	150121.38	1.0	640	1280	1.0196	1.0202

c. Système de charge Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de 100kN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0.60m et le coté longitudinal 0.30m.

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

Schémas des caractéristiques de système Br.

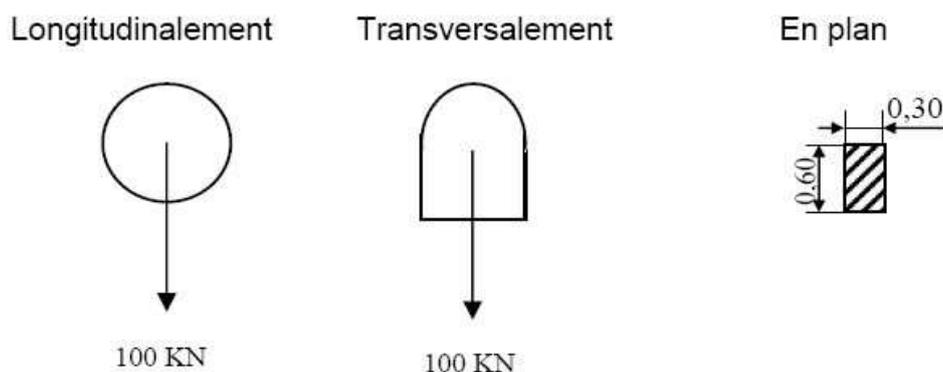
**Fig. VI.7 :** les dimensions du système Br.

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

Cas	Travée Chargées	Longueur (m)	G (kN)	S pour deux files Chargées (KN)	δ pour une file chargée
1	1	56m	150121.38	100	1.0328
2	1 et 2	156m	150121.38	100	1.0125
3	1, 2, 3, 4, 5 et 6	512m	150121.38	100	1.0039
4	1 et 6	112m	150121.38	100	1.0172
5	1, 2 et 6	212m	150121.38	100	1.0093
6	2, 3, 4, et 5	400m	150121.38	100	1.0050
7	1, 2 et 5	256m	150121.38	100	1.0077
8	3 et 4	200m	150121.38	100	1.0098
9	4	100m	150121.38	100	1.0191

II.2.3. Les charges militaires :

Pour permettre la circulation des convois militaires de l'une des classes **Mc80** ou **Mc120**, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules types décrits ci-après, susceptibles dans certains cas être plus défavorables que les surcharges des systèmes A et B, le C. P. S précise alors la classe à considérer.

Chaque classe se compose de deux systèmes distincts Me et Mc :

- Le système Mc se compose de véhicules types à chenille.
- Le système Me se compose d'un groupe de deux essieux.

a. Système Mc :

Les véhicules de système Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet défavorable.

b. Système Mc80 :

Ce système comporte deux chenilles et ayant ces caractéristiques :

Longueur de chenille.....4.90 m
 Masse totale720 KN
 Largeur de chenille.....0.85 m
 Distance d'axe en axe des deux chenilles.....2.80 m
 Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé

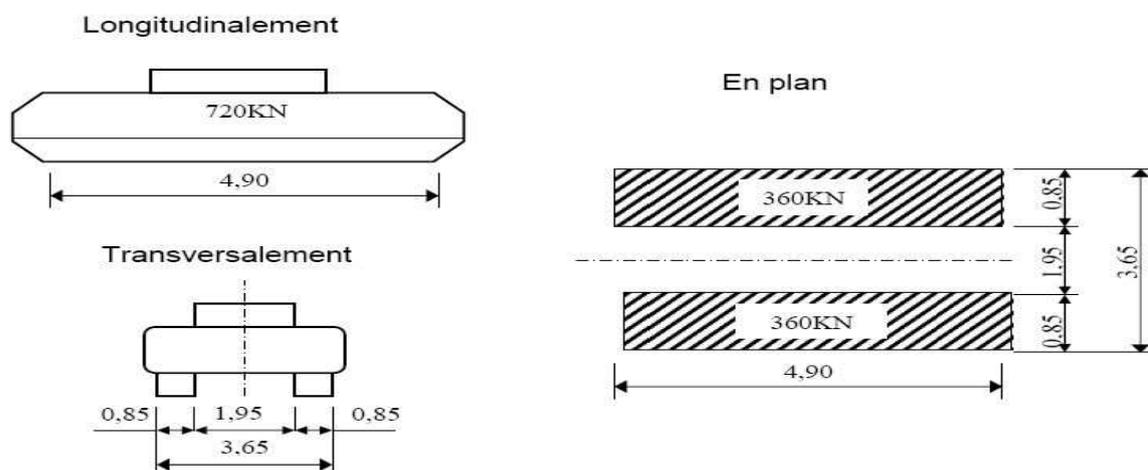
**Fig. VI.8 :** Les dimensions du système Mc80.

Tableau. VI.8 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge Mc80.

Cas	Travée Chargées	Longueur (m)	G (kN)	N	S = nx720 (kN)	δ
1	1	56m	150121.38	2	1440	1.0341
2	1 et 2	156m	150121.38	4	2880	1.0152
3	1, 2, 3, 4, 5 et 6	512m	150121.38	12	8640	1.0123
4	1 et 6	112m	150121.38	3	2160	1.0192
5	1, 2 et 6	212m	150121.38	5	3600	1.0127
6	2, 3, 4, et 5	400m	150121.38	10	7200	1.0120
7	1, 2 et 5	256m	150121.38	6	4320	1.0118
8	3 et 4	200m	150121.38	4	2880	1.0125
9	4	100m	150121.38	3	2160	1.0211

c. Système Mc120 :

Masse totale.....1100 KN
 Longueur d'une chenille.....6.10 m
 Largeur d'une chenille.....1.0 m
 Distance d'axe en axe des deux chenilles.....3.30 m
 Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

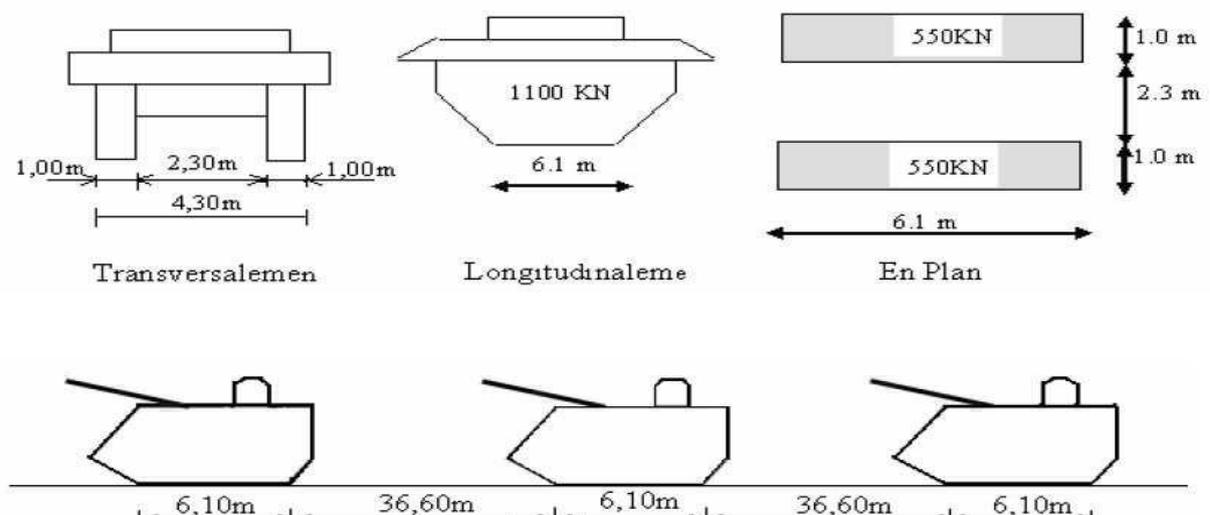


Fig. VI.9 : Les dimensions du système Mc120.

Tableau. VI.9 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge $Mc120$.

Cas	Travée Chargées	Longueur (m)	G (kN)	N	S = n x 1100 (KN)	δ
1	1	56m	150121.38	2	2200	1.0349
2	1 et 2	156m	150121.38	4	4400	1.0167
3	1, 2, 3, 4, 5 et 6	512m	150121.38	12	13200	1.0167
4	1 et 6	112m	150121.38	3	3300	1.0203
5	1, 2 et 6	212m	150121.38	5	5500	1.0146
6	2, 3, 4, et 5	400m	150121.38	10	11000	1.0157
7	1, 2 et 5	256m	150121.38	6	6600	1.0141
8	3 et 4	200m	150121.38	4	4400	1.0140
9	4	100m	150121.38	3	3300	1.0222

II.2.4. Charge exceptionnelle D240 :

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

Ce type de convoi est à prendre seul.

Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

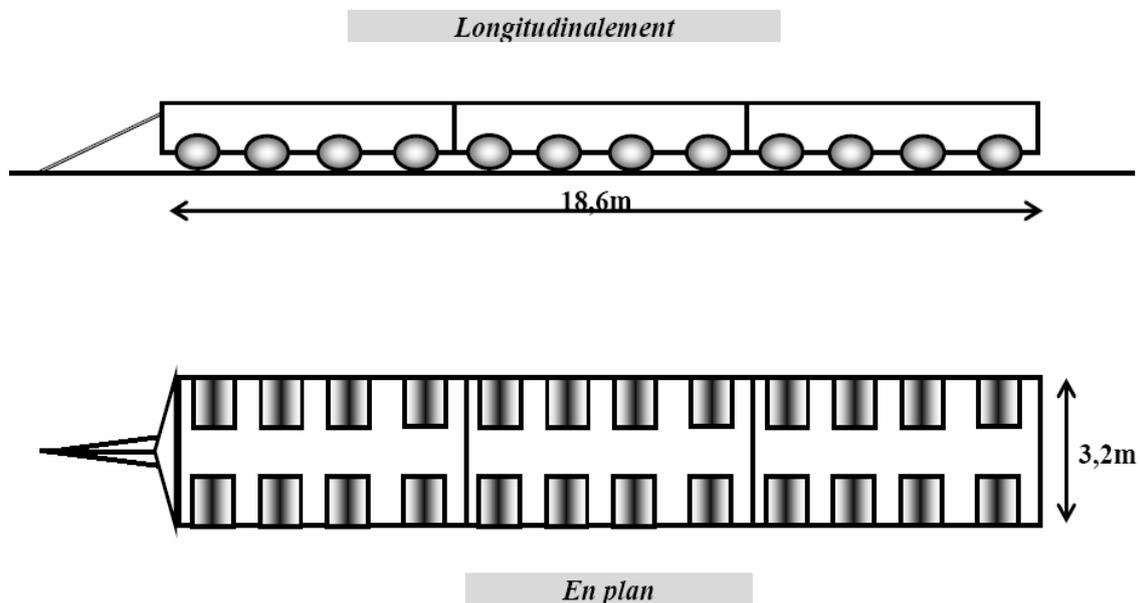


Fig. VI.10 : Les dimensions du système D240.

II.3. Charges sur trottoirs :

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons, donc on va les assimiler à une charge répartie de l'ordre de **1.5KN/m²** par trottoir sur toute la longueur et une charge de **4.5KN/m²**. Les diverses charges de trottoirs ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques.

II.3.1. Charges locales (P1) :

Elles sont utilisées pour la justification des éléments du tablier dans le sens transversal on applique une charge uniforme de 4,5 KN/m².

- Premier trottoir chargé : $q_1 = 4,5 \times 1,15 = 5.175$ KN/ml.
- Deuxième trottoir chargé : $q_2 = 4,5 \times 1,25 = 5.625$ KN/ml.
- Les deux trottoirs chargés : $q_3 = (1,15 + 1,25) \times 4,5 = 10.80$ KN/ml.

II.3.2. Charges locales (P2) :

Dans ce cas on applique une charge de 1.50 KN/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé.

- Premier trottoir chargé : $q_1 = 1,5 \times 1,15 = 1,725$ KN/ml.
- Deuxième trottoir chargé : $q_2 = 1,5 \times 1,25 = 1,875$ KN/ml.
- Les deux trottoirs chargés : $q_3 = (1,15 + 1,25) \times 1,5 = 3,60$ KN/ml.

La charge sur trottoir est donné par :

$$St = P1 + P2$$

$$St = (1.5 + 4.5) \times 1,15 + (1.5 + 4.5) \times 1,25 = 14,40 \text{ KN/ml les deux voies chargées.}$$

II.4. Le vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. [Réf 5]

Remarque :

$P = 0,2 \text{ t/m}^2$ pour les ouvrages en service.

$P = 0,125 \text{ t/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

II.5. Efforts de freinage :

Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante totale de force de freinage vaut 30 t.

Les forces de freinages seront appliquées au niveau de la chaussée.

II.6. Le séisme :

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

Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de la force de pesanteur. Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferrailage des appuis.

Le territoire national étant subdivisé en quatre zones de sismicité croissante définies comme suit :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II : sismicité moyenne IIa et IIb.
- Zone III : sismicité élevée.

Notre ouvrage est classé en zone IIa où l'accélération horizontale du Sol est égale à :
 $a=0,25g$.

Le séisme est une action accidentelle. Soit alors la combinaison du poids Propre G et la charge sismique E à considérer : $0,8 G \pm E$.

II.5. la température :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu.

III. Combinaisons des charges (à l'exploitation) :

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

Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau. VI.10 : Les différents coefficients de majoration.

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1.00
Surcharge A (L)	1,60	1.20
Système Bc ;Br ;Bt	1,60	1.20
militaire Mc120	1,35	1.00
Exceptionnelles D240	1,35	1.00
Trottoirs (St)	1.60	1.00
Température (ΔT)	0.00	0,50
séisme Ex ;Ey	1.35	1.00
séisme Ez	1.00	1.00

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

- G : les charges permanentes.
- E : séisme
- W : action du vent.
- ΔT : gradient thermique.
- f : freinage.

Les Combinaisons : Les combinaisons d'action sont données dans le tableau suivant :

Tableau. VI.11 : *Combinaisons d'action à l'ELS et à l'ELU.*

Action prépondérante	Numéro de la	combinaison
A L'E.L.U	1	1,35G +1,6 (A (L)+St)
	2	1,35G +1,6 (Bc+St)
	3	1,35G+1.6 (Bt+St)
	4	1,35G+1.6 (Br+St)
	5	1,35G +1,35Mc120
	6	1,35G +1,35D240
	7	1,35G+1,35Ex
	8	1,35G+1,35Ey
	9	0.8G+ Ez
A L'E.L.S	10	G +1,2(A (l) +St)
	11	G +1,2(Bc +St)
	12	G+1,2(Bt+St)
	13	G+1,2(Br+St)
	14	G+Mc120
	15	G+D240
	16	G +1,2(A (L) +St) +0,5 ΔT
	17	G +1,2(Bc +St) +0,5 ΔT
	18	G +1,2(Bt +St) +0,5 ΔT
	19	G +1,2(Br +St) +0,5 ΔT
	20	G +Mc120 + 0,5 ΔT
	21	G +D240 +0,5 ΔT

Chapitre :VII

Modélisation de la **structure**

I. Introduction :

La construction des ponts par encorbellement successif consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite.

Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau.

En règle générale, le fonctionnement d'un tablier de pont est d'abord globalement étudié dans le sens longitudinal selon **un modèle de poutre**; puis on s'intéresse à son comportement dans le sens **transversal** pour apprécier le caractère tridimensionnel de ce fonctionnement. Les ponts construits en encorbellements successifs font partie des ouvrages, dont le dimensionnement et la justification doit tenir compte des phases successives de construction.

Afin de réaliser notre étude, le recours aux méthodes numériques est indispensable, pour cela nous allons utiliser le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013** conçu pour l'étude et le dimensionnement des différentes structures de génie civil.

Remarque : les diagrammes des moments sont donnés en **KN.m**, les diagrammes des efforts tranchants sont donnés en **KN**.

II. Charges appliquées au fléau (phase de construction) :

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

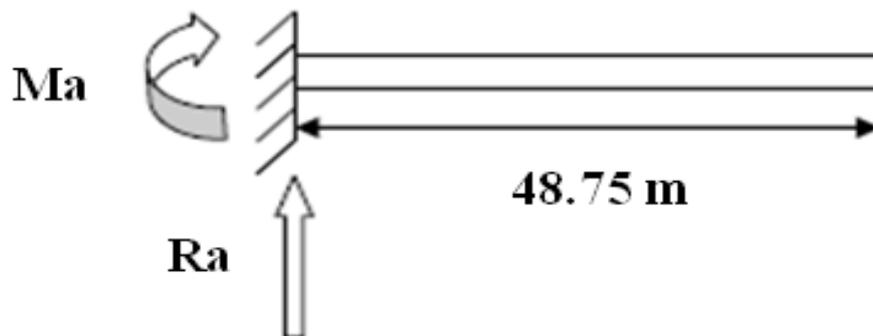


Fig. VII.1 : Schéma statique du demi-fléau.

Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :

- **Le poids propre du tablier : G**

- **les charges de chantier :**

- Q_{PRA1} : On tient compte des divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de (50 Kg/m^2) **0.5 KN/m^2 soit 5.04 KN/ml** .

- Q_{PRA2} : c'est une charge concentrée qui vaut **$(50 + 5 b) = 100.4 \text{ KN}$** cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel, etc. appliquée au bout de l'avant dernier voussoir.

- **Equipage mobile (Q_{PRC1})** : On prend le poids de l'équipage mobile égale à **500 KN** concentrée au milieu du dernier voussoir qui déjà mit en tension.

- **Le vent (Q_w)** : D'après le fascicule 61 Titre II on prend une surcharge du vent égale à 100 kg/m^2 si la phase de construction n'excède pas un mois, et 125 kg/m^2 sinon. Donc pour notre cas on va prendre **$1,25 \text{ KN/m}^2$ soit 12.6 KN/m** .

- **Surcharges accidentelles** : Des incidents pouvant survenir en cours d'exécution, tels que la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte. **$F_a = 1000 \text{ KN}$** .

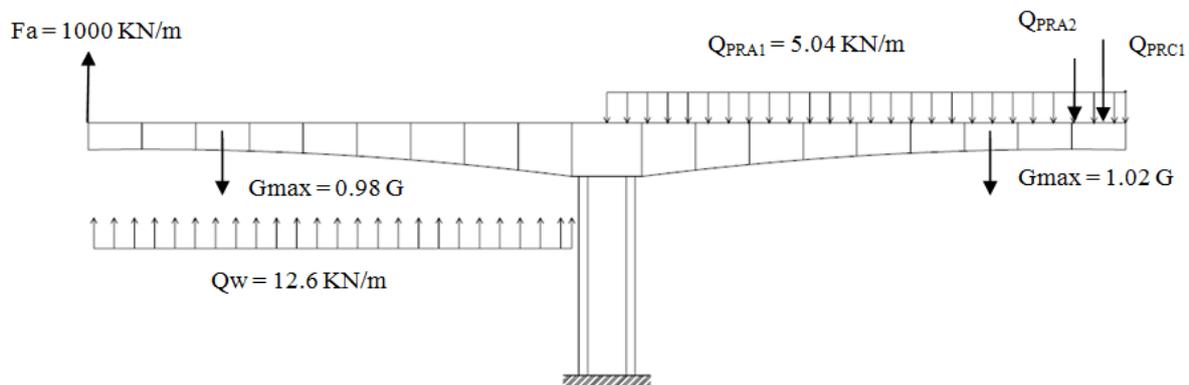


Fig. VII.2 : Charges appliquées au fléau (le cas le plus défavorable).

II.1. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique :

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

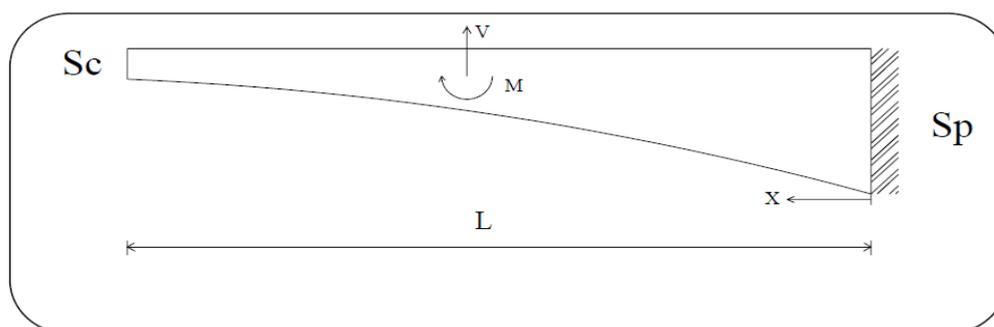


Fig. VII.3 : Efforts dus au poids propre.

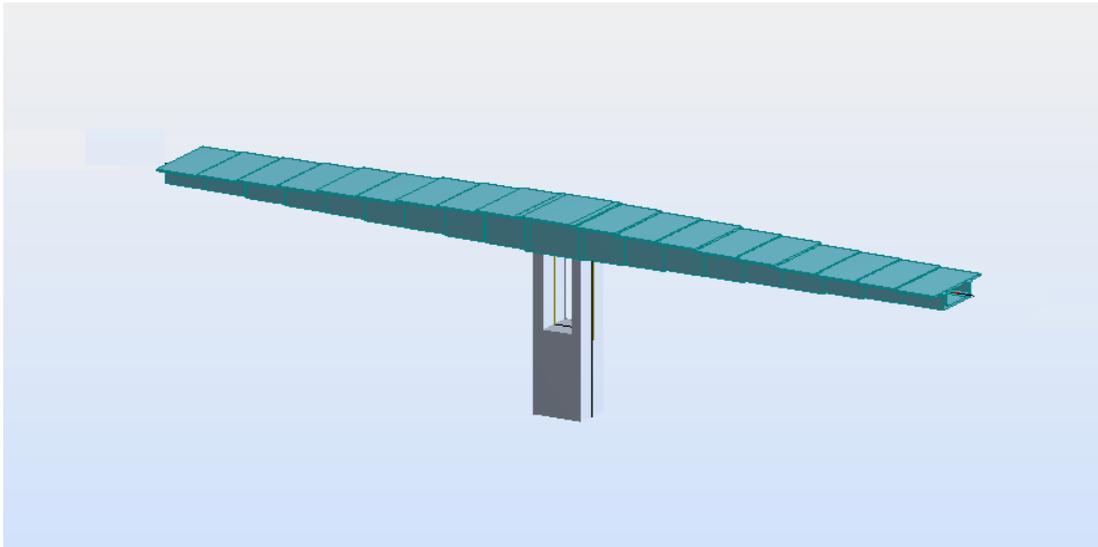


Fig. VII.4 : Vue 3D du modèle de calcul.

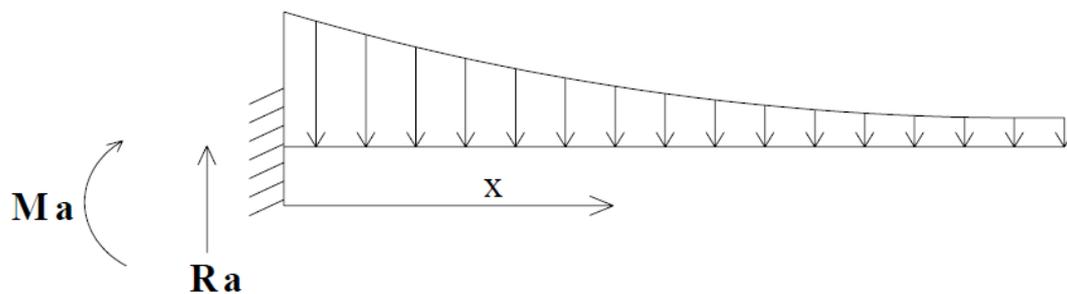


Fig VII.5 : Poids propre du demi-fléau.

- La variation de la section est défini par :

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

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

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

- Effort tranchant :

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

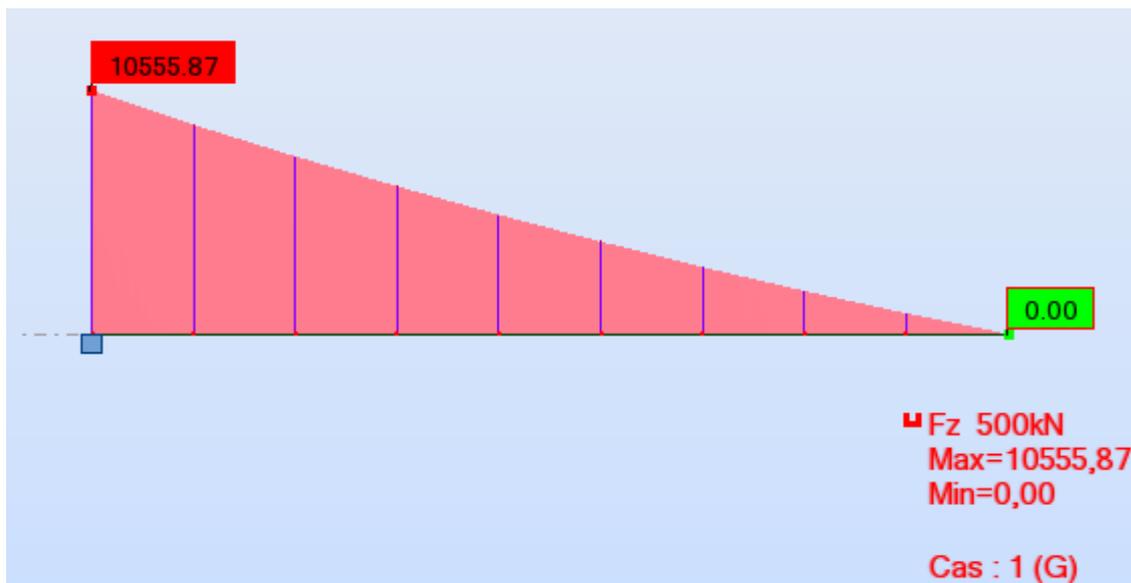


Fig. VII.6 : Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre.

- Moment fléchissant:

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

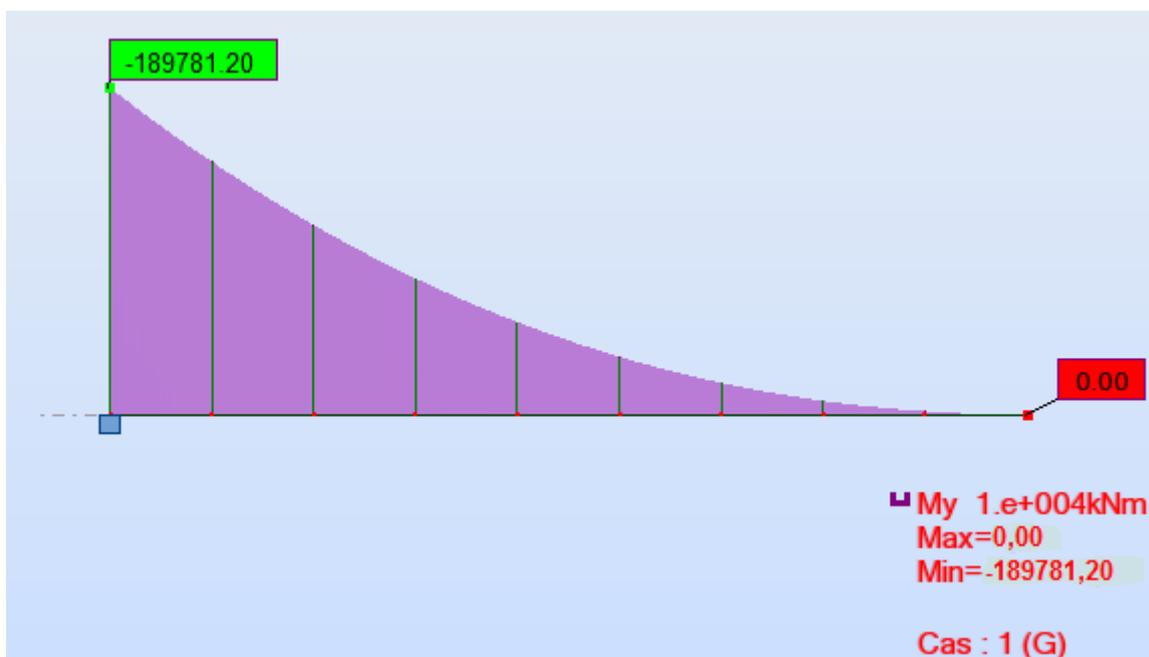


Fig. VII.7 : Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre.

II.2. Effets des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau :

$$Q_{PRA1} = 0.05 \times 10.08 = 0.504 \text{ t/ml.}$$

$$R_a - Q_{PRA1} \times L = 0 \text{ (L=48.75 m)}$$

$$R_a = 0.504 \times 48.75 = 24.57 \text{ t}$$

$$M_a + Q_{PRA1} \times \frac{L^2}{2} = 0$$

$$M_a = -0.504 \times \frac{48.75^2}{2}$$

$$M_a = -598.89 \text{ t.m}$$

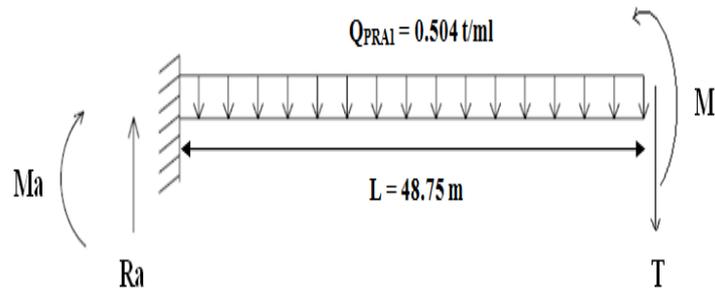


Fig. VII.8 : Surcharge de chantier.

$$-T + R_a - Q_{PRA1} x = 0$$

$$T = Q_{PRA1} L - Q_{PRA1} x$$

$$T = Q_{PRA1} (L - x)$$

$$T = 0.504 (48.75 - x) = 24.57 - 0.504 x$$

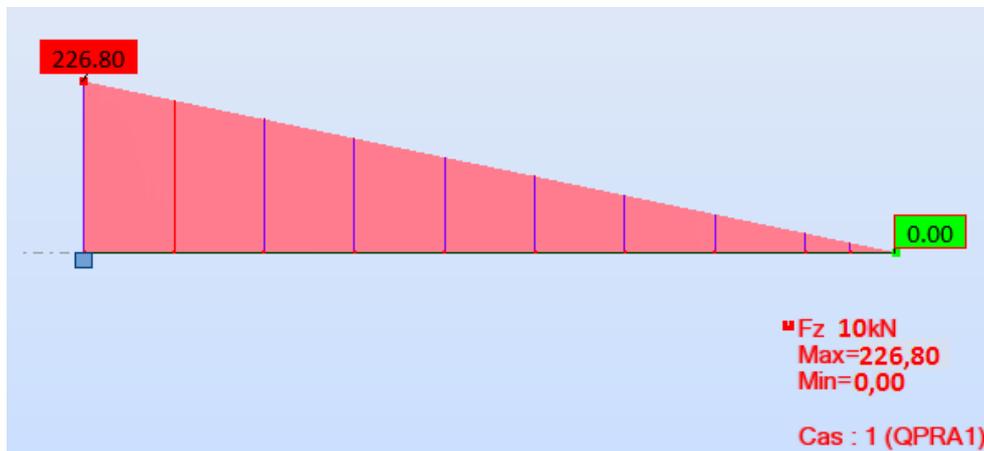


Fig. VII.9 : Diagramme des efforts tranchants dus aux surcharges de chantier.

$$M - M_a - R_a x + Q_{PRA1} \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M = M_a + R_a x - Q_{PRA1} \frac{x^2}{2}$$

$$M = -598.89 + 24.57 x - 0.252 x^2$$

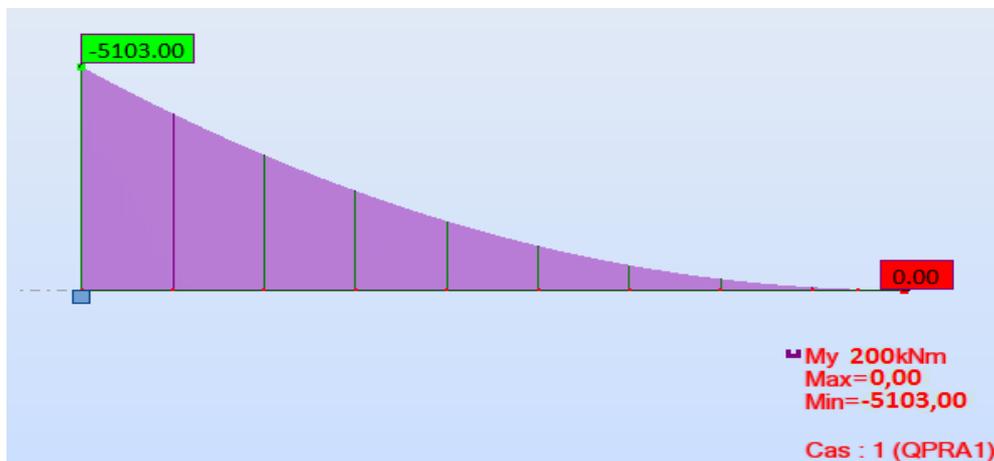


Fig. VII.10 : Diagramme des moments fléchissant dus aux surcharges de chantier.

II.3. Effets des surcharges verticales du vent :

$$Q_w = 0.125 \times 10.08 = 1.26 \text{ t/ml}$$

$$R_a + Q_w \times L = 0 \quad (L = 48.75 \text{ m})$$

$$R_a = -1.26 \times 48.75 = -61.43 \text{ t}$$

$$M_a - Q_w \times \frac{L^2}{2} = 0$$

$$M_a = -1.26 \times \frac{48.75^2}{2}$$

$$M_a = 1497.23 \text{ t.m}$$

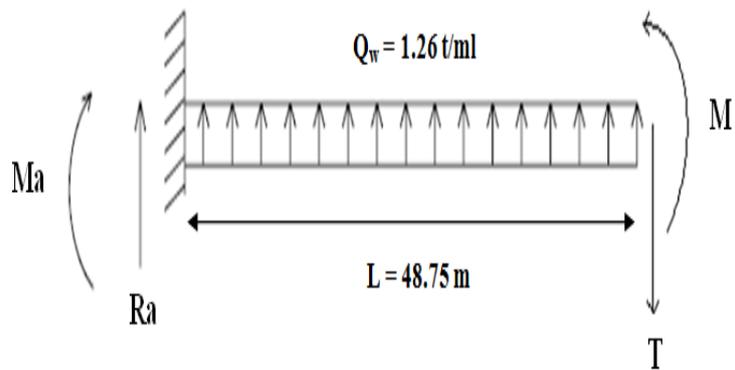


Fig. VII.11 : Surcharge du vent.

$$T - R_a - Q_w x = 0$$

$$T = Q_w x + R_a$$

$$T = 1.26 x - 61.43$$

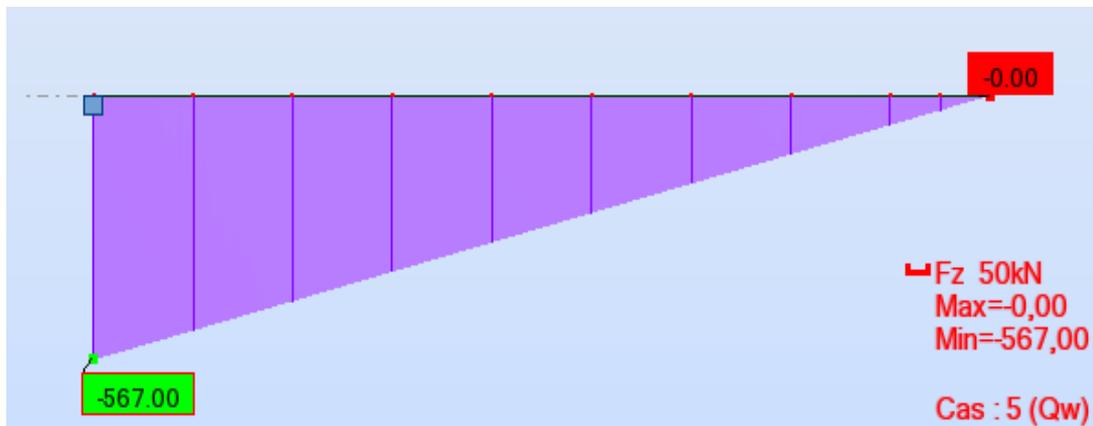


Fig. VII.12 : Diagramme des efforts tranchants dus aux surcharges du vent.

$$M - M_a - R_a x - Q_w \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M = M_a + R_a x + Q_w \frac{x^2}{2}$$

$$M = 1497.23 - 61.43 x + 0.63 x^2$$

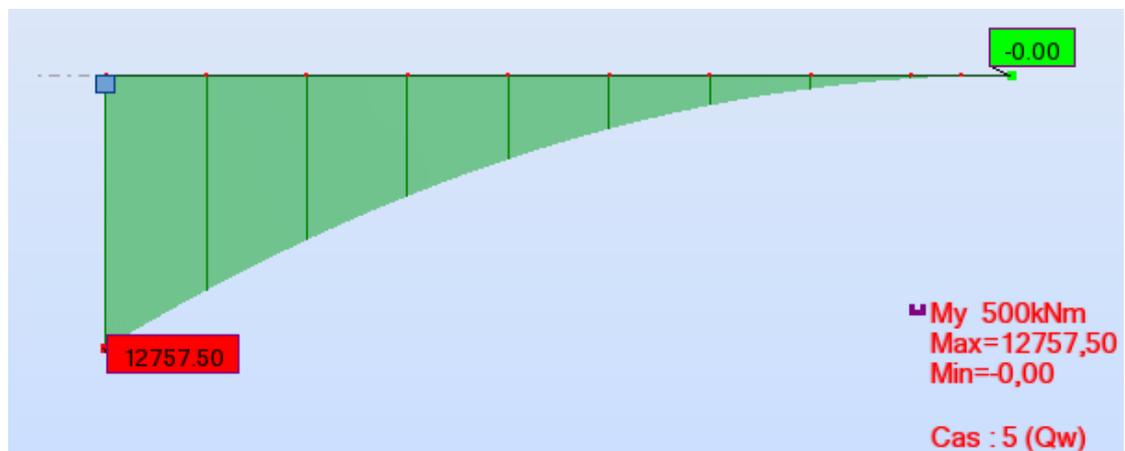


Fig. VII.13 : Diagramme des moments fléchissant dus aux surcharges du vent.

II.4. Effets des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique :

$$Q_{PRA2} = 50 + 5 b = 50 + 5 \times 10.08 = 10.04 \text{ t}$$

$$R_a - Q_{PRA2} = 0$$

$$R_a = Q_{PRA2} = 10.04 \text{ t}$$

$$M_a + Q_{PRA2} L = 0$$

$$M_a = -Q_{PRA2} L$$

$$M_a = -489.45 \text{ t.m}$$



Fig. VII.14 : Surcharge concentrée.

$$T = 10.04 \text{ t}$$



Fig. VII.15 : Diagramme des efforts tranchants dus a la surcharge concentrée.

$$M = 10.04 (x - 48.75)$$

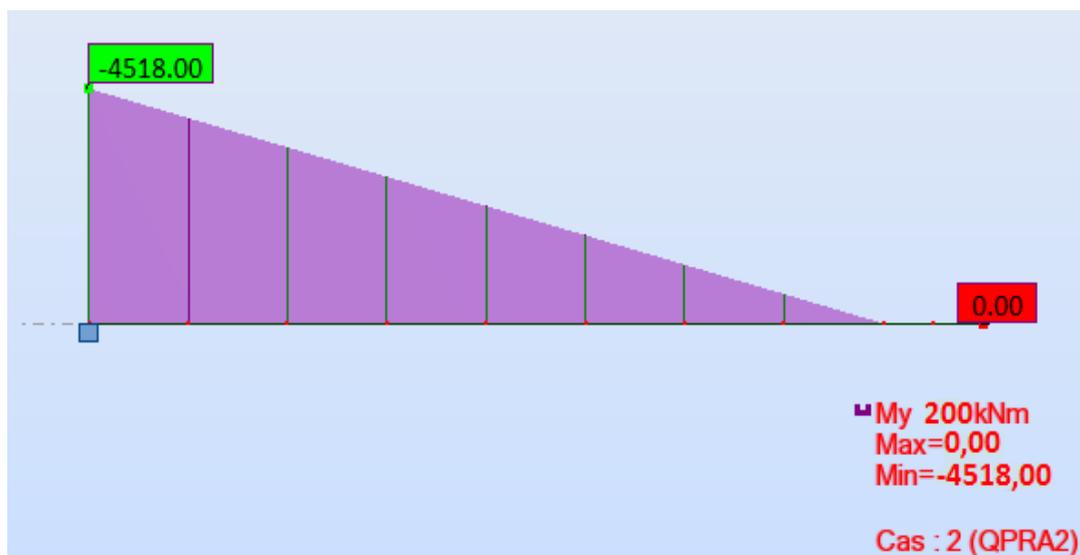


Fig. VII.16 : Diagramme des moments fléchissant dus a la surcharge concentrée.

II.5. Effets des surcharges d'équipage mobile dans le demi-fléau isostatique:

$$Q_{PRC1} = 50 \text{ t}$$



Fig. VII.17 : Surcharge d'équipage mobile.

$$T = 50 \text{ t}$$

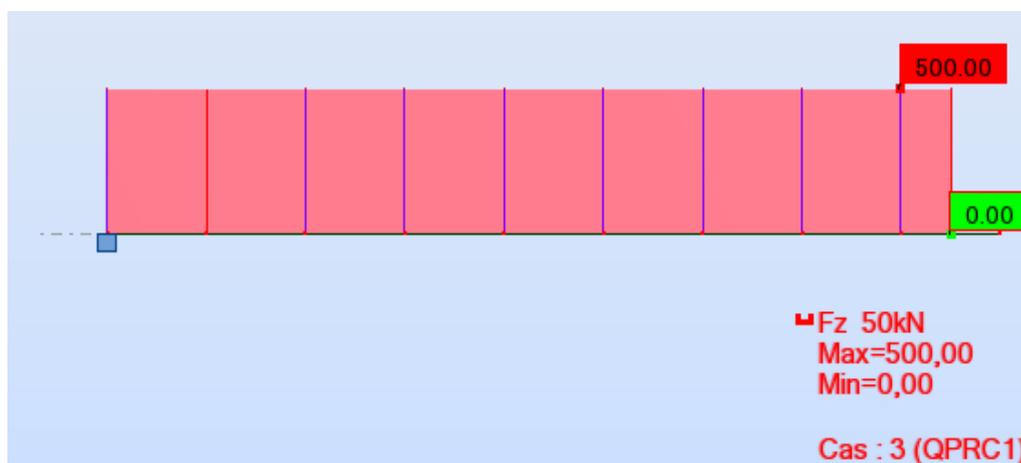


Fig. VII.18 : Diagramme des efforts tranchants dus aux surcharges d'équipage mobile.

$$M = 50 (x - 48.75)$$

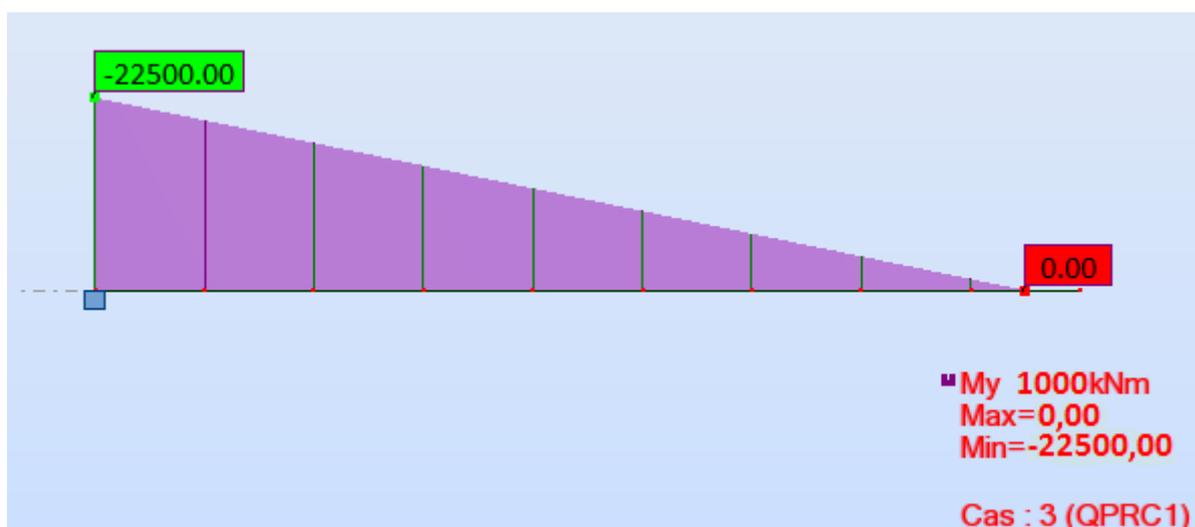


Fig. VII.19 : Diagramme des moments fléchissant dus aux surcharges d'équipage mobile.

II.6. Effets des surcharges accidentelles :

$$F_a = 2 \times Q_{PRC1} = 2 \times 50 = 100 \text{ t}$$



Fig. VII.20 : Surcharge accidentelle.

$$T = 100 \text{ t}$$

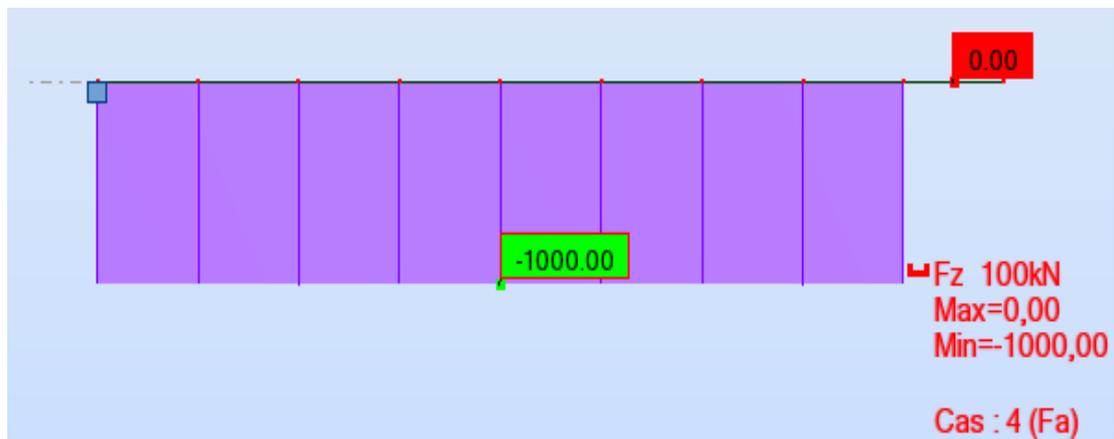


Fig. VII.21 : Diagramme des efforts tranchants dus aux surcharges accidentelles.

$$M = 100 (x - 48.75)$$

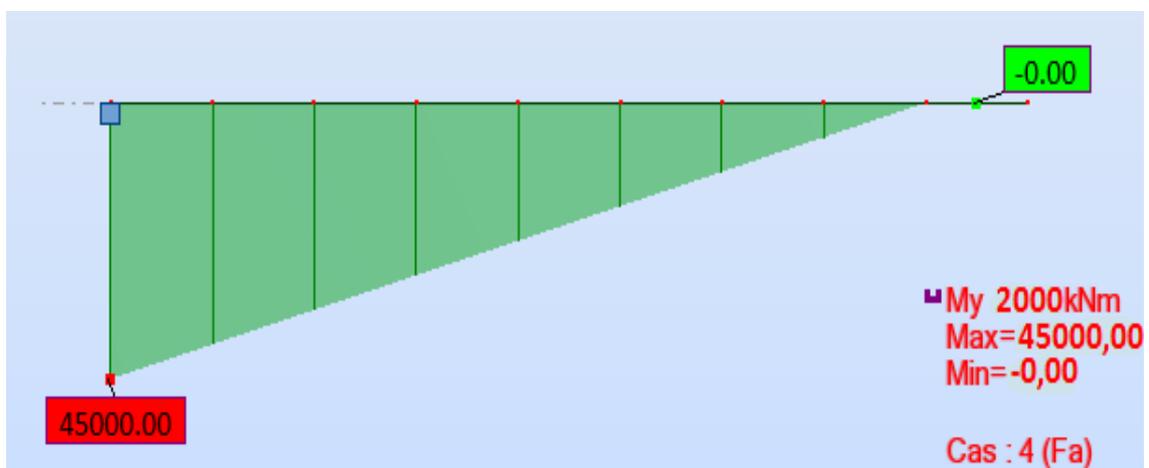


Fig. VII.22 : Diagramme des moments fléchissant dus aux surcharges accidentelles.

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

Tableau. VII.1 : Les résultats des différents efforts appliqués sur le demi-fléau.

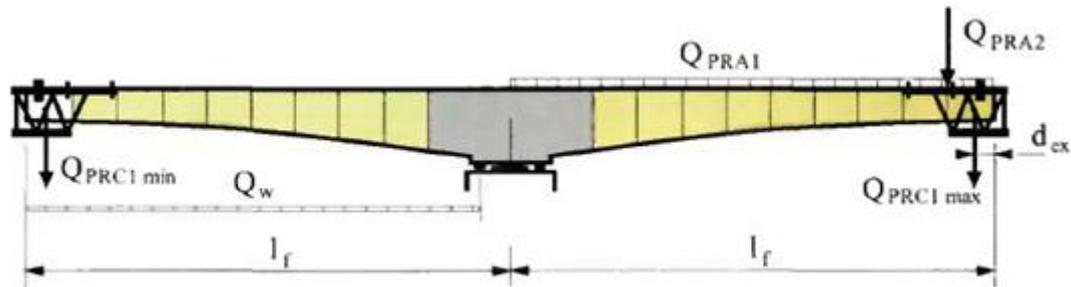
Section	Poids propre		Surcharges Réparties de chantier		Surcharges réparties du vent		Charges concentrées		Surcharges d'équipage mobile		Surcharges accidentelles	
	V(x) (t)	M(x) (t.m)	V(x) (t)	M(x) (t.m)	V(x) (t)	M(x) (t.m)	V(x) (t)	M(x) (t.m)	V(x) (t)	M(x) (t.m)	V(x) (t)	M(x) (t.m)
3.75	1055.59	-18978.12	22,68	-510,30	-56,70	1275,75	10.04	-451,80	50	-2250	-100	4500
8.75	906.26	-14436.94	20,16	-403,20	-50,41	1007,95	10.04	-401,60	50	-2000	-100	4000
13.75	769.87	-10585.82	17,64	-308,70	-44,11	771,68	10.04	-351,40	50	-1750	-100	3500
18.75	639.93	-7384.21	15,12	-226,80	-37,81	566,90	10.04	-301,20	50	-1500	-100	3000
23.75	516.60	-4799	12,6	-157,50	-31,51	393,63	10.04	-251	50	-1250	-100	2500
28.75	400.08	-2796.83	10,08	-100,80	-25,21	251,85	10.04	-200,80	50	-1000	-100	2000
33.75	290.01	-1344.82	7,56	-56,70	-18,91	141,58	10.04	-150,60	50	-750	-100	1500
38.75	186.55	-410.09	5,04	-25,20	-12,61	62,80	10.04	-100,40	50	-500	-100	1000
43.75	89.72	-224.30	2,52	-6,30	-6,31	15,53	10.04	-50,20	50	-250	-100	500
48.75	0	0	0	0	0	0	10.04	0	50	0	-100	0

II.7. Les combinaisons des charges :

II.7.1. Combinaisons en situation durable (type A) :

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

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



L'équipage de gauche est vide
(n-1 voussoirs à gauche)

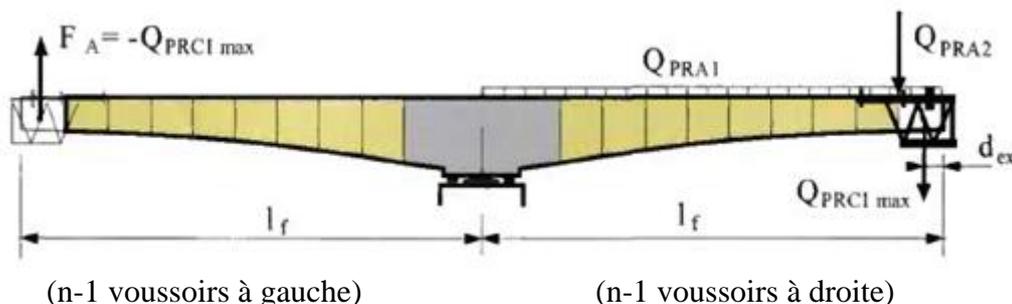
L'équipage de droite porte un voussoir
(n voussoirs à droite)

Fig. VII.23 : Combinaisons en situation durable (type A).

II.7.2. Combinaisons accidentelles (type B) :

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

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



(n-1 voussoirs à gauche)

(n-1 voussoirs à droite)

Fig. VII.24 : Combinaisons accidentelles (type B).

G_{\max} : Poids propre du demi-fléau du côté du déséquilibre majoré de 1.02

G_{\min} : Poids propre du demi-fléau de l'autre côté du déséquilibre minoré de 0.98.

F_a : Action due à la chute d'un équipage mobile, elle est représentée par son poids propre multiplié par un coefficient de majoration égale à 1.06 (pour tenir compte de l'effet dynamique).

Q_{PRA1} : Une charge de chantier répartie ($Q_{PRA1} = 50 \text{ Kg/m}^2$).

Q_{PRA2} : Une charge concentrée ($Q_{PRA2} = 50+5b \text{ KN}$, avec b : largeur du tablier).

Q_w : L'effet du vent, équivalent à une charge uniforme de 125 Kg/m^2 .

Les résultats des combinaisons en situation durable obtenus sont donnés ci-dessous :

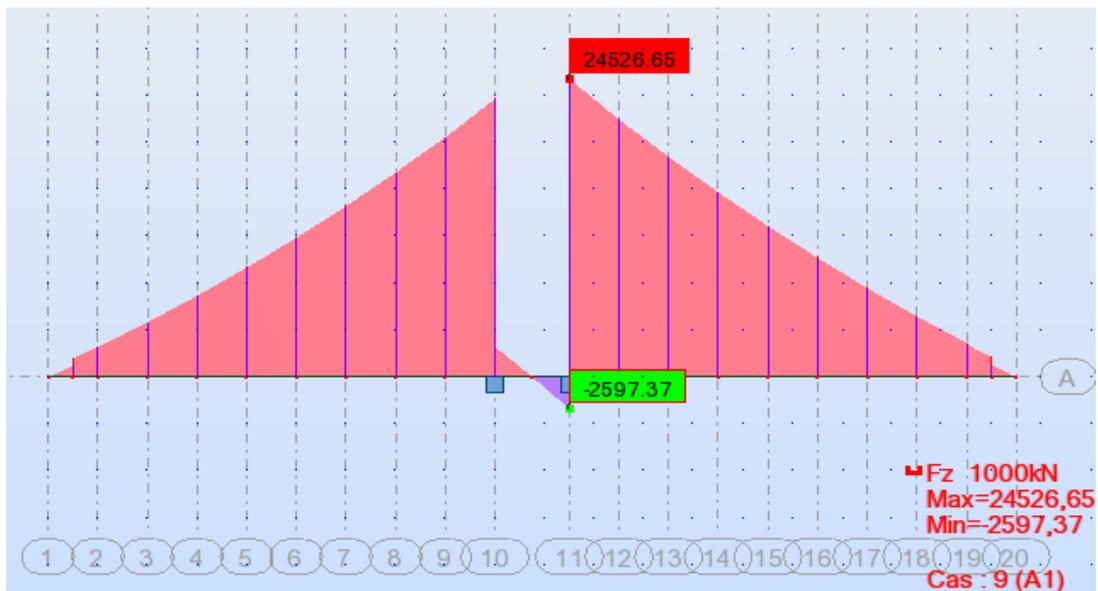


Fig. VII.25 : Diagramme des efforts tranchants du fléau en situation durable (type A1).

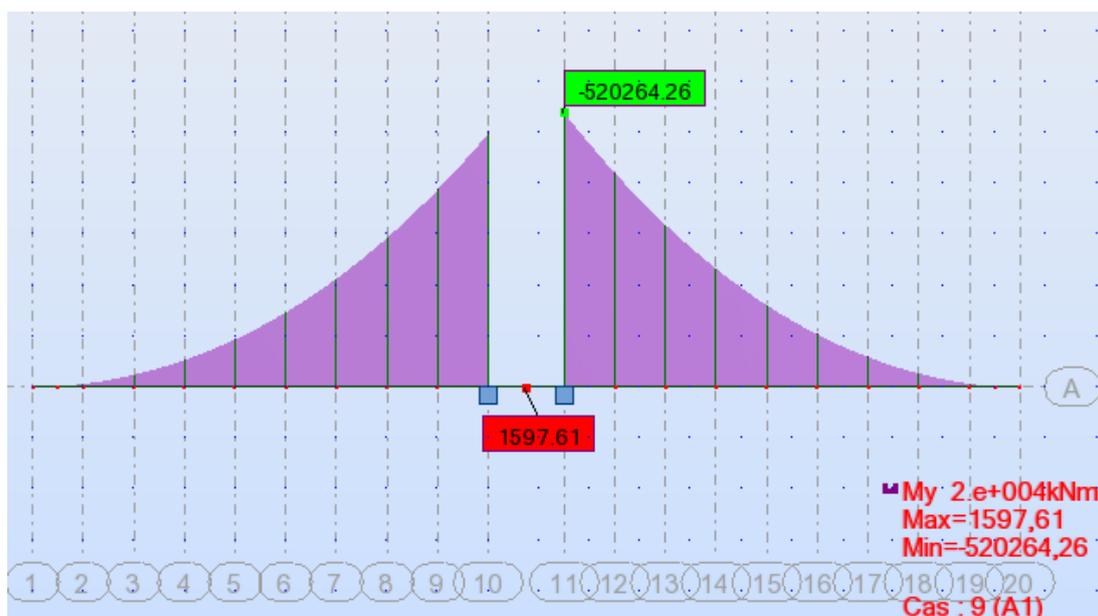


Fig. VII.26 : Diagramme des moments fléchissant du fléau en situation durable (type A1).

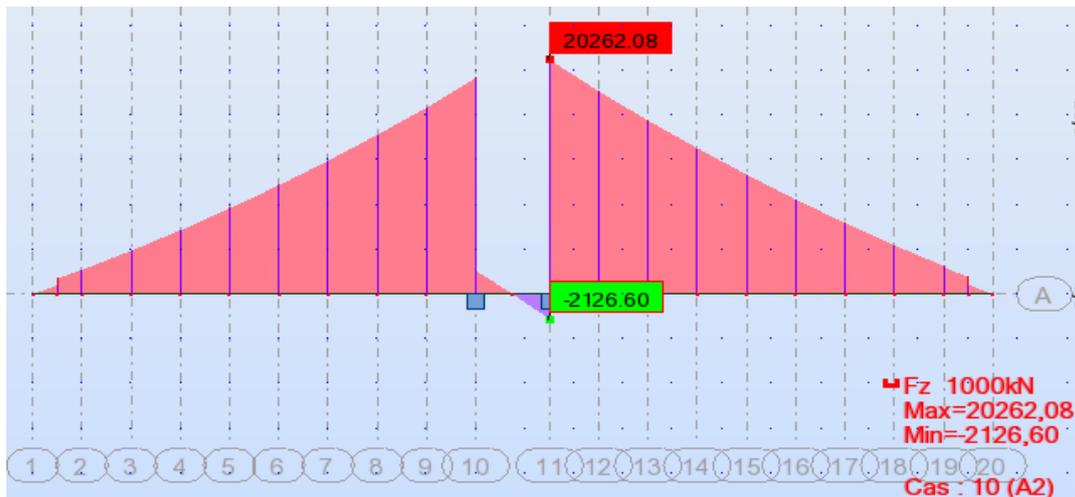


Fig. VII.27 : Diagramme des efforts tranchants du fléau en situation durable (type A2).

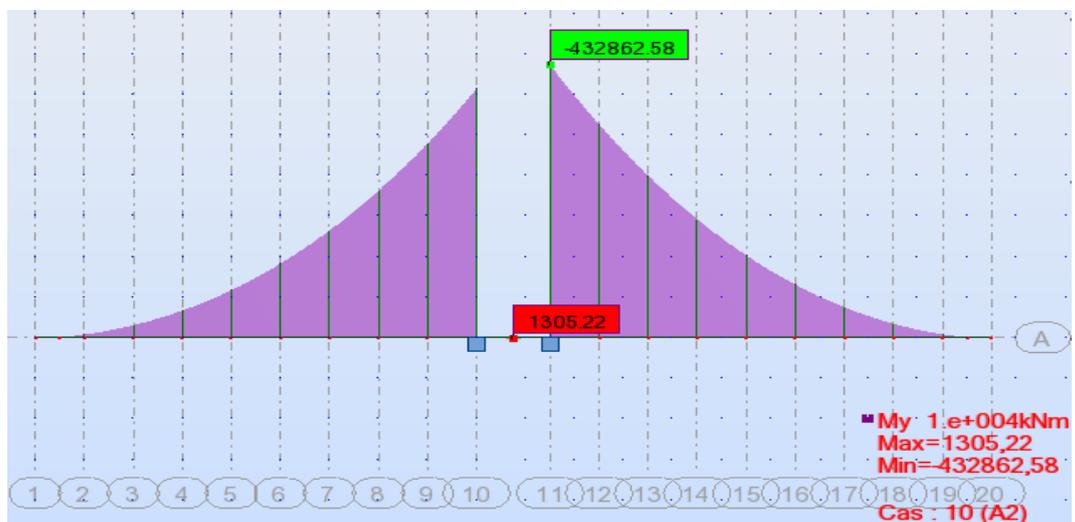


Fig. VII.28 : Diagramme des moments fléchissant du fléau en situation durable (type A2).

Les résultats des combinaisons en situation durable obtenus sont donnés ci-dessous :

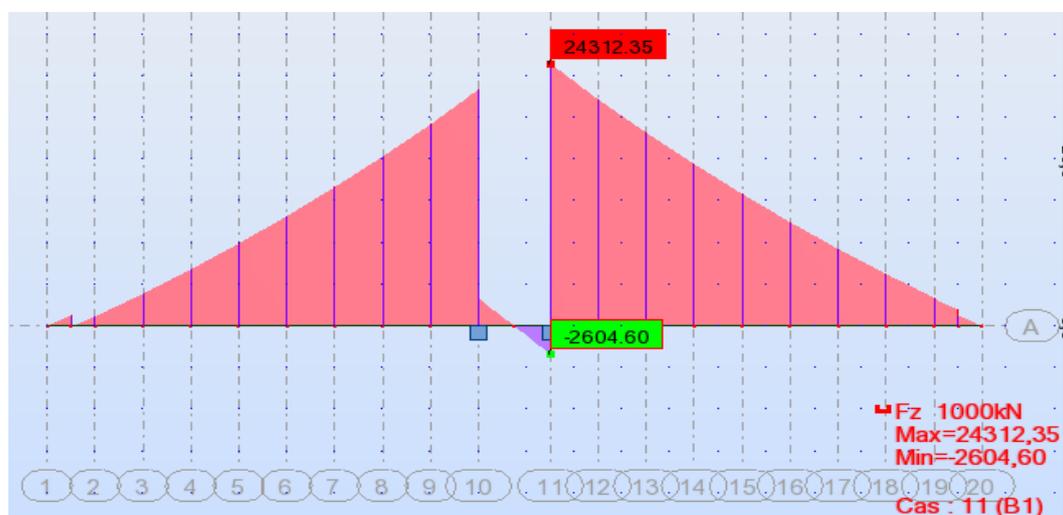


Fig. VII.29 : Diagramme des efforts tranchants du fléau en situation accidentelle (type B1).

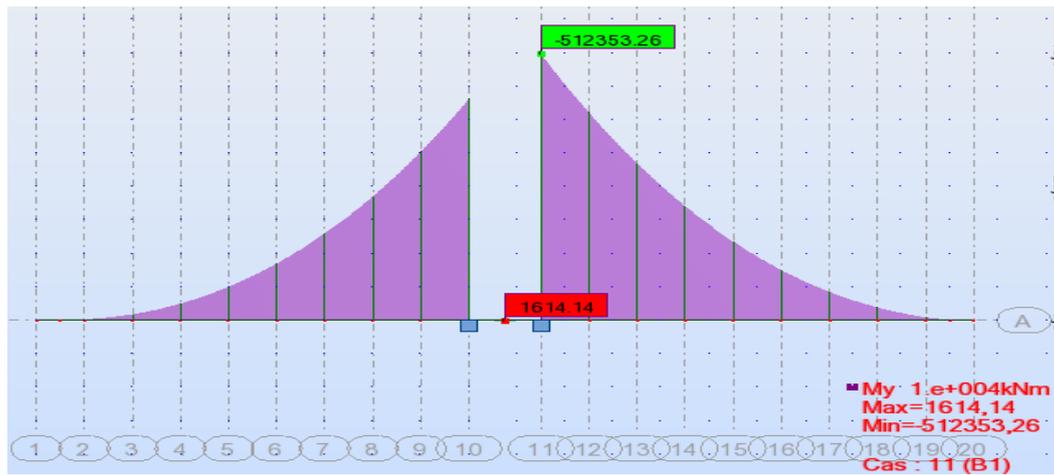


Fig. VII.30 : Diagramme des moments fléchissant du fléau en situation accidentelle (type B1).

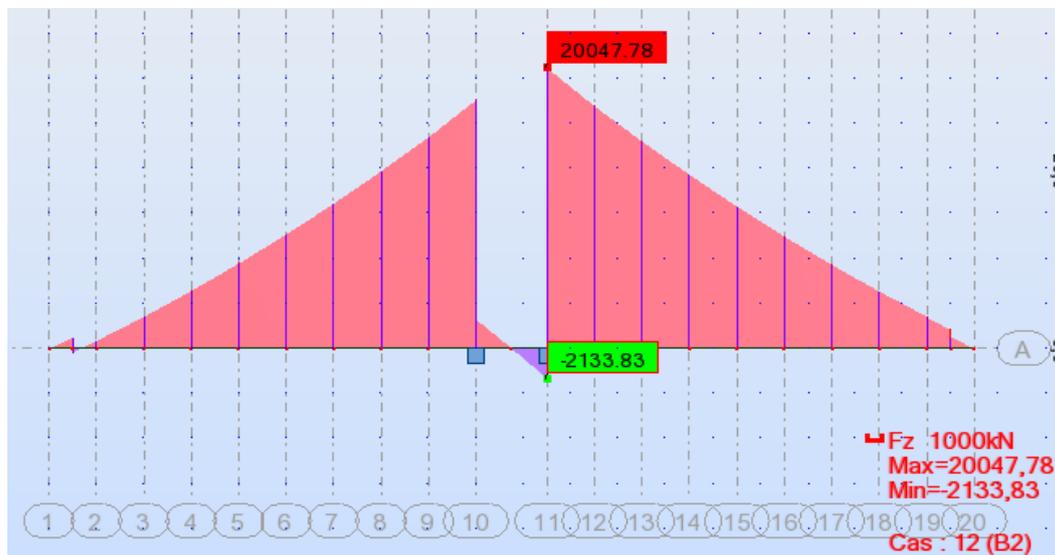


Fig. VII.31 : Diagramme des efforts tranchants du fléau en situation accidentelle (type B2).

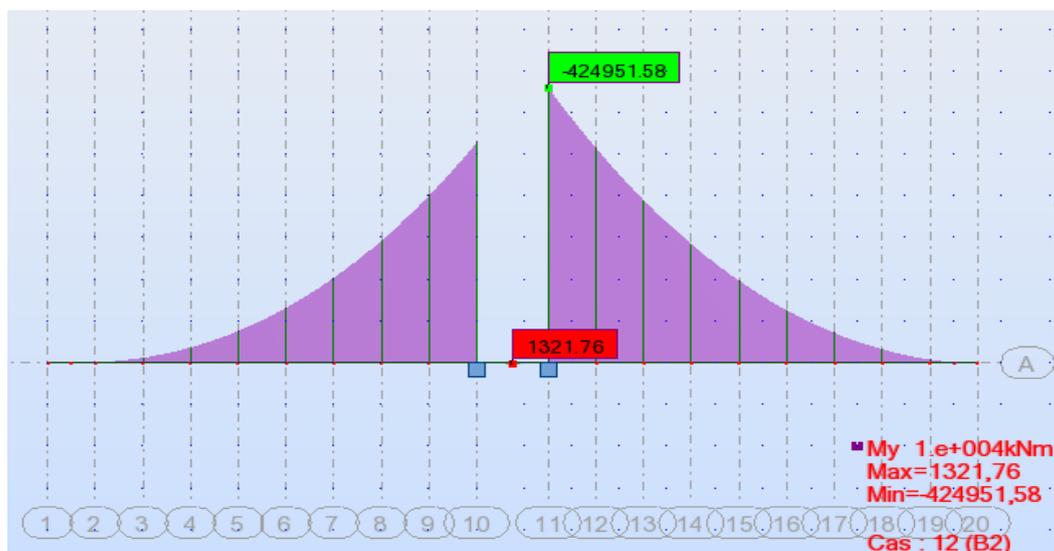


Fig. VII.32 : Diagramme des moments fléchissant du fléau en situation accidentelle (type B2).

Tableau. VII.2 : Combinaisons d'action les plus défavorables.

Combinaisons	M (t.m)	T (t)
1,1 (G _{max} +G _{min}) +1,25 (Q _{PRC1max} +Q _{PRC1min} +Q _{PRA1} +Q _{PRA2} +Q _w)	52026.43	2452.67
0,9 (G _{max} +G _{min}) +1,25 (Q _{PRC1max} +Q _{PRC1min} +Q _{PRA1} +Q _{PRA2} + Q _w)	43286.26	2026.21
1,1 (G _{max} +G _{min}) +Fa+ (Q _{PRC1max} +Q _{PRA1} +Q _{PRA2})	51235.33	2431.24
0,9 (G _{max} + G _{min}) +Fa+ (Q _{PRC1max} +Q _{PRA1} + Q _{PRA2})	42495.16	2004.78

Le moment de renversement est : **M_R = 52026.43 t.m**

La réaction à la tête de la pile est : **R = 2452.67 t**

II.8. Etude de l'encastrement :

Le fléau ne doit pas se décoller sous l'effet du moment de renversement sur pile, et pour cela les câbles de précontrainte (provisoires) doivent compenser la réaction de soulèvement.

Les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour calculer le nombre de câbles à disposer, on fait comme suit :

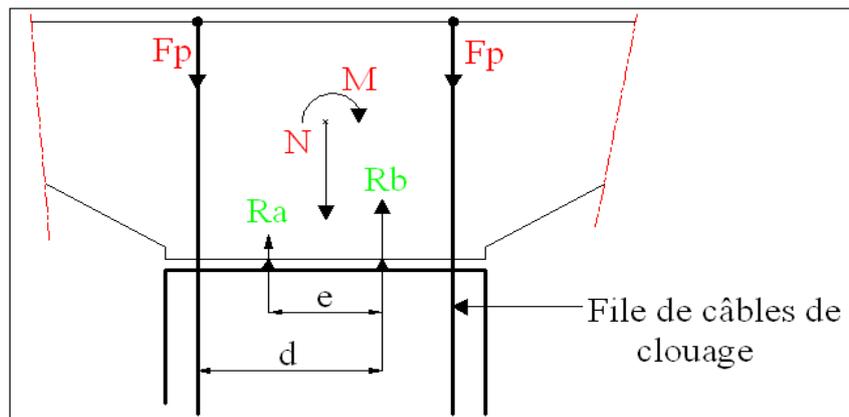


Fig. VII.33 : Le système de clouage (encastrement provisoire).

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_p$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_p$$

Avec : $F_p = (1 - p) \times \sigma_{po} \times s$

F_p : Force d'un câble avec p% de pertes ; (soit p = 25%) ;

$$\sigma_{po} = \text{Min} (0.80 f_{prg} , 0.90 f_{peg})$$

Le nombre de câbles nécessaire pour la stabilité du fléau est donné par la formule suivante :

$$n \times s = \frac{\frac{M}{e} - \frac{N}{2}}{(1-p) \times \sigma_{po}}$$

Avec :

n : nombre de câbles.

s : section d'un câble.

Des câbles 12T15S sont utilisés pour assurer l'encastrement provisoire, les caractéristiques de ces derniers sont : $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$, $f_{peg} = 1538 \text{ MPa}$. $S = 1800 \text{ mm}^2$.

- **Application numérique :**

$$M = 52026.43 - 48074.34 = 3952.09 \text{ t.m} = 39.52 \text{ MN.m}$$

$$N = 2452.67 - 2288.19 = 164.48 \text{ t} = 1.64 \text{ MN}$$

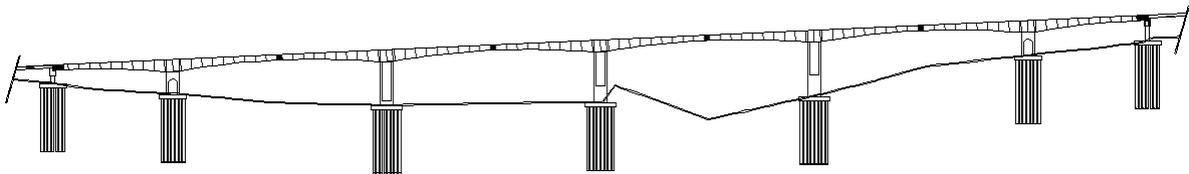
$$n = \frac{\frac{39.52}{2.60} - \frac{1.64}{2}}{1800 \times 10^{-6} \times (1 - 0.25) \times 1384.2} = 7.70$$

Soit $n = 08$ câbles à disposer de chaque coté du voussoir sur pile.

II.9. Clavage des travées :

- **Clavage des travées de rive :**

Lorsque les cinq fléaux sont achevés, on commence par solidariser les **deux travées de rive** sur piles culées, cette partie sera coulée sur **cintre**. Cette opération de solidarisation s'appelle **clavage**, ensuite on vient assurer la continuité complète du tablier en solidarisant les travées adjacentes puis on termine avec les deux travées centrales.



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.

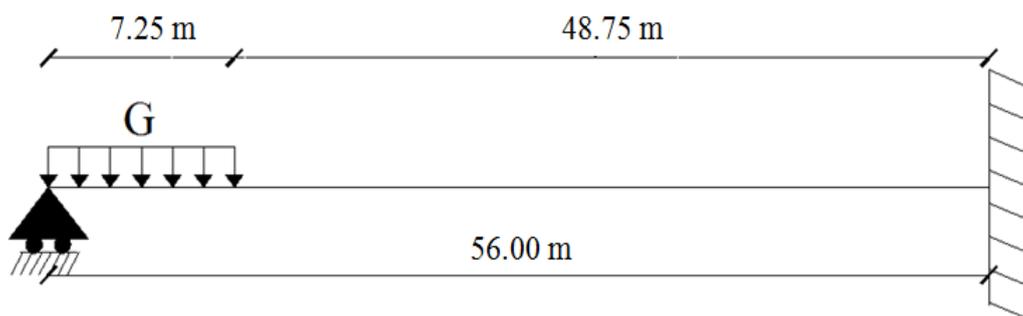


Fig. VII.34 : Détermination des efforts dus au clavage de la travée de rive.

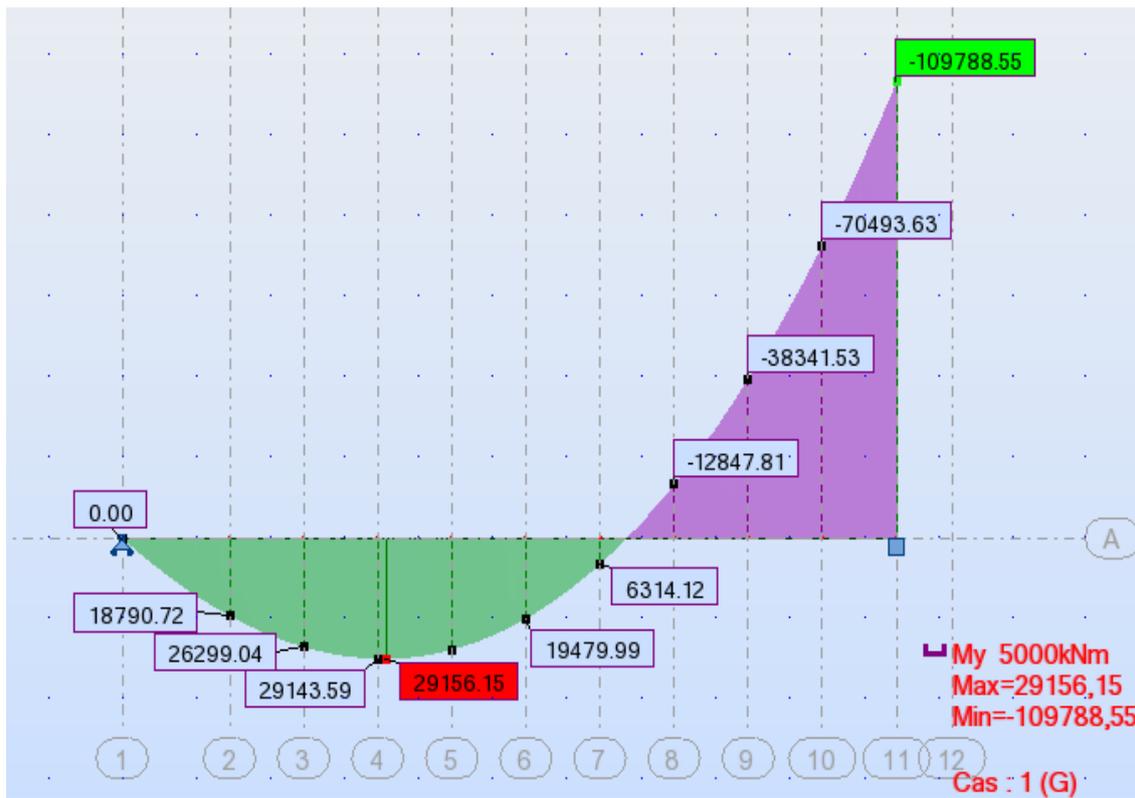
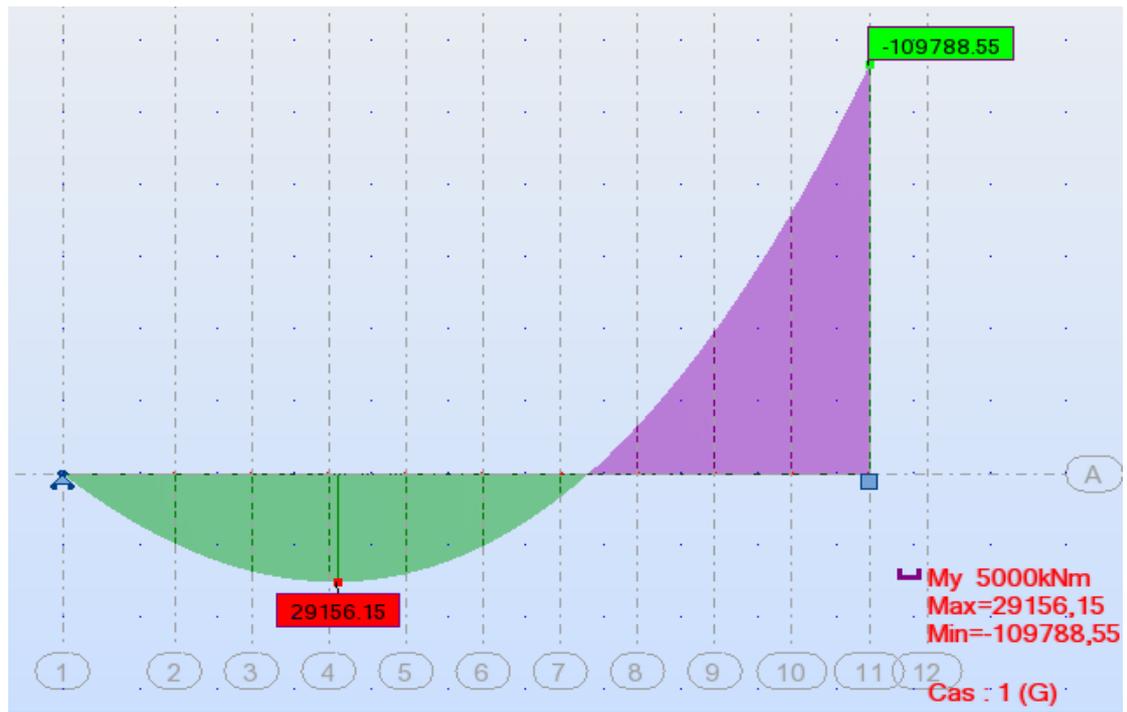


Fig. VII.35 : Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre après clavage de la travée de rive.

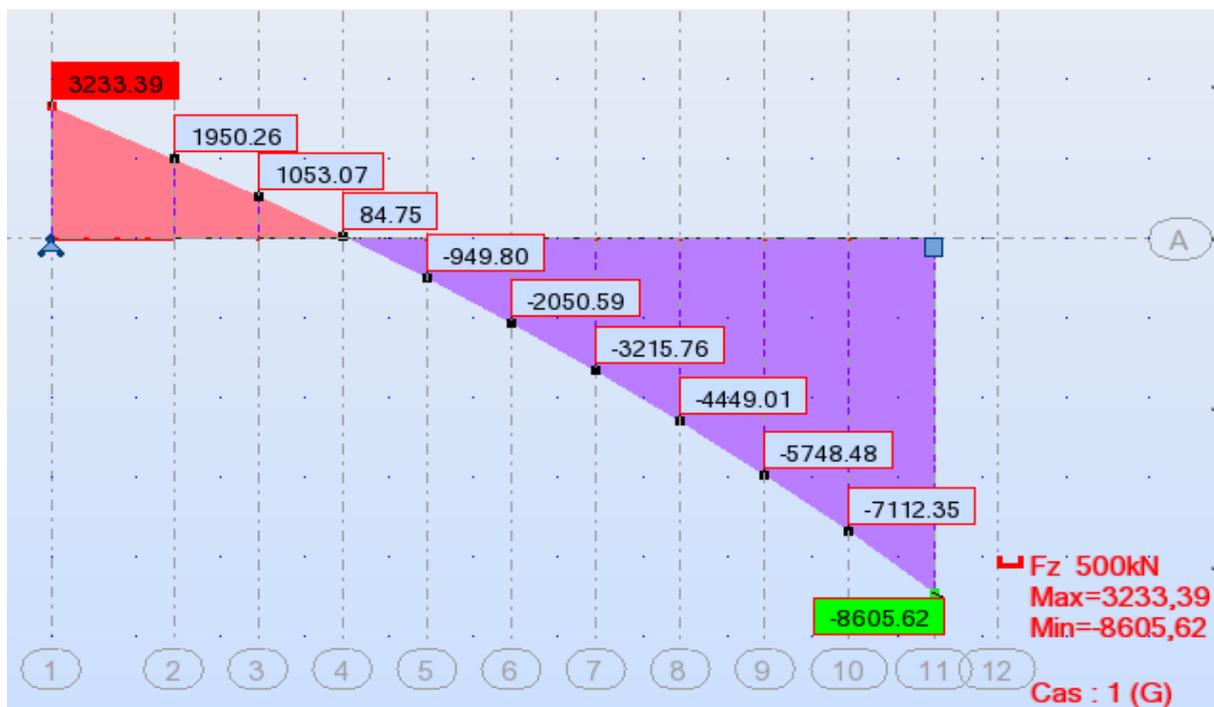
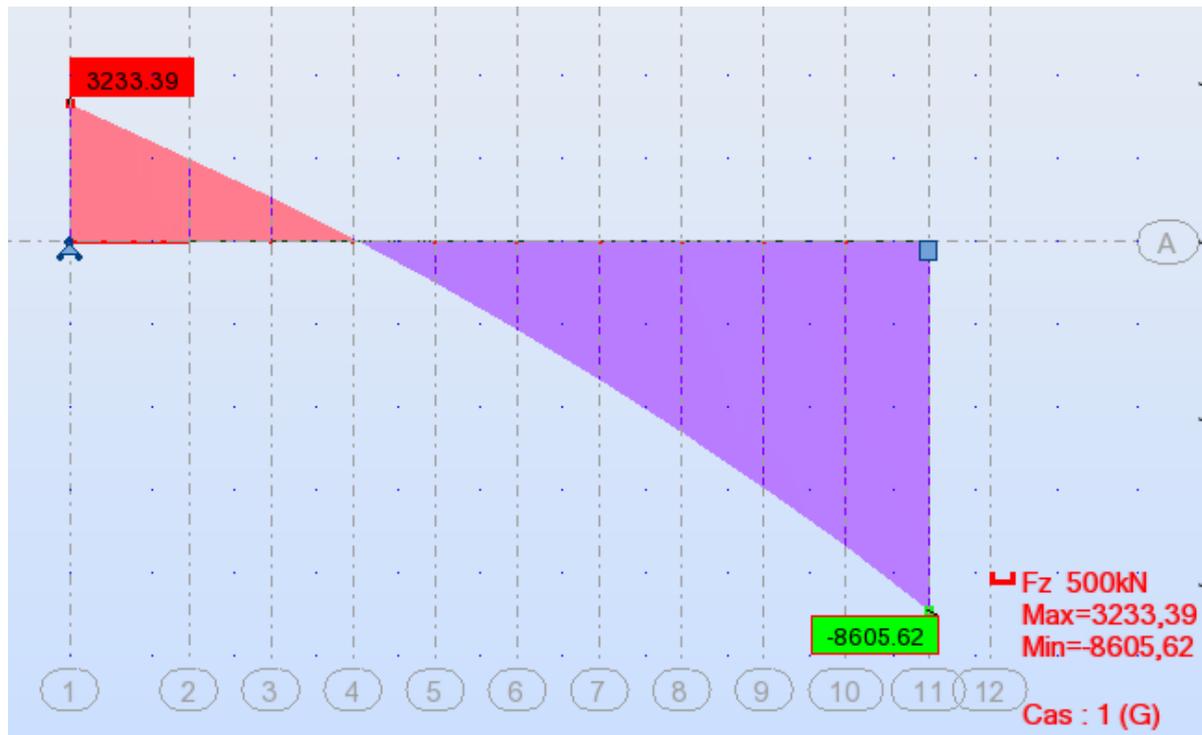


Fig. VII.36 : Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre après clavage de la travée de rive.

- **Clavage des travées voisines :**

Le clavage entre les deux fléaux s'effectue en coulant un voussoir de clavage de **2.5m** de longueur. Les effets pondéraux du clavage sont pris en tenant compte du déroulement physique de l'opération.

Tout d'abord, le poids du béton frais est directement transmis aux fléaux en regard par l'intermédiaire des fixations de l'équipage de clavage. Puis, une fois le béton durci, on réalise physiquement le clavage à l'aide de précontrainte de continuité et on enlève l'équipage de clavage.

D'après ces phases on peut calculer les sollicitations dans la structure, le schéma ci-dessous représente les deux systèmes statiques selon les phases.

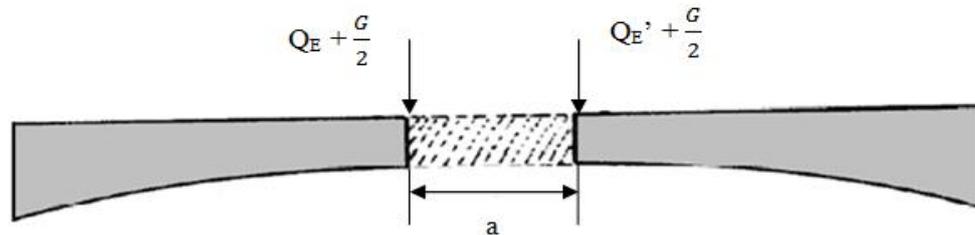


Fig. VII.37 : Schémas statiques avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.

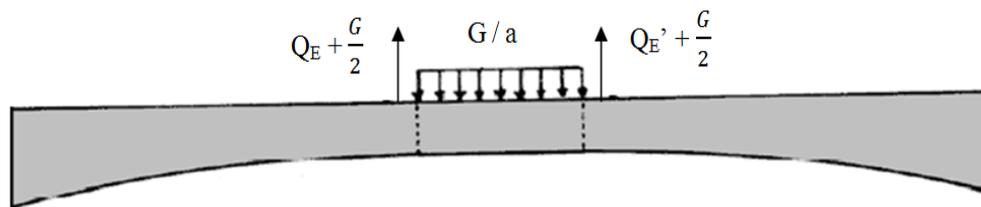


Fig. VII.38 : Schémas statiques après l'enlèvement de l'équipage de clavage.

$Q_E + Q_{E'}$: Poids total de l'équipage de clavage, ces deux forces ne sont pas forcément égales; ($Q_E + Q_{E'} = 200 \text{ KN}$).

G : poids du voussoir de clavage ; ($G = 364 \text{ KN}$).

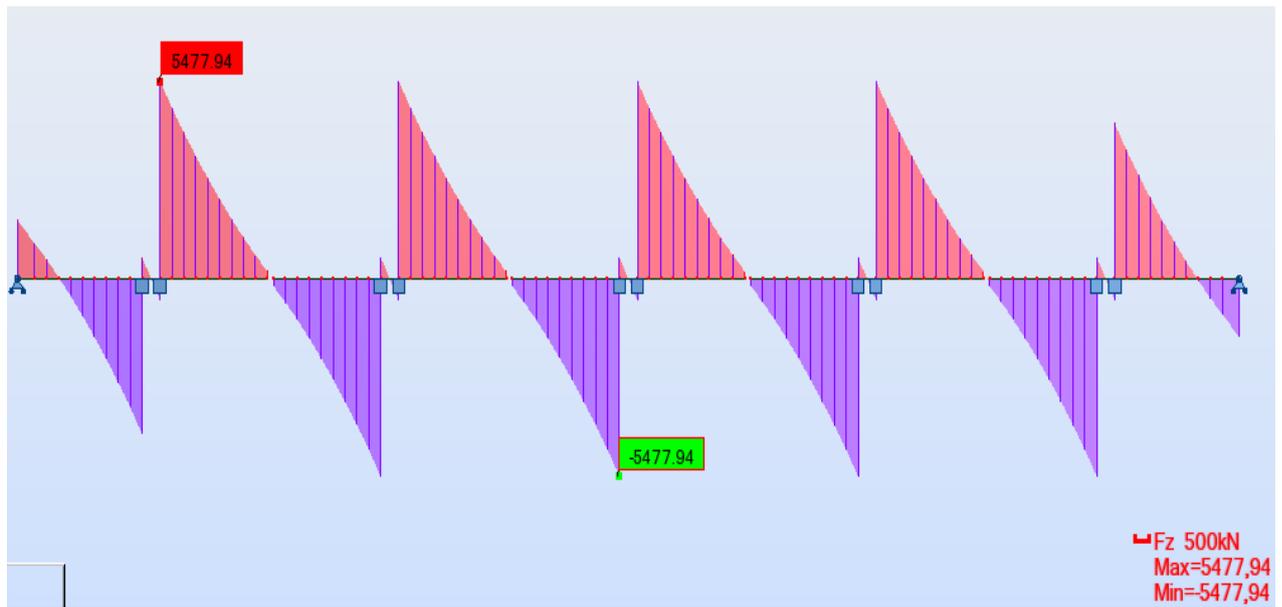


Fig. VII.39 : Diagramme des efforts tranchants avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.

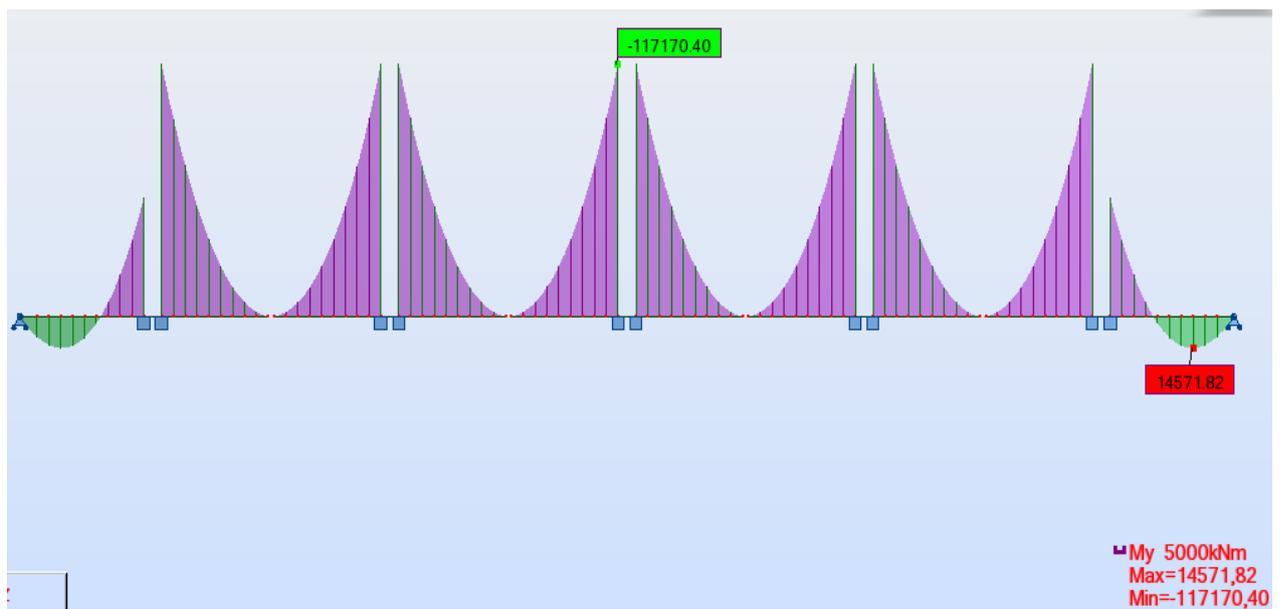


Fig. VII.40 : Diagramme des moments fléchissant avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.

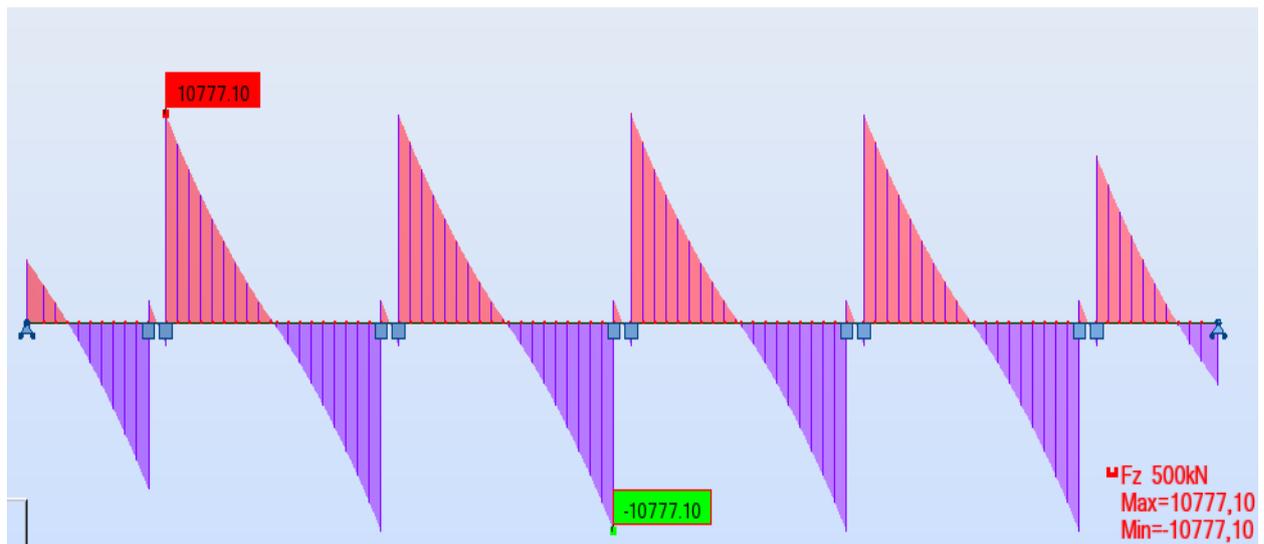


Fig. VII.41 : Diagramme des efforts tranchants après l'enlèvement de l'équipage de clavage.

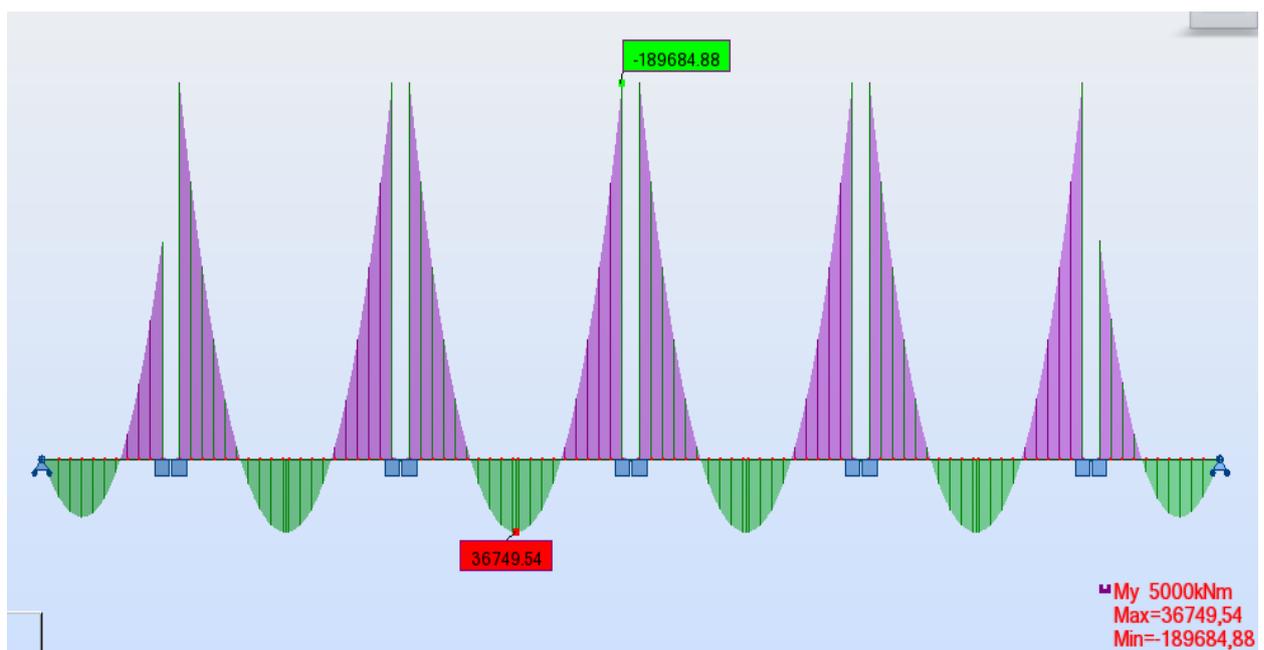


Fig. VII.42 : Diagramme des moments fléchissant après l'enlèvement de l'équipage de clavage.

III. Etude longitudinale en service :

Pour la modélisation de notre structure (tablier), nous avons utilisé le programme de calcul aux éléments finis **Robot Millenium V17.5**. Il s'agit d'un modèle comprenant des éléments de type barres (voussoirs de hauteurs variables), appuyé simplement sur tous les appuis. Les données nécessaires pour la modélisation sont les suivantes :

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

Le modèle de calcul en 3D est donné dans la figure ci-dessous :



Fig. VII.43 : Vue en 3D du modèle de calcul.

III.1. Combinaisons de calcul:

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

- Poids propre (PP) : il est pris automatiquement par le logiciel.
- Complément du poids propre (CCP): Charge uniforme répartie le long du tablier égale à 56.99 KN/m (voir chapitre VI, page 50).
- Charge A : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à : $7.5941 \times 10,08 = 76.5485$ KN/m.
- Surcharge Bc
- Surcharge militaires Mc120
- Convoi exceptionnel D240
- Surcharges sur les trottoirs St : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à :

$$St = (1.5 + 4.5) \times 1,15 + (1.5 + 4.5) \times 1,25 = 14,4 \text{ KN/m.}$$

Les charges roulantes sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur. [Réf 8]

III.2. Sollicitations dues aux poids propre (G) :

Les efforts engendrés par le poids propre du tablier sont présentés sous forme de diagrammes ci-dessous :

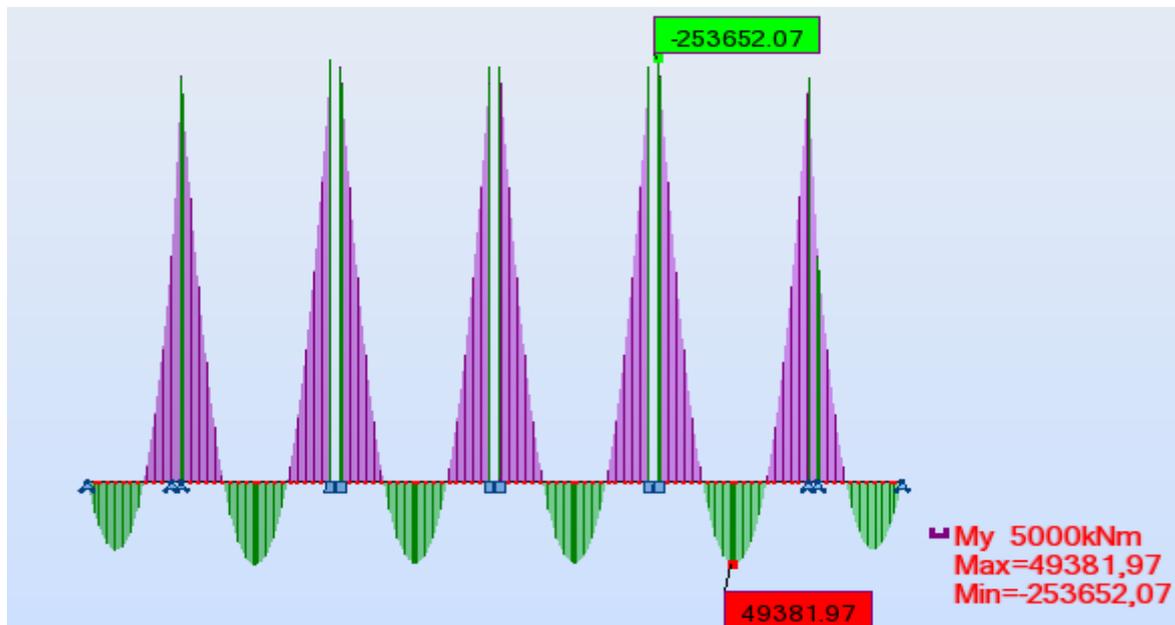


Fig. VII.44 : Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre du tablier.

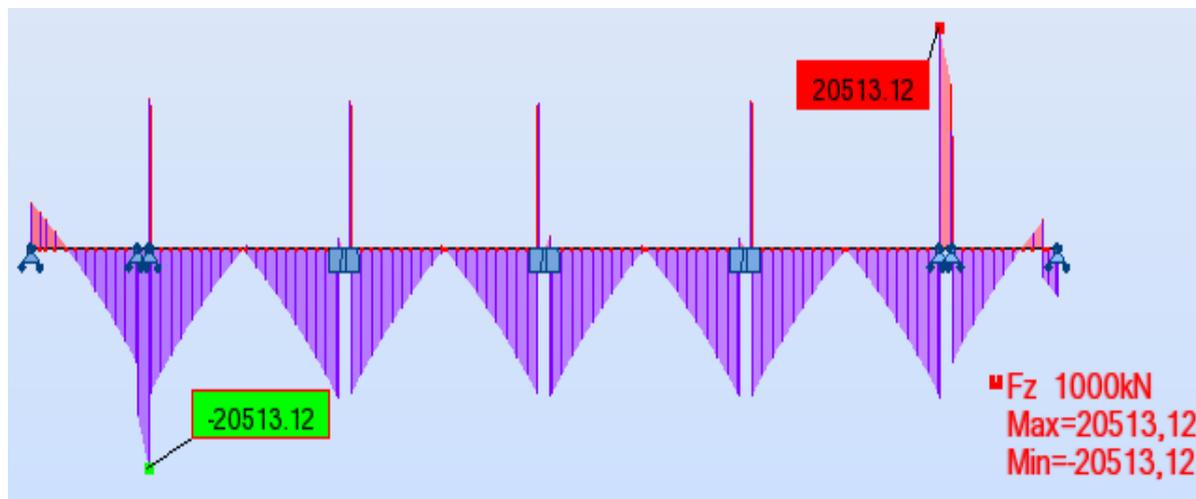


Fig. VII.45 : Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre du tablier.

III.3. Sollicitations dues aux poids de la superstructure (ST):

Suite au dernier clavage, la mise en place des superstructures [trottoirs, revêtements...voir chap.VI] engendrera des efforts dont il faudra en tenir compte.

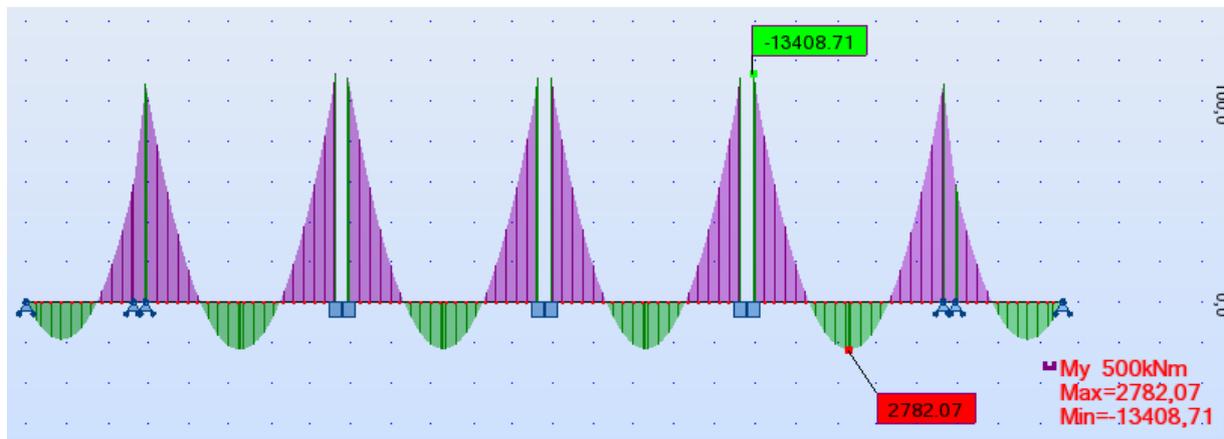


Fig. VII.46 : Diagramme des moments fléchissant dus au poids de la superstructure.

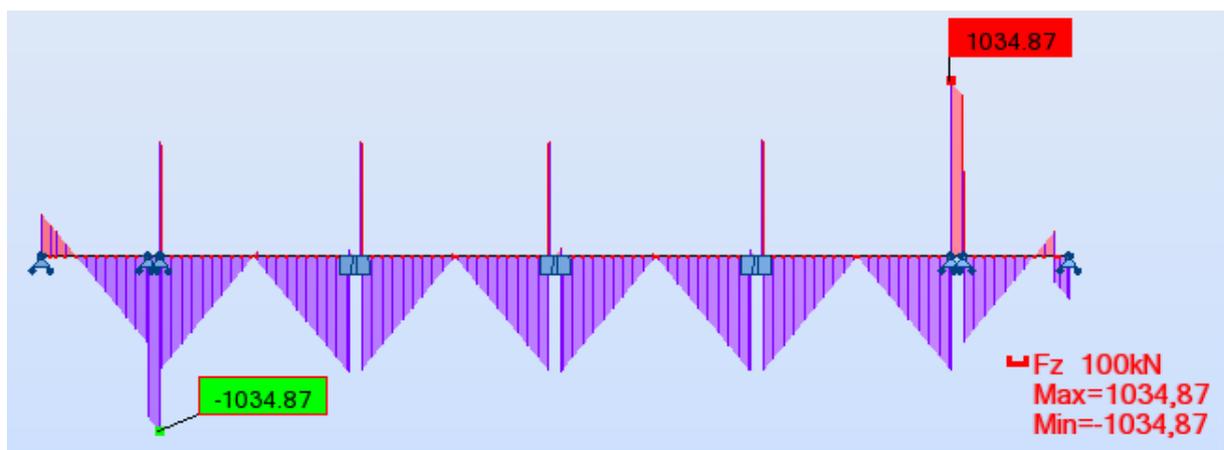


Fig. VII.47 : Diagramme des efforts tranchants dus au poids de la superstructure.

III.4. la température :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu.

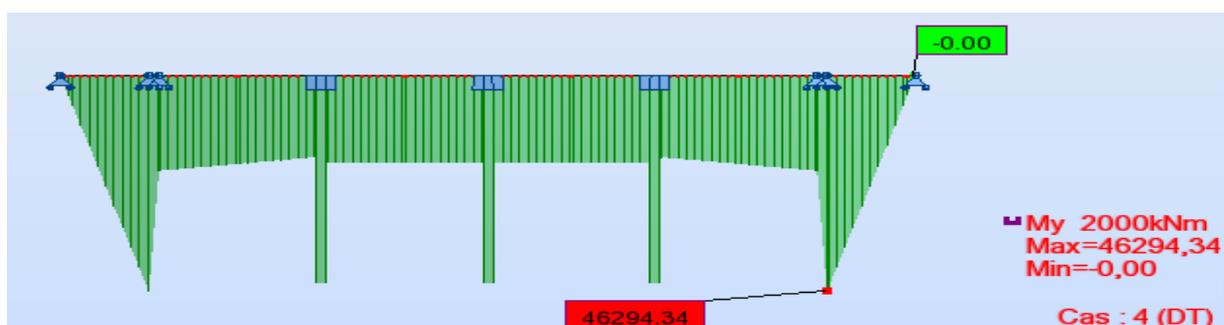


Fig. VII.48 : Diagramme des moments fléchissant dus au gradient thermique ΔT .

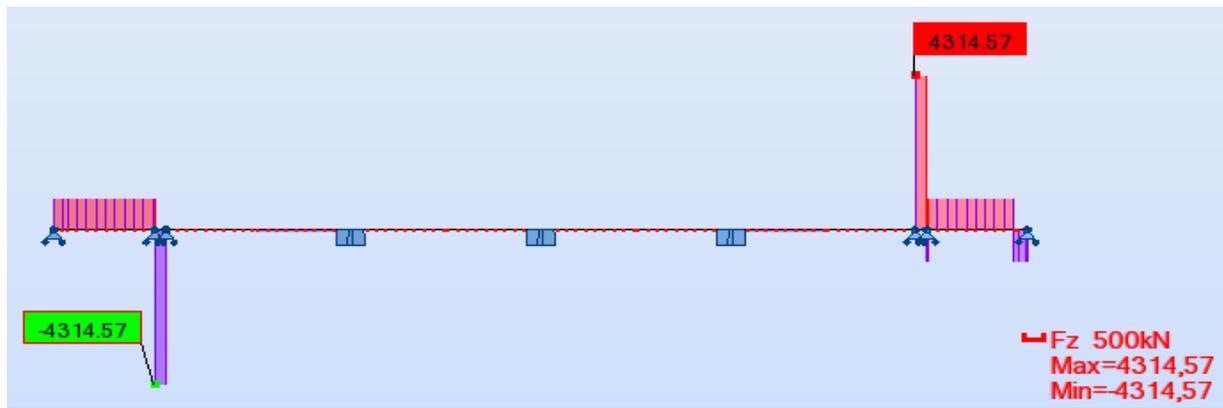


Fig. VII.49 : Diagramme des efforts tranchants dus au gradient thermique. ΔT .

III.5. Sollicitations dues aux charges routières :

Système de charge $A(l)$: La masse de la surcharge $A(l)$, exprimée en Kilo Newton par mètre carré

(KN/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée, l , exprimé en mètre par la formule suivante:

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{l+12} \text{ KN/m}^2.$$

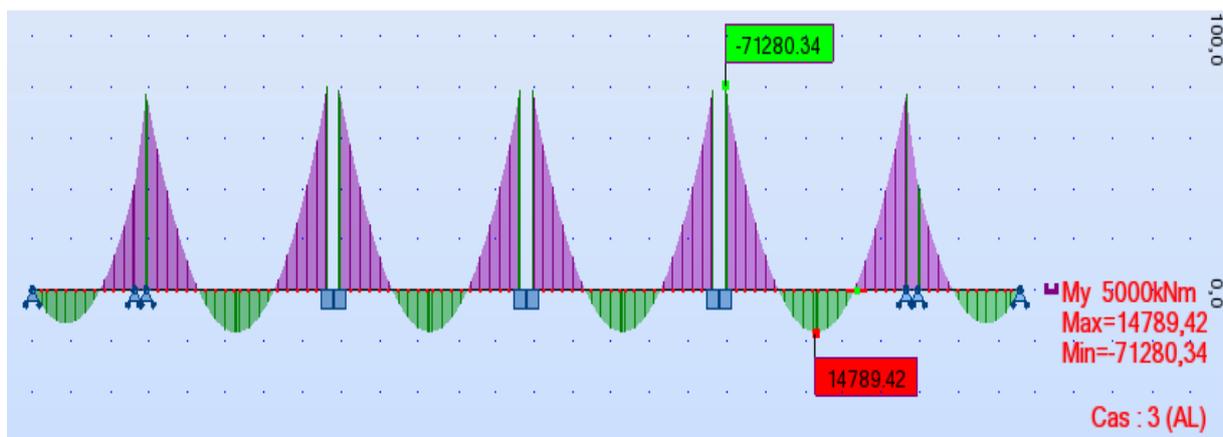


Fig. VII.50 : Diagramme enveloppe des moments fléchissant sous $A(l)$.



Fig. VII.51 : Diagramme enveloppe des moments fléchissant sous MC120.

IV. Les combinaisons d'action :

On prend les deux combinaisons suivantes l'une à l'ELU et l'autre à l'ELS, elles donnent les efforts les plus prépondérants :

- A l'ELU: $1.35 G + 1.6 (A(l) + ST)$:

}	$M_{max} = 94780.05 \text{ kN.m}$
	$M_{min} = -477932.78 \text{ KN.m}$

- A l'ELS: $G + 1.6 (A(l) + ST) + 0.5\Delta T$:

}	$M_{max} = 70467.76 \text{ kN.m}$
	$M_{min} = -355278.94 \text{ KN.m}$

G : charges permanentes.

A(l) : système de charge A définie dans le fascicule 61.

Bc : charge roulante du système B définie dans le fascicule 61.

St : surcharges de trottoirs.

T : effets thermiques.

Se référer au chapitre VI charges et surcharges pour la détermination des surcharges et leurs coefficients de majoration dynamique.

- Les résultats obtenus sous la combinaison : **$1.35 G + 1.6 (A(L) + ST)$**

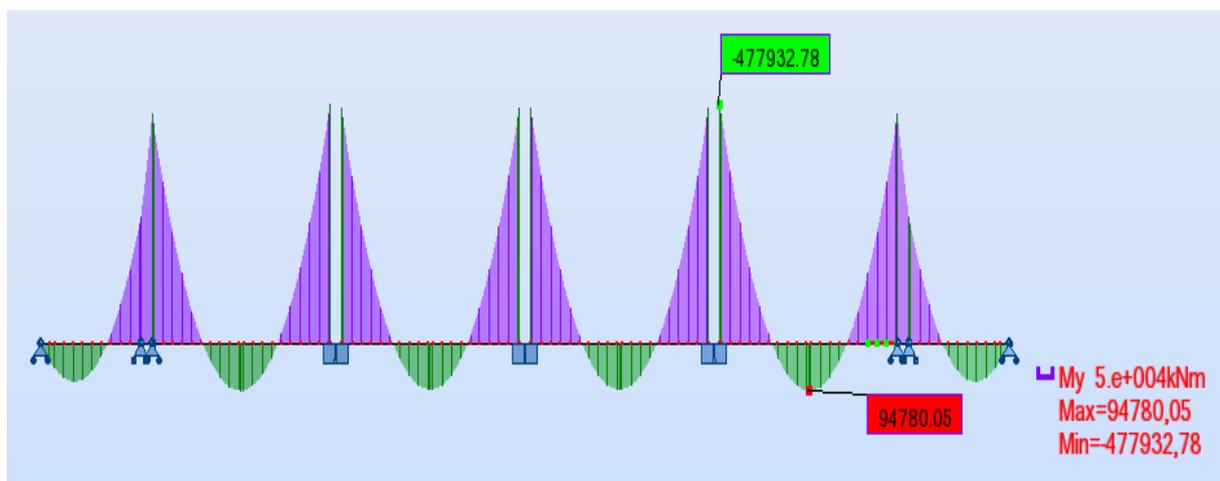


Fig. VII.52 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison : $1.35 G + 1.6 (A(L) + ST)$

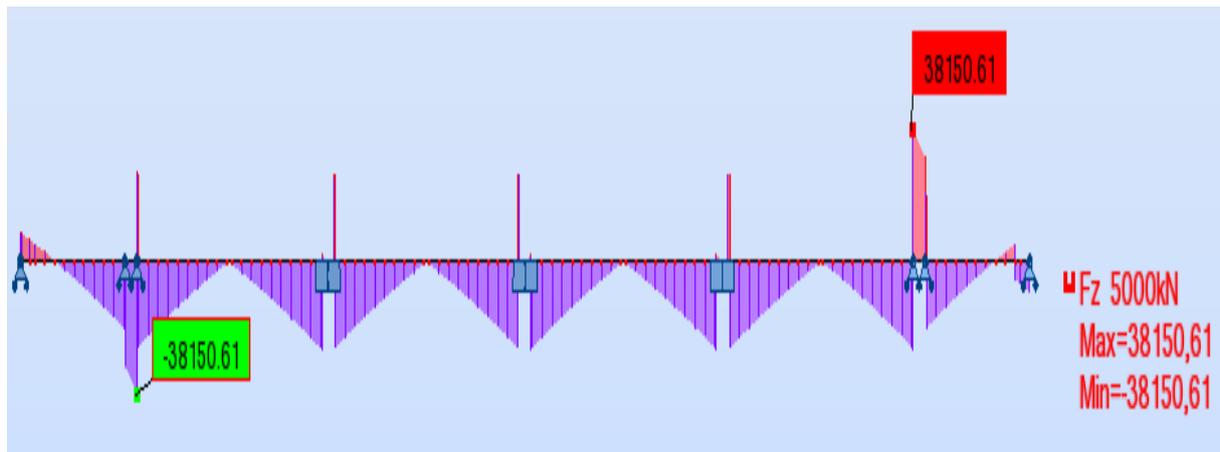


Fig. VII.53 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison : $1.35 G + 1.6 (A(L) + ST)$.

- Les résultats obtenus sous la combinaison : $1.35 G + 1.6 (A(L) + ST) + 0.5\Delta T$.

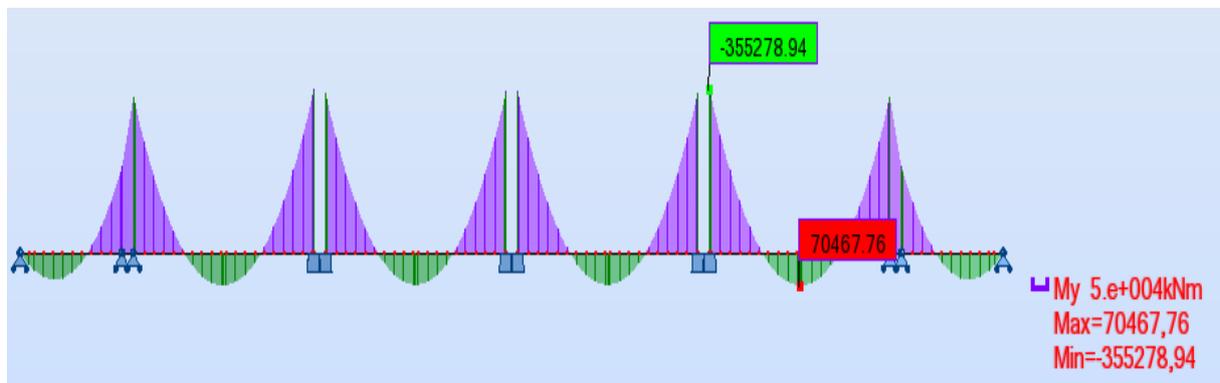


Fig. VII.54 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison :

$$1.35 G + 1.6 (A(L) + ST) + 0.5\Delta T.$$

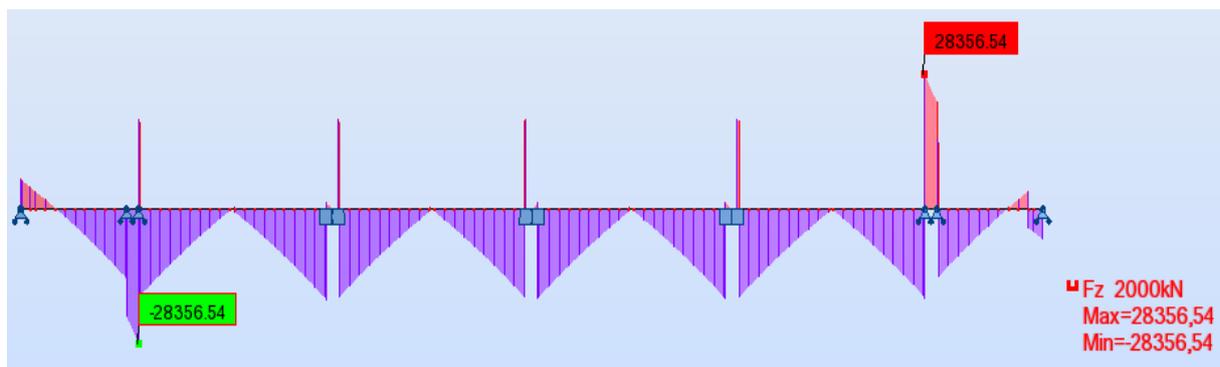


Fig. VII.55 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison :

$$.35 G + 1.6 (A(L) + ST) + 0.5\Delta T.$$

Chapitre : VIII

Etude de la **précontrainte**

« Pré contraindre une section c'est soumettre, avant l'application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leurs composantes avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération ».

L'inventeur de la précontrainte, Eugène FREYSSINET 1928.

I. Principe de fonctionnement de la précontrainte :

La précontrainte consiste à rendre le béton travaille au maximum en compression sous les sollicitations extérieures, en lui conférant artificiellement des contraintes de compression afin qu'il puisse supporter par la suite des efforts de traction. Cette compression, réalisée à l'aide des armatures tendues en acier à haute résistance, soumet le béton à une flexion composée, la force de précontrainte étant plus ou moins excentrée dans les différentes sections résistantes. Les armatures sont mises en tension avant ou après durcissement du béton ce qui donne les deux procédés de la précontrainte suivante :

- précontrainte par pré tension
- précontrainte par post tension

I.1. Les procédés de précontrainte :

I.1.1. Précontrainte par pré tension :

On entend par précontrainte par pré tension la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doive tendre les aciers en s'appuyant, soit sur le coffrage lui-même, soit sur des culées ancrées dans le sol ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre. Dans ce type de précontrainte les armatures sont tendues à l'aide de vérins entre deux massifs d'ancrage (dans des bancs de précontrainte). Cette technique est appliquée à la préfabrication.

I.1.2. Précontrainte par post tension :

La précontrainte par post-tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte. En général, on utilise la résistance du béton pour « s'appuyer » lors de la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité.

On distingue deux types de **précontrainte par post tension** :

- Intérieure au béton
- Extérieure au béton

La mise en tension des câbles de précontrainte par post tension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

- 1) Des conduites (les plus utilisées sont des gaines) sont positionnées à l'intérieure du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieure (précontrainte extérieure) avant bétonnage,
- 2) les armatures sont enfilées dans des conduites après bétonnage,
- 3) les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et "ancrées" par des systèmes d'ancrages,
- 4) le contrôle de la tension des câbles est effectué par mesure de leur allongement,
- 5) les conduits sont injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.

I.2. Procédé de précontrainte utilisé :

Le procédé choisi est la précontrainte par post tension. On utilise des câbles 12T15S, les torons sont constitué de 7 fils étirés à froid enfilés dans des gaines positionnées à l'intérieure de la structure en béton armé maintenus sous tension par des clavettes dans les ancrages qui assurent la transmission de la force de compression dans le béton.

La mise en tension des câbles est réalisée simultanément aux deux extrémités des câbles à l'aide des deux vérins hydraulique, une fois les câbles lâchés les gaines sont injectées d'un coulis de ciment pour la protection contre la corrosion.

II. Précontrainte du fléau :

Les câbles du fléau sont dimensionnés :

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

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

II.1 Calcul de la précontrainte du fléau :

Les câbles du fléau sont pratiquement rectilignes, enfilés dans les gaines à la dalle supérieure de la section, en phase de construction. Ces câbles procurent deux effets, ils créent des contraintes de compression dans les fibres supérieures et des contraintes de traction dans les fibres inférieures du voussoir.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{Psup} = \frac{P}{B} + \frac{PeV}{I} \\ \sigma_{Pinf} = \frac{P}{B} - \frac{PeV'}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

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

σ_{Pinf} : Contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générées par l'application de l'effort de précontrainte.

Avec :

P : Effort de la précontrainte.

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

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

I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.

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

La formule qu'on a utilisée pour déterminer la précontrainte est la suivante :

À la limite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{B} + \frac{PeV}{I} = \frac{MV}{I} \\ P = \frac{M \frac{V}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{eV}{I}} \end{array} \right.$$

Avec :

M : moment fléchissant du au poids propre et les surcharges supplémentaires.

B : Section droite du voussoir.

“P” et “e” sont des inconnues, pour cela on fixe “e₀” et on détermine “P”.

Détermination du nombre de câbles de fléau :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante : $N = \frac{P}{P_0}$

Avec :

P₀ : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15S peut créer estimé à **25%** de perte.

L'acier des torons a les caractéristiques mécaniques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{prg} = 1770 \text{ MPa} \\ f_{peg} = 1538 \text{ MPa} \\ E = 200000 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

La tension d'origine : $\sigma_{po} = \text{Min} (0.80 f_{prg}, 0.90 f_{peg})$
 $\sigma_{po} = 1384.2 \text{ MPa}$

La force utile d'un câble **12T15S** estimée à **25 %** de perte, $P_0 = 0.75 \times \sigma_{po} \times S = 1.8687 \text{ MN}$.

S: section d'un câble **12T15S**, $S = 0.0018 \text{ m}^2$ ($150 \times 12 \times 10^{-6} = 0.0018 \text{ m}^2$).

[Pour les caractéristiques voir chapitre III caractéristiques mécaniques des matériaux]

II.2. Détermination du nombre de câbles:

Les câbles du fléau sont destinés à s'opposer au moment de renversement provoqué par la construction de la console et rendre chaque voussoir solidaire à la partie du tablier déjà exécutée.

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:

La surface : $S = 11.57 \text{ m}^2$;

L'inertie : $I = 42.46 \text{ m}^4$;

Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = 2.55 \text{ m}$.

$e = V - d = 2.55 - 0.15 = 2.41 \text{ m}$

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

On a:

$M_{max} = 22190.22 \text{ t.m} = 221.902 \text{ MN}$.

$$P = \frac{M \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}} = \frac{221.902 \frac{2.55}{42.46}}{\frac{1}{11.57} + \frac{2.41 \times 2.55}{42.46}} = 57.65 \text{ MN}.$$

Le nombre de câbles:

$$N = \frac{57.65}{1.8687} = 30.85 \text{ cables}.$$

Donc on arrondit à 32 câbles répartis à raison de 16 câbles par âme.

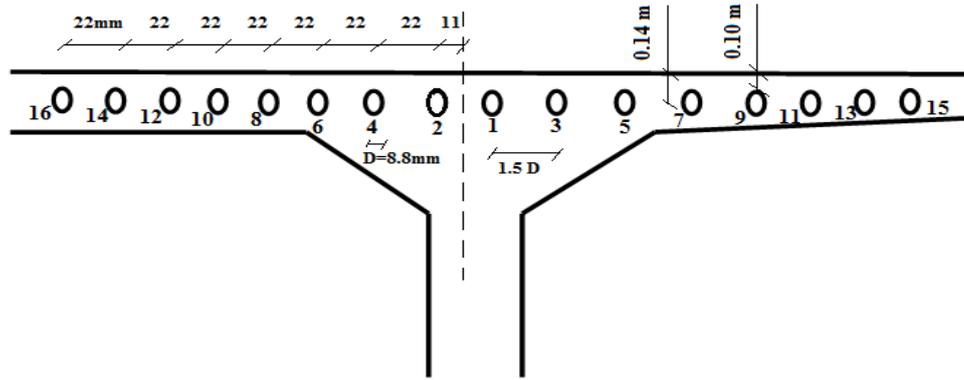


Fig. VIII.1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.

Tableau. VIII.1 : Tableau donnant le nombre de câbles dans chaque voussoir.

N°	X	d (m)	v (m)	e (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	M (t.m)	P (t)	N ^{bre} réel	N ^{bre} / âme
1/2 VSP	3.75	/	/	/	/	/	/	/	32	16
V ₁	8.75	0.14	2.55	2.41	11.57	42.46	22190.22	5764.96	32	16
V ₂	13.75	0.14	2.23	2.09	10.68	29.97	17241.74	5149.27	28	14
V ₃	18.75	0.14	1.96	1.82	9.89	21.27	12995.92	4454.81	24	12
V ₄	23.75	0.14	1.72	1.58	9.21	15.32	9412.21	3695.26	20	10
V ₅	28.75	0.14	1.51	1.37	8.63	11.38	6457.50	2878.59	16	08
V ₆	33.75	0.14	1.35	1.21	8.16	8.86	4098.43	2034.67	12	06
V ₇	38.75	0.14	1.22	1.08	7.79	7.37	2302.12	1240.70	08	04
V ₈	43.75	0.14	1.13	0.99	7.53	6.67	1035.69	583.86	04	02
V ₉	48.75	0.14	1.07	0.93	7.37	6.64	530.80	299.66	02	01

Tableau. VIII.2 : Nombre de Câbles arrêtes en chaque jonction.

Voussoirs	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9
Câbles arrêtes	2	2	2	2	2	2	2	1	1

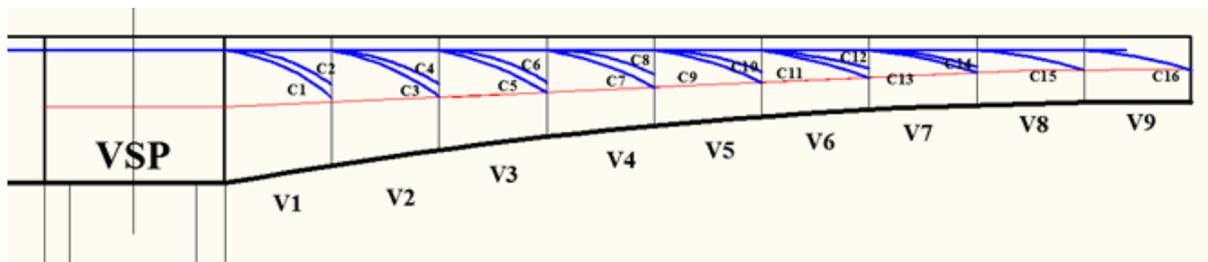


Fig. VIII.2 : Nombre de câbles pour le demi-fléau.

II.3. Tracé des câbles de fléau :

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

Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente. Il est avantageux d'utiliser des unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre, toutefois le nombre de câbles doit être égal dans chaque âme.

II.3.1. Etude du tracé des câbles en élévation :

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants : [Réf 10]

- Il faut au maximum éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir ou ils subissent une déviation parabolique d'équation générale : $y(x) = x^2 + bx + c$

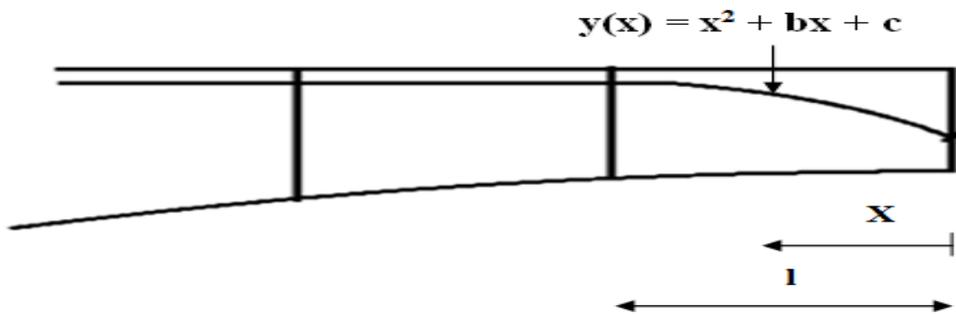


Fig. VIII.3 : Tracé d'un câble en élévation.

En respectant les conditions aux limites l'équation devient :

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

d_1 : Distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.

d_0 : Distance de câble à la fibre supérieure.

l : Distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir $l = 5\text{m}$).

Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression :

$$R(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{\min}$$

R_{\min} : Rayon minimal pour les câbles 12T15 = 6m

La déviation verticale d'un câble α est :

$$\text{tg} \alpha = \frac{d[y(x)]}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x}{l^2}$$

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

Tracé du câble N°1 :

Le câble est arrêté dans le premier voussoir (à $x = 8.75$ m), on arrête deux câbles dans cette section, soient un câble par âme. Le câble s'ancrera au niveau du centre de gravité de la section.

$$V = 2.55 \text{ m}, \quad d_0 = 0.14 \text{ m}, \quad d_1 = V - 0.25 = 2.30 \text{ m}, \quad l = 5 \text{ m}, \quad \text{et } y = d_1 - d_0 = 2.16 \text{ m}.$$

$$R(x) = \frac{5^2}{2(2.30 - 0.14)} = 5.78 \text{ m} < R_{min} = 6 \text{ m}$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) \geq 6 \text{ m} \quad \implies \quad \frac{x^2}{2Y} \geq 6 \quad \implies \quad Y = \frac{x^2}{12} = \frac{5^2}{12} = 2.08 \text{ m}$$

$$d_1 = Y + d_0 = 2.42 \text{ m}$$

$$R(x=5\text{m}) = 6.01 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{2(2.08)5}{5^2} = 0.832 \quad \implies \quad \alpha = 39.76^\circ$$

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

$$Y(x) = 0.338 + 0.083 X^2$$

Tracé du câble N°2 :

Le câble est arrêté dans le deuxième voussoir (à $x = 13.75$ m), on arrête deux câbles dans cette section, soient un câble par âme. Le câble s'ancrera au niveau du centre de gravité de la section.

$$V = 2.55 \text{ m}, \quad d_0 = 0.14 \text{ m}, \quad d_1 = V + 0.25 = 2.80 \text{ m}, \quad l = 5 \text{ m}, \quad \text{et } y = d_1 - d_0 = 2.66 \text{ m}.$$

$$R(x) = \frac{5^2}{2(2.80 - 0.14)} = 4.70 \text{ m} < R_{min} = 6 \text{ m}$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) \geq 6 \text{ m} \quad \implies \quad \frac{x^2}{2Y} \geq 6 \quad \implies \quad Y = \frac{x^2}{12} = \frac{5^2}{12} = 2.08 \text{ m}$$

$$d_1 = Y + d_0 = 2.42 \text{ m}$$

$$R(x=5\text{m}) = 6.01 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{2(2.08)5}{5^2} = 0.832 \quad \implies \quad \alpha = 39.76^\circ$$

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

$$Y(x) = 0.338 + 0.083 X^2$$

Le tableau suivant donne les résultats obtenus pour chaque câble :

Tableau. VIII.3 : Tracé des câbles en élévation.

voussoirs	N° du câble	V	d ₀	d ₁	Y	R	α	Equation
1/2 VSP	/	/	/	/	/	/	/	/
V1	C1	2.55	0.14	2.42	2.08	6.01	39.76	0.14+0.083 X ²
	C2	2.55	0.14	2.42	2.08	6.01	39.76	0.14+0.083 X ²
V2	C3	2.23	0.14	1.98	1.84	6.79	36.35	0.14+0.074 X ²
	C4	2.23	0.14	2.42	2.08	6.01	39.76	0.14+0.083 X ²
V3	C5	1.96	0.14	1.71	1.57	7.96	32.13	0.14+0.063 X ²
	C6	1.96	0.14	2.21	2.07	6.04	39.62	0.14+0.083 X ²
V4	C7	1.72	0.14	1.47	1.33	9.40	28.01	0.14+0.053 X ²
	C8	1.72	0.14	1.97	1.83	6.83	36.20	0.14+0.073 X ²
V5	C9	1.51	0.14	1.26	1.12	11.16	24.13	0.14+0.045 X ²
	C10	1.51	0.14	1.76	1.62	7.72	32.94	0.14+0.065 X ²
V6	C11	1.35	0.14	1.10	0.96	13.02	21.01	0.14+0.038 X ²
	C12	1.35	0.14	1.60	1.46	8.56	30.28	0.14+0.058 X ²
V7	C13	1.22	0.14	0.97	0.83	15.06	18.37	0.14+0.033 X ²
	C14	1.22	0.14	1.47	1.33	9.40	28.01	0.14+0.053 X ²
V8	C15	1.13	0.14	1.13	0.99	12.63	21.60	0.14+0.040 X ²
V9	C16	1.07	0.14	1.07	0.93	13.44	20.41	0.14+0.037 X ²

II.3.2. Etude du tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence au début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble suit en même temps deux courbures : en plan et en élévation, qui pose des problèmes au niveau de l'exécution, bien que théoriquement il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S » plus au moins prononcé.

Lorsque les courbes augmentent, les pertes de précontraintes sont très importantes, au niveau de l'ancrage, le câble doit être droit sur au moins 40 cm du fait que l'ancrage se fait dans l'âme.

On a opté pour une telle courbure pour réduire au maximum la composante transversale de l'effort de précontrainte dans le plan.

L'équation de la parabole est :

$$Z(x) = z_0 + (z_1 - z_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Le rayon est :
$$R_p(x) = \frac{x^2}{2(z_1 - z_0)}$$

La déviation est :
$$\beta = \text{Arc tg} \left[\frac{2(z_1 - z_0)}{x} \right]$$

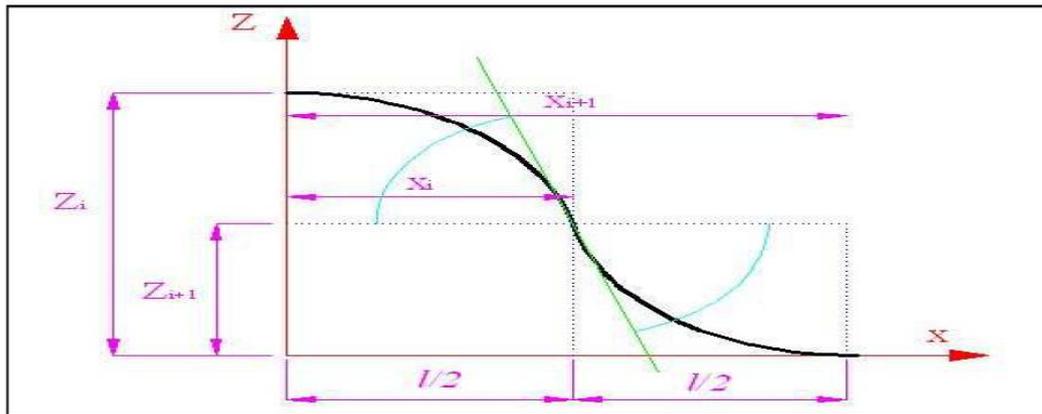


Fig. VIII.4.a : Tracé en plan d'un câble du fléau.

Exemple d'application :

Etude du câble N° :1 pour le demi-fléau intermédiaire.
 La variation de courbure se fait sur un seul voussoir.

$$l = 5 \text{ m}, \quad z_0 = 0,11 \text{ m}, \quad z_1 = -0,055 \text{ m}, \quad \text{et} \quad x = 2,5\text{m}$$

Le tableau suivant donne les résultats obtenus pour chaque câble :

Tableau. VIII.4 : Tracé des câbles en plan.

voussoirs	N° du câble	Zi	Zi+1	Ri	Ri+1	β_i	Bi+1	Equation i	Equation i+1
V1	C1	0.11	0.055	56.82	56.82	2.52	2.52	$0.055+0.009 X^2$	$0.009 (X-2.5)^2$
	C2	-0.11	-0.055	-56.82	-56.82	-2.52	-2.52	$-0.055-0.009 X^2$	$0.009 (X-2.5)^2$
V2	C3	0.33	0.165	18.94	18.94	7.52	7.52	$0.165+0.026 X^2$	$0.026 (X-2.5)^2$
	C4	-0.33	-0.165	-18.94	-18.94	-7.52	-7.52	$-0.165+0.026 X^2$	$0.026 (X-2.5)^2$
V3	C5	0.55	0.275	11.36	11.36	12.41	12.41	$0.275+0.044 X^2$	$0.044 (X-2.5)^2$
	C6	-0.55	-0.275	-11.36	-11.36	-12.41	-12.41	$-0.275+0.044 X^2$	$0.044 (X-2.5)^2$
V4	C7	0.77	0.385	8.12	8.12	17.12	17.12	$0.385+0.062 X^2$	$0.062 (X-2.5)^2$
	C8	-0.77	-0.385	-8.12	-8.12	-17.12	-17.12	$-0.385+0.062 X^2$	$0.062 (X-2.5)^2$
V5	C9	0.99	0.495	6.31	6.31	21.60	21.60	$0.495+0.079 X^2$	$0.079 (X-2.5)^2$
	C10	-0.99	-0.495	-6.31	-6.31	-21.60	-21.60	$-0.495+0.079 X^2$	$0.079 (X-2.5)^2$
V6	C11	1.21	0.605	5.17	5.17	25.83	25.83	$0.605+0.097 X^2$	$0.097 (X-2.5)^2$
	C12	-1.21	-0.605	-5.17	-5.17	-25.83	-25.83	$-0.605+0.097 X^2$	$0.097 (X-2.5)^2$
V7	C13	1.43	0.715	4.37	4.37	29.77	29.77	$0.715+0.114 X^2$	$0.114 (X-2.5)^2$
	C14	-1.43	-0.715	-4.37	-4.37	-29.77	-29.77	$-0.715+0.114 X^2$	$0.114 (X-2.5)^2$
V8	C15	1.65	0.825	3.79	3.79	33.42	33.42	$0.825+0.132 X^2$	$0.132 (X-2.5)^2$
V9	C16	-1.65	-0.825	-3.79	-3.79	-33.42	-33.42	$-0.825+0.132 X^2$	$0.132 (X-2.5)^2$

III. 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 à plusieurs phénomènes instantanés et différés :

III.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.

III.1.1. Pertes par frottement:

Elles sont provoquées par le frottement des câbles sur les gaines lors de leurs mises en tension.

L'augmentation des pertes par frottement sont essentiellement dues aux irrégularités au niveau des joints de voussoirs, toute force de contact entre armature et gaine donne lieu par suite du frottement à une réaction qui s'oppose au mouvement, et même dans les parties linéaires il y'a des frottements car le tracé réel des câbles présente des déviations parasites.

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta \sigma_f(x) = \sigma_{po} - \sigma_p(x) = \sigma_{po} (1 - e^{-(f\alpha - \varphi x)}). \quad [\text{Tiré du BPEL}]$$

Avec :

σ_{po} : tension à l'origine = 1384.2 MPa,

f : coefficient de frottement de courbure, tel que : $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$,

φ : coefficient de frottement droit, tel que : $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$,

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

α : la variation angulaire du câble de l'abscisse (x).

Si on raisonne par les forces de précontrainte, la formule précédente devient :

$$P(x) = P_0 \times e^{-(f\alpha + \varphi x)}$$

Si les déviations « α » en élévation et « β » en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\theta = \alpha + \beta$

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

$$\text{tg}(\theta) = \sqrt{\text{tg}(2\alpha) + \text{tg}(2\beta)}$$

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

Tableau. VIII.5 : Résultats des pertes par frottement de chaque câble.

Voussoir	Câbles	x(m)	θ (rad)	$e^{-(\theta + \varphi x)}$	$1 - e^{-(\theta + \varphi x)}$	$\sigma_{po}(1 - e^{-(\theta + \varphi x)})$
V1	C1	8.75	0.74	0.86	0.14	193.79
	C2	8.75	0.74	0.86	0.14	193.79
V2	C3	13.75	0.77	0.85	0.15	207.63
	C4	13.75	0.83	0.84	0.16	221.47
V3	C5	18.75	0.78	0.84	0.16	221.47
	C6	18.75	0.91	0.82	0.18	249.16
V4	C7	23.75	0.79	0.83	0.17	235.31
	C8	23.75	0.93	0.81	0.19	263.00
V5	C9	28.75	0.80	0.82	0.18	249.16
	C10	28.75	0.95	0.80	0.20	276.84
V6	C11	33.75	0.82	0.81	0.19	263.00
	C12	33.75	0.98	0.78	0.22	304.52
V7	C13	38.75	0.84	0.80	0.20	276.84
	C14	38.75	1.01	0.77	0.23	318.37
V8	C15	43.75	0.96	0.77	0.23	318.37
V9	C16	48.75	0.94	0.77	0.23	318.37
SOMME						4111.09

Donc la somme des pertes dues aux frottements par âme est donnée par :

$$\Sigma \Delta \sigma_f = 4111.09 \text{ MPa.}$$

III.1.2. Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton :

Les pertes de précontrainte engendrées par le raccourcissement instantané du béton, dues à l'action de l'effort transmis par les câbles de précontrainte et aux autres actions permanentes, sont de faible importance. Elles peuvent être assimilées à une perte moyenne agissant sur chaque armature dans une section donnée, Dans la pratique, on admet que la perte de tension à chaque abscisse (x) est égale à :

$$\Delta \sigma_b = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bn}(n) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

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

$$\Delta \sigma_b(x) = \frac{1}{2} \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}.$$

Avec :

E : module de YOUNG instantané du béton à j jours, il est égale à : $11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \hat{\%} \hat{q}^\dagger$

$f_{cj} = 35 \text{ MPa} \ddagger$ (à $j \geq 28$ jours) $E_{ij} = 35981.73 \text{ MPa}$.

E_p : Module d'élasticité d'acier, $E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ (pour les torons).

σ_b : Variation de la contrainte dans le béton agissant au centre de gravité des armatures de précontraintes dans la section considérée.

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P e_0^2}{I} - \frac{M e_0}{I}$$

Avec :

P : effort de précontrainte $P = \frac{P_r}{0.75}$

(P_r : La précontrainte du fléau calculée dans le tableau VIII.1)

M : moment fléchissant calculé en phase de service.

S : section de voussoir considéré.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau. VIII.6 : Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble.

Voussoir	e (m)	P (t)	M (t.m)	S (m ²)	V (m)	I (m ⁴)	σ_b (Mpa)	$\Delta \sigma_b$ (Mpa)
½ VSP	2.69	7844.21	25162.48	12.32	2.83	55.33	4.39	12.20
V1	2.41	7686.61	22190.22	11.57	2.55	42.46	4.56	12.67
V2	2.09	6865.69	17241.74	10.68	2.23	29.97	4.41	12.26
V3	1.82	5939.75	12995.92	9.89	1.96	21.27	4.14	11.51
V4	1.58	4927.01	9412.21	9.21	1.72	15.32	3.67	10.20
V5	1.37	3838.12	6457.50	8.63	1.51	11.38	3.00	8.34
V6	1.21	2712.89	4098.43	8.16	1.35	8.86	2.21	6.14
V7	1.08	1654.27	2302.12	7.79	1.22	7.37	1.37	3.81
V8	0.99	778.48	1035.69	7.53	1.13	6.67	0.64	1.78
V9	0.93	399.55	530.80	7.37	1.07	6.64	0.32	0.89
							SOMME	79.80

III.1.3. Pertes de tensions dues au recul d'ancrage :

Ces pertes correspondent à un léger glissement de l'armature en mouvement, il n'affecte qu'une partie x de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur est donnée par la relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma_{p0} \left(\frac{\theta f}{L} + \varphi\right)}}$$

Tel que:

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

g : L'intensité du recul d'ancrage, $g = 6$ mm.

L : Longueur horizontale du câble.

σ_{p0} : Contrainte initiale.

σ'_{p0} : Contrainte après recul d'ancrage.

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

$$\begin{cases} x < \lambda \text{ les pertes existent} \\ x > \lambda \text{ les pertes nulles} \end{cases}$$

$$g = \frac{1}{E_p} \int_0^x \Delta \sigma dx = 0,006 m$$

La perte par recul d'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$\Delta \sigma_g = 2\lambda K$$

$$K = \frac{\theta f}{L} + \varphi$$

$$\begin{cases} \sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} e^{-(\theta + \varphi x)} \\ \sigma'_{p0}(x) = \sigma_{p0} e^{-(\theta + \varphi(x-\lambda))} \end{cases}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. VIII.7 : Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble.

Voussoir	Câbles arrêtés	x(m)	θ (rad)	K	λ (m)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)
V1	C1	8.75	0.74	0.017	7.141	0.243
	C2	8.75	0.74	0.017	7.141	0.243
V2	C3	13.75	0.77	0.012	8.500	0.204
	C4	13.75	0.83	0.013	8.166	0.212
V3	C5	18.75	0.78	0.009	9.815	0.177
	C6	18.75	0.91	0.011	8.878	0.195
V4	C7	23.75	0.79	0.008	10.410	0.167
	C8	23.75	0.93	0.009	9.815	0.177
V5	C9	28.75	0.80	0.007	11.129	0.156
	C10	28.75	0.95	0.008	10.410	0.167
V6	C11	33.75	0.82	0.006	12.020	0.144
	C12	33.75	0.98	0.007	11.129	0.156
V7	C13	38.75	0.84	0.006	12.020	0.144
	C14	38.75	1.01	0.007	11.129	0.156
V8	C15	43.75	0.96	0.006	12.020	0.144
V9	C16	48.75	0.94	0.005	13.168	0.132
SOMME						2.817

Les pertes dues aux reculs d'ancrages sont égales à : $\Delta\sigma_g = 2.817 \text{ MPa}$.

III.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.

III.2.1. Pertes dues au retrait du béton :

La perte finale de tension dues au retrait du béton est égale à :
$$\begin{cases} \Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r(t) \\ \varepsilon_r(t) = \varepsilon_r r(t) \end{cases}$$

Avec :

ε_r : étant le retrait total du béton, 2×10^{-4} en climat humide, ce qui est le cas du lieu d'implantation de notre ouvrage. (BPEL)

$r(t)$: Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$).

$\Delta\sigma_r = 200000 \times 2 \times 10^{-4} = 40 \text{ MPa}$.

$$\Delta\sigma_r = 40 \text{ MPa}.$$

III.2.2. 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, est :

$$\Delta \sigma_{fl} = E_p \varepsilon_{fj} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_c + \sigma_{max})$$

Avec :

E_p : Module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours

σ_{max} et σ_c étant, respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportée par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} \leq 1.5 \sigma_c \\ \frac{E_p}{E_{ij}} = 5.56 \end{array} \right.$$

$$D'où : \Delta \sigma_{fl} = 2.5 \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{avec} \quad \sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0^2}{I} - \frac{Me_0}{I}$$

M : moment en phase finale ou phase de service.

e_0 : Excentricité du câble.

P : effort de précontrainte.

Les valeurs des pertes par fluage sont données par le tableau suivant :

Tableau. VIII.8 : calcul des pertes par fluage.

Voussoir	X(m)	σ_b (Mpa)	$\Delta \sigma_{fl}$ (Mpa)
1/2 VSP	3.75	4.39	61.00
V1	8.75	4.56	63.37
V2	13.75	4.41	61.28
V3	18.75	4.14	57.53
V4	23.75	3.67	51.00
V5	28.75	3.00	41.69
V6	33.75	2.21	30.71
V7	38.75	1.37	19.04
V8	43.75	0.64	8.89
V9	48.75	0.32	4.45
SOMME			398.96

III.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers :

La relaxation des aciers est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît que pour les aciers à haute limite élastique utilisée en béton précontraint et 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 existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général des 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.

La perte de relaxation s'écrira alors:

$$\Delta \sigma_p = \frac{6 \rho_{1000}}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi}(x)$$

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier, c'est-à-dire après pertes instantanées, f_{prg} la contrainte de rupture garantie, μ_0 un coefficient égale à:

- 0.43 pour les aciers TBR;
- 0.3 pour les aciers RN;
- 0.35 pour les autres aciers.

Dans notre cas $\mu_0 = 0.43$

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p_0} - \Delta \sigma_{inst}$$

Pour calculer les pertes dues à la relaxation des câbles on donne le tableau ci-dessous :

Tableau. VIII.9 : Pertes dues à la relaxation des câbles.

Voussoir	X(m)	Somme $\Delta \sigma_{inst}$	σ_{pi} (Mpa)	$\Delta \sigma_{rel}$ (Mpa)
½ VSP	3.75	12.20	1372	71.03
V1	8.75	400.74	983.46	18.53
V2	13.75	441.78	942.42	14.48
V3	18.75	482.51	901.69	10.74
V4	23.75	508.85	875.35	8.48
V5	28.75	534.66	849.54	6.37
V6	33.75	573.96	810.24	3.37
V7	38.75	599.32	784.88	1.58
V8	43.75	320.29	1063.91	27.30
V9	48.75	319.39	1064.81	27.41
SOMME				189.29

Donc la somme des pertes dues à la relaxation est : $\Delta \sigma_{rel} = 189.29 \text{ Mpa}$.

III.3. Variation des pertes différées dans le temps :

La perte finale différée est prise égale à :

$$\Delta \sigma_d = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta \sigma_p$$

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 :

Tableau. VIII.10 : Les pertes différées.

Voussoir	X (m)	Fluage [MPa]	Retrait [MPa]	$\frac{5}{6} \times$ Relaxation [MPa]	Somme [MPa]
½ VSP	3.75	61.00	40	59.19	160.19
V1	8.75	63.37	40	15.44	118.81
V2	13.75	61.28	40	12.07	113.35
V3	18.75	57.53	40	8.95	106.48
V4	23.75	51.00	40	7.07	98.07
V5	28.75	41.69	40	5.31	87.00
V6	33.75	30.71	40	2.81	73.52
V7	38.75	19.04	40	1.32	60.36
V8	43.75	8.89	40	22.75	71.64
V9	48.75	4.45	40	22.84	67.29
SOMME					956.71

La somme des pertes différées : $\Delta \sigma_{diff} = 956.71 \text{ MPa}$.

III.4. Conclusion :

La perte totale due aux pertes instantanées et différées est donnée par la relation suivante :

$$\Delta \sigma_{totale} = \Delta \sigma_f + \Delta \sigma_n + \Delta \sigma_g + \Delta \sigma_{diff} = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times \Delta \sigma_p$$

Les pertes totales sont données par le tableau ci-dessous :

Tableau. VIII.11 : les pertes totales instantanées et différées.

Voussoir	X (m)	Pertes inst [MPa]	Pertes diff [MPa]	Pertes totales [MPa]
½ VSP	3.75	12.20	160.19	172.39
V1	8.75	400.74	118.81	519.55
V2	13.75	441.78	113.35	555.13
V3	18.75	482.51	106.48	588.99
V4	23.75	508.85	98.07	606.92
V5	28.75	534.66	87.00	621.66
V6	33.75	573.96	73.52	647.48
V7	38.75	599.32	60.36	659.68
V8	43.75	320.29	71.64	391.93
V9	48.75	319.39	67.29	386.68
SOMME				5150.41

Donc on a un pourcentage de perte égal à : $100 \times \frac{5150.41 \times 2}{1384.2 \times 32} = 23.26 \%$.

Donc :

Les pertes de tension sont nettement inférieures à **25%** (qu'on a supposé lors du calcul) l'estimation des pertes est vérifiée. Donc les **32** câbles reprennent largement les charges considérées. Mais en pratique il faut recalculer en utilisant **23.26%** de pertes.

Pour notre projet, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit **32** câbles de **12T15S** par âme.

IV. Vérification des contraintes en phase de construction :

On va 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 :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{P e v}{I} + \frac{M v}{I} \leq \sigma_{Cl}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{P e v'}{I} - \frac{M v'}{I} \leq \sigma_{ts}$$

Avec :

σ_{sup} : La contrainte dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : La contrainte dans la fibre inférieure de la section.

σ_c : Contrainte limite de compression : $\sigma_c = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21$ MPa.

σ_t : Contrainte limite de traction : $\sigma_t = 0,6 + 0.06 f_{cj} = 2.7$ MPa.

($\sigma_t = f_{tj}$ dans la section d'enrobage)

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment généré par application de l'effort de précontrainte excentré de e par rapport au centre de gravité.

v : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

v' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

e : son excentricité, comptée positivement vers le haut.

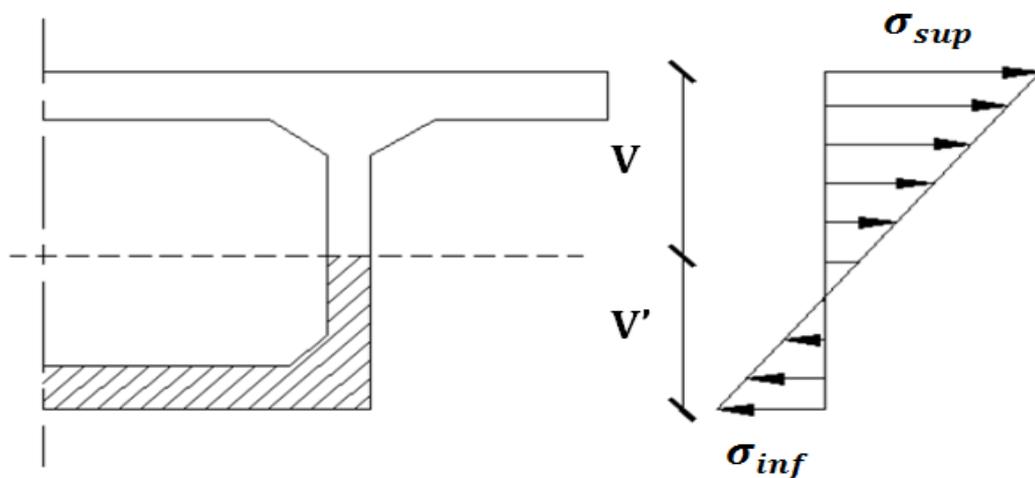


Fig. VIII.5 : Diagramme des contraintes.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. VIII.12 : Vérification des contraintes en construction.

Voussoirs	S (m ²)	v (m)	v' (m)	I (m ⁴)	e (m)	M (t.m)	P (t)	σ_{sup}	σ_{inf}	Obs
½ VSP	12.32	2.83	2.67	55.33	2.69	25162.48	5883.16	9.55	0.27	Ok
V1	11.57	2.55	2.48	42.46	2.41	22190.22	5764.96	9.97	0.14	Ok
V2	10.68	2.23	2.27	29.97	2.09	17241.74	5149.27	9.64	-0.09	Ok
V3	9.89	1.96	2.07	21.27	1.82	12995.92	4454.81	9.01	-0.25	Ok
V4	9.21	1.72	1.91	15.32	1.58	9412.21	3695.26	8.02	-0.44	Ok
V5	8.63	1.51	1.77	11.38	1.37	6457.50	2878.59	6.67	-0.57	Ok
V6	8.16	1.35	1.65	8.86	1.21	4098.43	2034.67	4.99	-0.55	Ok
V7	7.79	1.22	1.56	7.37	1.08	2302.12	1240.70	3.19	-0.44	Ok
V8	7.53	1.13	1.50	6.67	0.99	1035.69	583.86	1.55	-0.25	Ok
V9	7.37	1.07	1.46	6.64	0.93	530.80	299.66	0.81	-0.15	Ok

Remarque :

On remarque, d'après le tableau précédent que les contraintes trouvées sont largement inférieures aux contraintes admissibles, ce qui signifie que notre ouvrage travaille dans la sécurité.

V. Etude de la précontrainte de continuité :

Les câbles de continuité intérieurs du béton appelés (câbles éclisses) règnent sur la partie centrale des travées courantes et dans les extrémités des travées de rive. Ces câbles s'opposant à des moments positifs, sont situés dans des bossages à la jonction âmes-hourdis inférieur.

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité.

La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants :

- Poids propre.
- Superstructure.
- Surcharge de trottoirs.
- Surcharges routières.
- Surcharges climatiques.
- Moment hyperstatique de précontrainte.

Pour déterminer la contrainte de continuité, nous devons connaître l'enveloppe des sollicitations dans chaque section, or ces sollicitations contiennent un effet hyperstatique de la précontrainte, qui n'est pas encore connue, puisqu'il dépend de l'effort de précontrainte que l'on doit déterminer, il convient de procéder à des estimations.

Nous ferons donc une première estimation de la précontrainte, en supposant que les effets hyperstatiques de la précontrainte de continuité sont nuls.

Après avoir déterminé les forces de précontrainte nécessaires, on détermine les moments hyperstatiques dus à la précontrainte de l'ensemble des câbles

V.1. Détermination de la précontrainte de continuité:

On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité.
L'effort de précontrainte sera calculé à partir du moment max déterminé.

V.1.1. Câblage de la travée de rive :

Exemple de calcul :

Détermination du nombre de câbles nécessaire pour le voussoir de clavage (travée centrale).

$$\text{Section } S_c = 7,32 \text{ m}^2$$

$$V'_c = 1,45 \text{ m}$$

$$d = 0,14 \text{ m}$$

$$e_1 = V'_c - d = 1,31 \text{ m}$$

$$I_1 = 6,58 \text{ m}^4$$

$$M_1 = 6547,88 \text{ t.m}$$

$$P = \frac{M \frac{V'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV'}{I}} = \frac{65,4788 \frac{1,45}{6,58}}{\frac{1}{7,32} + \frac{1,31 \times 1,45}{6,58}} = 33,57 \text{ MN}$$

$$n \geq \frac{P}{P_0} = \frac{33,57}{1,87} = 17,95 \text{ cables}$$

Donc le nombre de câbles retenu est : $n = 18$ câbles.

V.1.1. Câblage de la travée de rive :

Alors la précontrainte correspondante à n=18 câbles est :

Tableau. VIII.13 : *Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive).*

Voussoirs	X (m)	S (m)	V' (m)	I (m ⁴)	e (m)	M (t.m)	P (t)	Nombre de câbles
$\frac{1}{2}$ VSP	0	12.32	2.67	55.33	2.63	-24723.29	/	/
	3.75	11.57	2.48	42.46	2.34	-16441.23	/	/
V1	8.75	10.68	2.27	29.97	2.13	-9065.64	/	/
V2	13.75	9.89	2.07	21.27	1.93	-3881.16	/	/
V3	18.75	9.21	1.91	15.32	1.77	2587.32	979.71	6
V4	23.75	8.63	1.77	11.38	1.63	4402.62	1853.73	10
V5	28.75	8.16	1.65	8.86	1.51	5815.19	2682.22	15
V6	33.75	7.79	1.56	7.37	1.42	6278.75	3098.38	17
V7	38.75	7.53	1.50	6.67	1.36	6547.88	3356.98	18
V8	43.75	7.37	1.46	6.64	1.32	5669.91	2927.03	16
V9	48.75	7.32	1.45	6.58	1.31	3979.37	2061.92	12
VSC	56	7.32	1.45	6.58	1.31	0	/	/

Tableau. VIII.14 : *Nombre de Câbles arrêtés en chaque jonction.*

Voussoirs	V4	V5	V6	V7	V8	V9
Cables arêtes	4	4	2	2	2	4

V.1.2. Câblage de la travée centrale :

Tableau. VIII.15 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée centrale).

Voussoirs	X (m)	S (m)	V' (m)	I (m ⁴)	e (m)	M (t.m)	P (t)	Nombre de câbles
$\frac{1}{2}$ VSP	0	12.32	2.67	55.33	2.63	0	/	/
	3.75	11.57	2.48	42.46	2.34	-34653.44	/	/
V1	8.75	10.68	2.27	29.97	2.13	-24502.50	/	/
V2	13.75	9.89	2.07	21.27	1.93	-14892.68	/	/
V3	18.75	9.21	1.91	15.32	1.77	-8364.95	/	/
V4	23.75	8.63	1.77	11.38	1.63	-3636.98	/	/
V5	28.75	8.16	1.65	8.86	1.51	1920.30	885.73	06
V6	33.75	7.79	1.56	7.37	1.42	3061.41	1510.71	10
V7	38.75	7.53	1.50	6.67	1.36	5593.96	2867.92	16
V8	43.75	7.37	1.46	6.64	1.32	7210.47	3722.32	20
V9	48.75	7.32	1.45	6.58	1.31	7851.60	4068.32	22
$\frac{1}{2}$ VSC	50	7.32	1.45	6.58	1.31	7998.73	4144.56	24

Tableau. VIII.16 : Nombre de Câbles arrêtés en chaque jonction.

Voussoirs	V6	V7	V8	V9	$\frac{1}{2}$ VSC
Cables arêtes	24	2	2	4	4

V.2. Les pertes de précontrainte :

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte du fléau. Le tableau ci-dessous donne un résumé de calcul des pertes instantanées, différées et totales :

V.2.1. Travée de rive :

Tableau. VIII.17 : *Les pertes de précontrainte dans la travée de rive.*

Voussoirs	x (m)	Pertes instantanées [MPa]	Pertes différées [MPa]	Pertes totales [MPa]
V4	27.5	823.73	80.32	904.05
V5	22.5	827.47	99.17	926.64
V6	17.5	428.08	115.84	543.92
V7	12.5	429.46	122.68	552.14
V8	7.5	441.23	111.31	552.54
V9	2.5	853.25	90.32	943.57
			TOTAL	4422.86

Le pourcentage de pertes pour la travée centrale est égal à $100 \times \frac{4422.86}{1384.2 \times 18} = 17.75 \%$

On a $17.75 \% < 25\%$, donc on maintient le nombre de câbles précédemment calculé (18 câbles).

V.2.2. Travée intermédiaire :

Tableau. VIII.18 : *Les pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.*

Voussoirs	x (m)	Pertes instantanées [MPa]	Pertes différées [MPa]	Pertes totales [MPa]
V6	21.25	709.94	74.7	784.64
V7	16.25	729.25	87.99	817.24
V8	11.25	384.88	131.7	521.58
V9	6.25	401.96	122.4	524.36
½ VSC	1.25	248.17	416.79	664.96
			Somme	3312.78

Le pourcentage de pertes pour la travée centrale est égal à $100 \times \frac{3312.78}{1384.2 \times 24} = 9.97 \% \sim 10 \%$

On a $10 \% < 25\%$, donc on maintient le nombre de câbles précédemment calculé (24 câbles).

VI. Vérification des contraintes en phase de service :

La vérification des contraintes dans le béton se fera à l'état limite de service sous la combinaison la plus défavorable. Notre ouvrage est justifié en classe I, ce qui impose que le béton soit comprimé en tout point de la section transversale.

La vérification des contraintes se traduit par les quatre inéquations suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{P e v}{I} + \frac{M v}{I} \leq \sigma_{cl}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{P e v'}{I} - \frac{M v'}{I} \leq \sigma_{ts}$$

Avec :

σ_{sup} : La contrainte dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : La contrainte dans la fibre inférieure de la section.

σ_c : Contrainte limite de compression : $\sigma_c = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21$ MPa.

σ_t : Contrainte limite de traction : $\sigma_t = 0,6 + 0.06 f_{cj} = 2.7$ MPa.

($\sigma_t = f_{tj}$ dans la section d'enrobage)

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment généré par application de l'effort de précontrainte excentré de e par rapport au centre de gravité.

v : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

v' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

e : son excentricité, comptée positivement vers le haut.

VI.1. Travée de rive:

Tableau. VIII.19 : Vérification des contraintes en service.

Vsrs	S(m ²)	v(m)	v'(m)	I(m ⁴)	e(m)	M(t.m)	P(t)	σ_{sup}	σ_{inf}	Obs
½ VSP	12.32	2.83	2.67	55.33	2.63	-24723.29	5733.54	9.59	0.001	OK
V1	11.57	2.55	2.48	42.46	2.34	-16441.23	4304.24	7.55	-0.001	OK
V2	10.68	2.23	2.27	29.97	2.13	-9065.64	2663.14	5.02	-0.076	OK
V3	9.89	1.96	2.07	21.27	1.93	-3881.16	1307.24	2.57	-0.001	OK
V4	9.21	1.72	1.91	15.32	1.77	2387.32	903.98	1.87	-0.0004	OK
V5	8.63	1.51	1.77	11.38	1.63	4402.62	1853.73	3.98	-0.001	OK
V6	8.16	1.35	1.65	8.86	1.51	5815.19	2682.21	5.98	-0.004	OK
V7	7.79	1.22	1.56	7.37	1.42	6278.75	3098.37	7.09	-0.003	OK
V8	7.53	1.13	1.50	6.67	1.36	6547.88	3740.52	7.44	1.68	OK
V9	7.37	1.07	1.46	6.64	1.32	5669.91	2927.02	6.88	-0.003	OK
½ VSC	7.32	1.05	1.45	6.58	1.31	3979.37	2061.92	4.86	0.007	OK

VI.2. Travée intermédiaire :**Tableau. VIII.20 :** *Vérification des contraintes en service.*

Vsrs	S(m ²)	v(m)	v'(m)	I(m ⁴)	e(m)	M(t.m)	P(t)	σ_{sup}	σ_{inf}	Obs
½ VSP	12.32	2.83	2.67	55.33	2.63	-34653.44	8091.87	13.41	0.12	OK
V1	11.57	2.55	2.48	42.46	2.34	-24502.5	6462.54	11.24	0.11	OK
V2	10.68	2.23	2.27	29.97	2.13	-14892.68	4424.18	8.21	0.0004	OK
V3	9.89	1.96	2.07	21.27	1.93	-8364.95	2817.46	5.55	-0.001	OK
V4	9.21	1.72	1.91	15.32	1.77	-3636.98	1377.18	2.84	0.001	OK
V5	8.63	1.51	1.77	11.38	1.63	1920.30	808.55	1.74	0.001	OK
V6	8.16	1.35	1.65	8.86	1.51	3061.41	1510.71	3.04	0.40	OK
V7	7.79	1.22	1.56	7.37	1.42	5593.96	2867.92	6.20	0.46	OK
V8	7.53	1.13	1.50	6.67	1.36	7210.47	3722.32	8.58	0.11	OK
V9	7.37	1.07	1.46	6.64	1.32	7851.6	4068.32	9.52	0.06	OK
½ VSC	7.32	1.05	1.45	6.58	1.31	7998.73	4144.56	9.76	0.001	OK

Remarque :

On remarque, d'après le tableau précédent que les contraintes trouvées sont largement inférieures aux contraintes admissibles, ce qui signifie que notre ouvrage travail dans la sécurité.

Chapitre : IX

Etude

Transversale

I. Introduction :

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la section caisson « tubulaire » du fait de sa grande rigidité à la torsion et de sa raideur à la flexion des deux membrures supérieure et inférieure, aucune entretoise intérieure n'est nécessaire dans les tabliers construits par encorbellement, à l'exception de celle construite au droit des appuis.

La section caisson donc assure la transmission des charges verticales aux appuis et empêche la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

On se limite dans l'étude transversale sur deux voussoirs de hauteurs différentes, une section sur culée et une autre sur pile.

Le poids propre et les diverses charges d'exploitation développent des efforts extérieurs sur la section transversale qui seront équilibrés par cisaillement dû à l'effort tranchant.

II. Modélisation de la section :

Les calculs des sollicitations sont faits avec le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013**; (Programme aux éléments finis), les sections transversales sont modélisées en éléments barres de largeurs unitaires simplement appuyés.

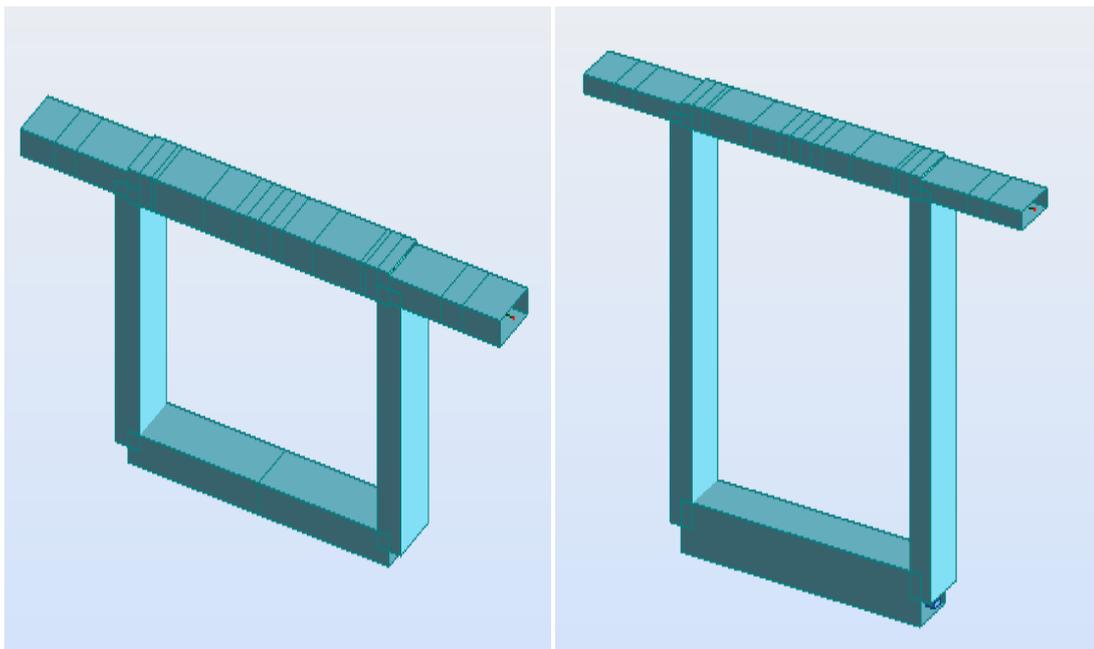


Fig. IX.1 : Schéma statique de calcul.

III. Définition des charges :

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargements routiers établis.

III.1. Charges permanentes :

III.1.1. Poids propre (Pp) :

Le logiciel Robot millenium considère automatiquement le poids propre des éléments.

III.1.2. Poids du revêtement (Pr) :

- Constitué par la charge de la couche d'étanchéité et de la couche de roulement.

Soit : $Pr = 7.68 \times (0.022 + 0.008) \times 20 + 7.68 \times 0.08 \times 24 = 19.35 \text{ KN/ml}$

- Poids de la couche de bitume : constitué par la charge d'une couche de roulement de 8 cm pour le trafic.

$P_{\text{Bitume}} = 22 \times 0.08 \times 7.68 = 13.52 \text{ KN/ml}$.

III.1.3. Poids des trottoirs (Pt) :

Réparti sur une largeur de 1.25m et 1.15m (les deux trottoirs sont de largeur différente) des extrémités de la section ce qui donne :

$P_{\text{tr}} = P_{\text{tr}1} + P_{\text{tr}2} = 13.5 \text{ KN/m}$.

III.1.4. Poids des dispositifs de sécurité:

Les charges développées par les dispositifs sont linaires, elles sont prises comme suit :

- Glissière de sécurité (G1) : 1.5KN disposée aux extrémités de la largeur roulable.
- Garde corps (Gc) : 1KN représenté par des forces concentrées aux extrémités du tablier.
- Corniche (Co) : 3.56KN placée aux extrémités de la section.

III.2. Surcharges d'exploitations :

III.2.1. Charges routières :

Nous allons considérer les charges suivantes : A(l), Bc, 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 7.68 m.

a). **chargement** $A(L) = 2.3 + \frac{360}{L+12}$
 $A(L) = 58,32 \text{ KN/ml}$.

b). **Les chargements sont majorés par le coefficient de majoration dynamique :**

Il est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau. IX.1 : *Donnant le coefficient de majoration de chaque système*

Systèmes de charges	Bc	Bt	Br	Mc120
δ	1.0339	1.0339	1.0328	1.0349
L(m)	56	56	56	56

- Chargement Bc : charge ponctuelle de : $60 \times 1.19 = 71.40$ KN/ml
- Chargement Bt : charge ponctuelle de : $80 \times 1.18 = 94.40$ KN/ml
- Chargement Br : charge ponctuelle de : $100 \times 1.17 = 117$ KN/ml
- Chargement Mc120 : chargement ponctuelle de : $\frac{550}{\frac{6.1 \times 1}{18.6 \times 1}} \times 1.18 = 106.39$ KN/ml
- Chargement D240 : chargement ponctuelle de : $\frac{2400}{18.6 \times 1} \times 3.2 = 412.90$ KN/ml

IV. Charges sur trottoirs (St) :

En flexion locale La charge sur trottoirs est prise égale à 4.5KN/m^2

Donc :

$$St^1 = 4.50 \times 1.15\text{m} = 5.175 \text{ KN/ml sur le trottoir N}^\circ 1.$$

$$St^2 = 4.50 \times 1.25\text{m} = 5.625 \text{ KN/ml sur le trottoir N}^\circ 2.$$

- $St = 10.8 \text{ kN/ml}$

V. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons de charges à adopter pour l'étude transversale sont indiquées dans le **BPEL**, et sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau. IX.2 : *Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.*

Combinaisons à l'état limite ultime		Combinaisons à l'état limite de service	
ELS N°1	$1.35G + 1.6A(l) + 1.6St$	ELS N°1	$G + 1.2A(l) + 1.2St$
ELU N°2	$1.35G + 1.6Bc + 1.6St$	ELS N°2	$G + 1.2Bc + 1.2St$
ELU N°3	$1.35G + 1.6Bt + 1.6St$	ELS N°3	$G + 1.2Bt + 1.2St$
ELU N°4	$1.35G + 1.6Br + 1.6St$	ELS N°4	$G + 1.2Br + 1.2St$
ELU N°5	$1.35G + 1.5Mc120$	ELS N°5	$G + Mc120$
ELU N°6	$1.35 G + 1.5 D240$	ELS N°6	$G + D240$

G : Charges permanentes

A(l) : Système de charges A défini dans le fascicule 61 titre II

Bc, Bt, Br. : Système de charges B défini dans le fascicule 61 titre II

Mc120 : Charges militaires ; système de charges M défini dans le fascicule 61 titre II.

Résultats des calculs :

Les combinaisons qui donnent les efforts les plus défavorables sont données ci-après :

➤ A l'état limite ultime : **1.35 G + 1.5 D240** ; section sur culée :

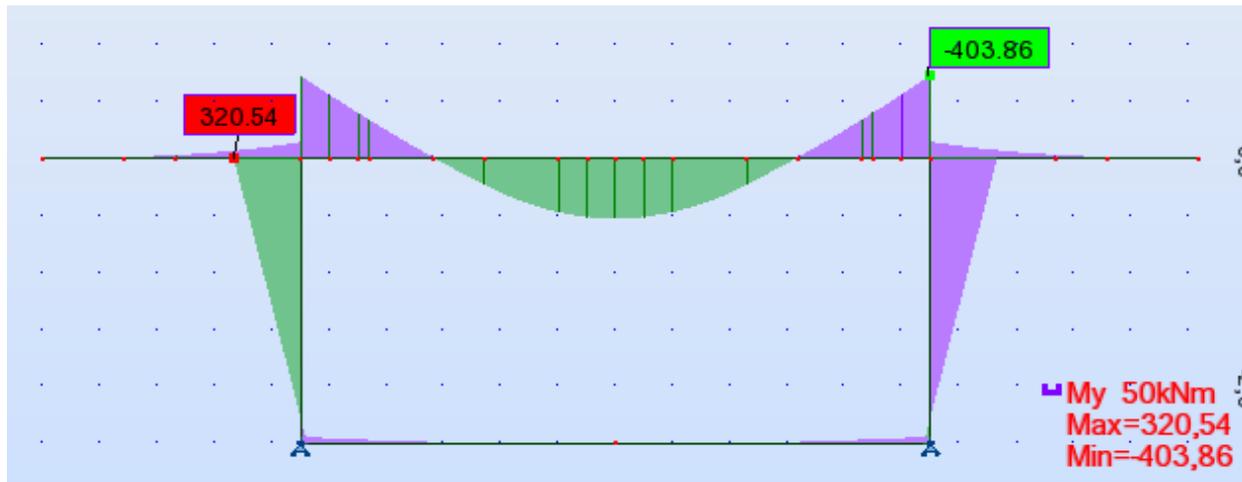


Fig. IX.2 : Diagramme des moments fléchissant [KN.m]

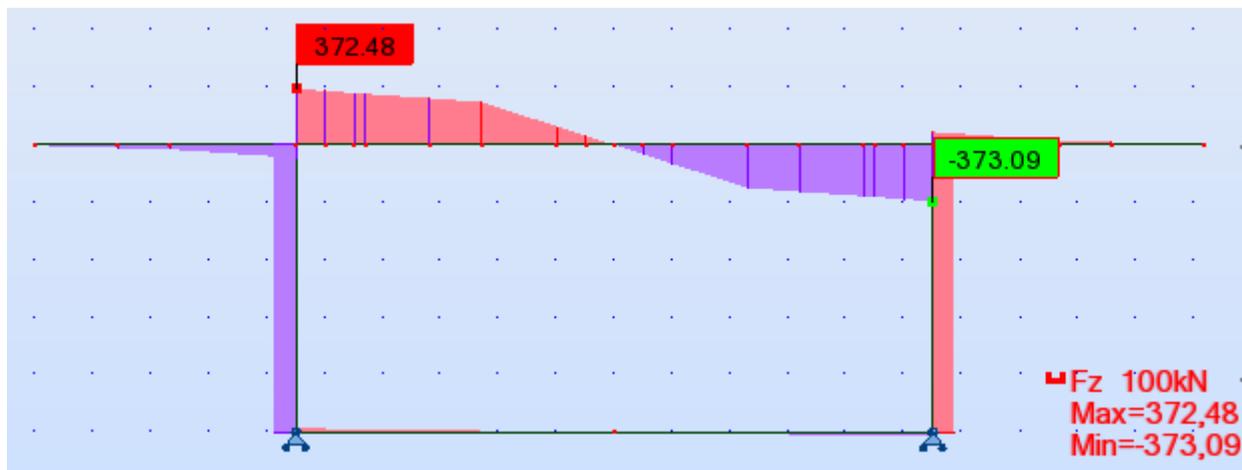


Fig. IX.3 : Diagramme des efforts tranchants [KN]

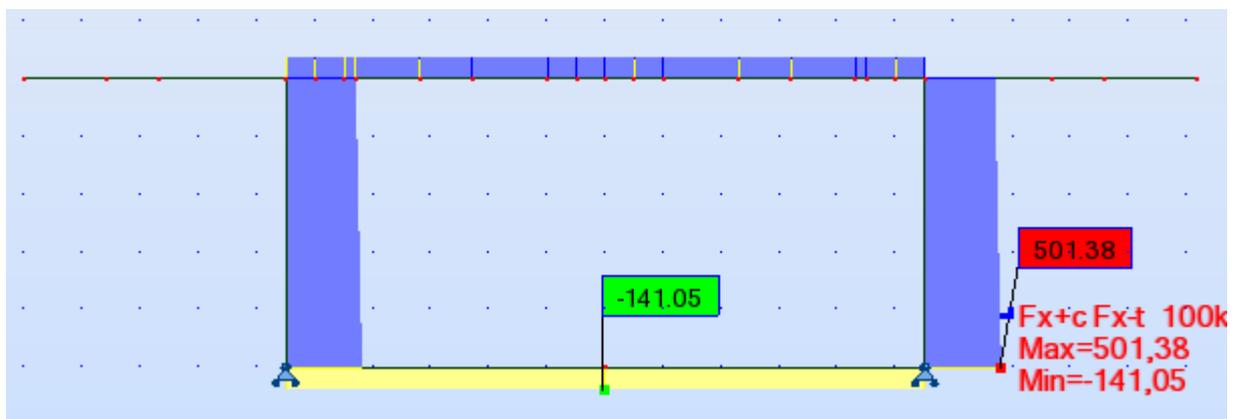


Fig. IX.4 : Diagramme des efforts normaux [KN].

➤ A l'état limite de service : **G + D240**; section sur culée :

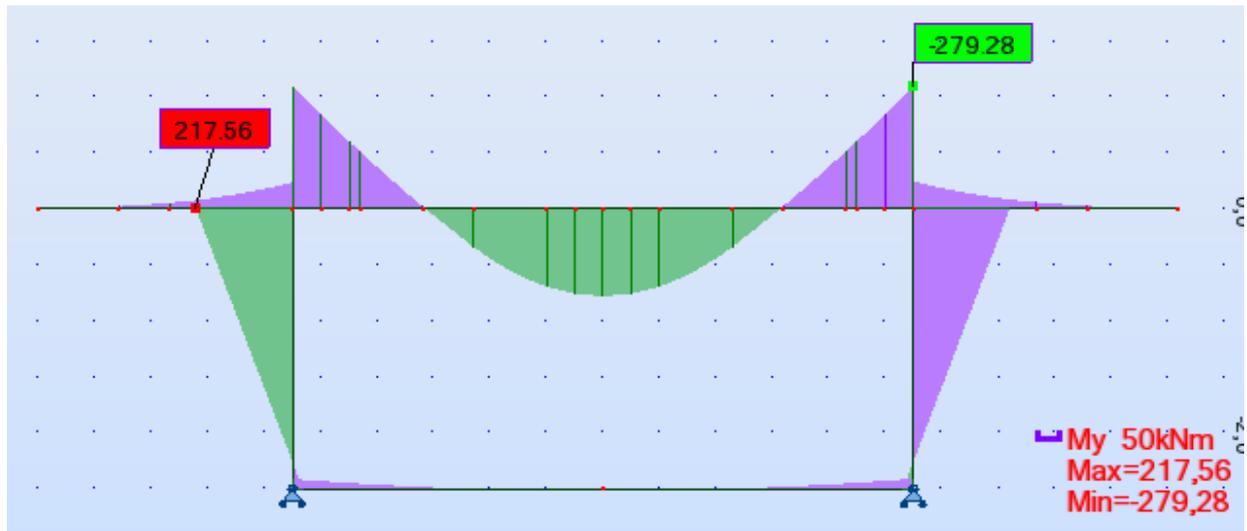


Fig. IX.5 : Diagramme des moments fléchissant [KN.m]

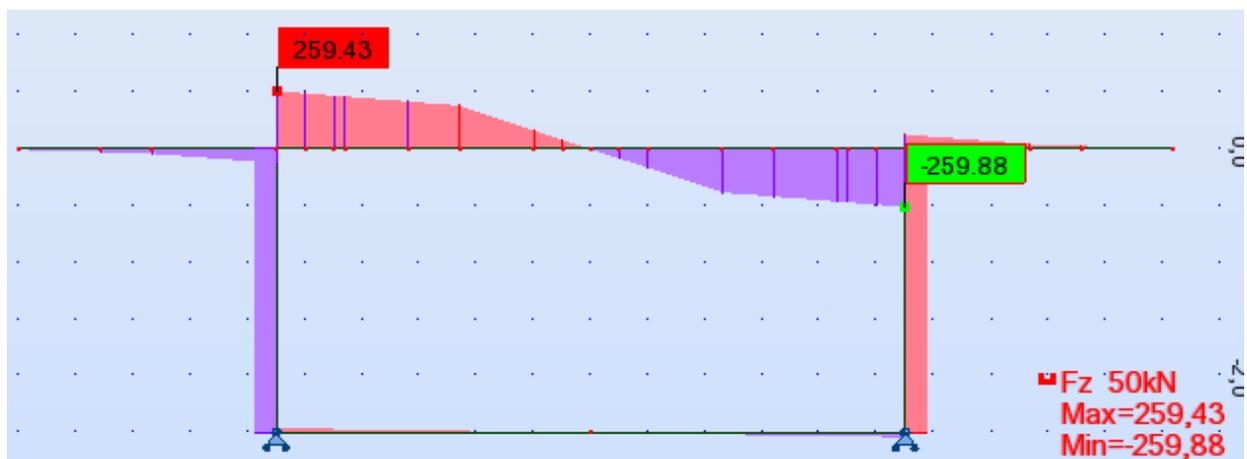


Fig. IX.6 : Diagramme des efforts tranchants [KN]

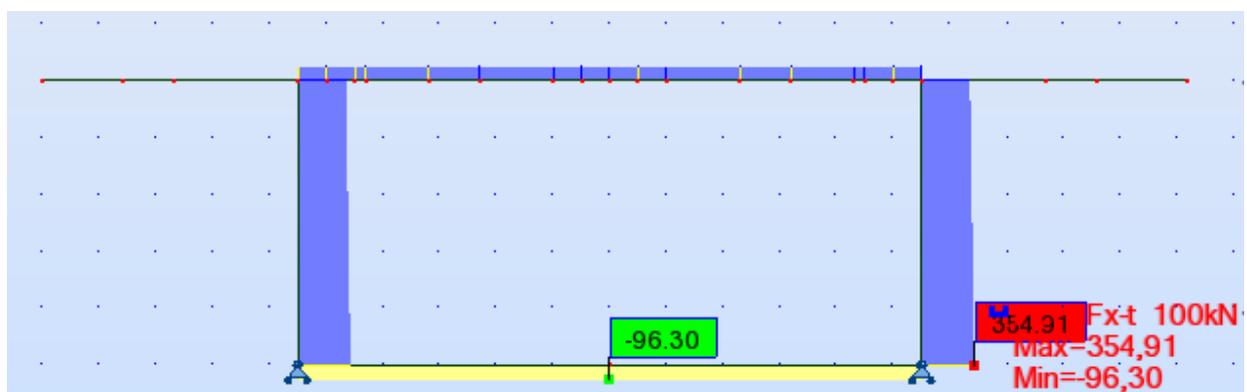


Fig. IX.7 : Diagramme des efforts normaux [KN].

➤ A l'état limite ultime : **1.35 G + 1.5 D240** Section sur pile:

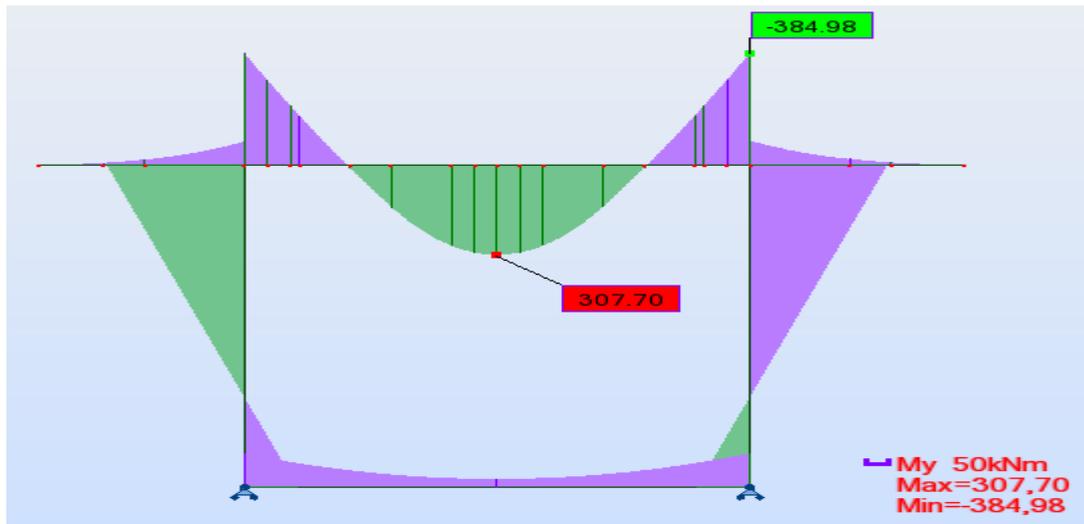


Fig. IX.8 : Diagramme des moments fléchissant [KN.m]

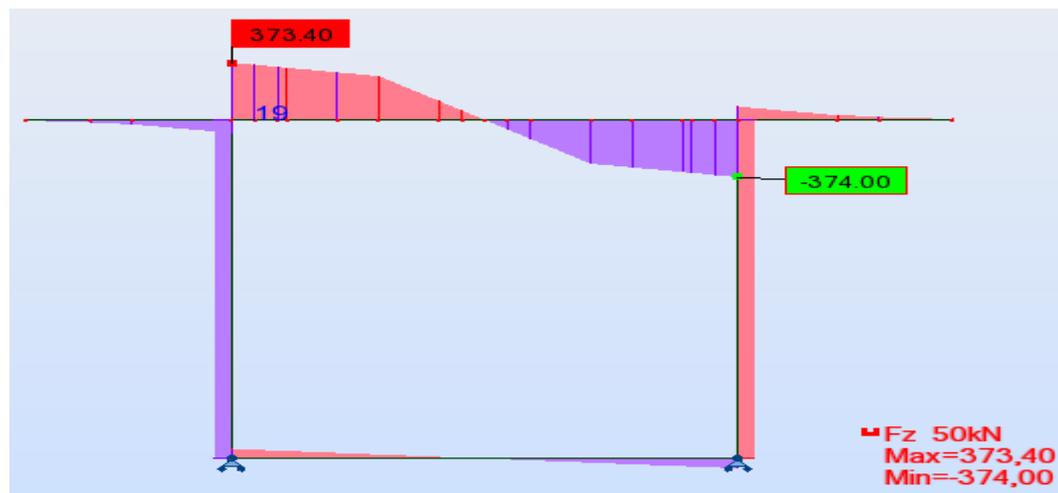


Fig. IX.9 : Diagramme des efforts tranchants [KN]

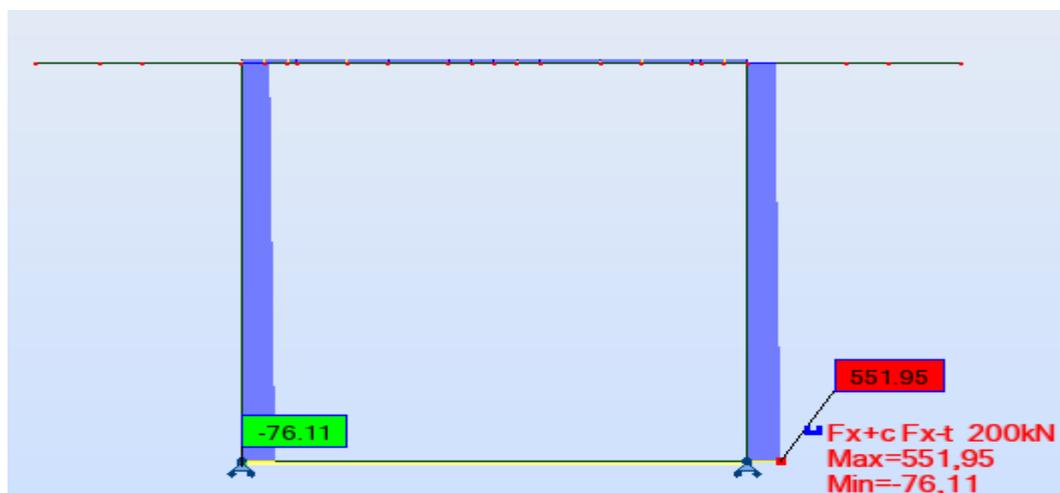


Fig. IX.10 : Diagramme des efforts tranchants [KN]

➤ A l'état limite de service : G + D240 Section:

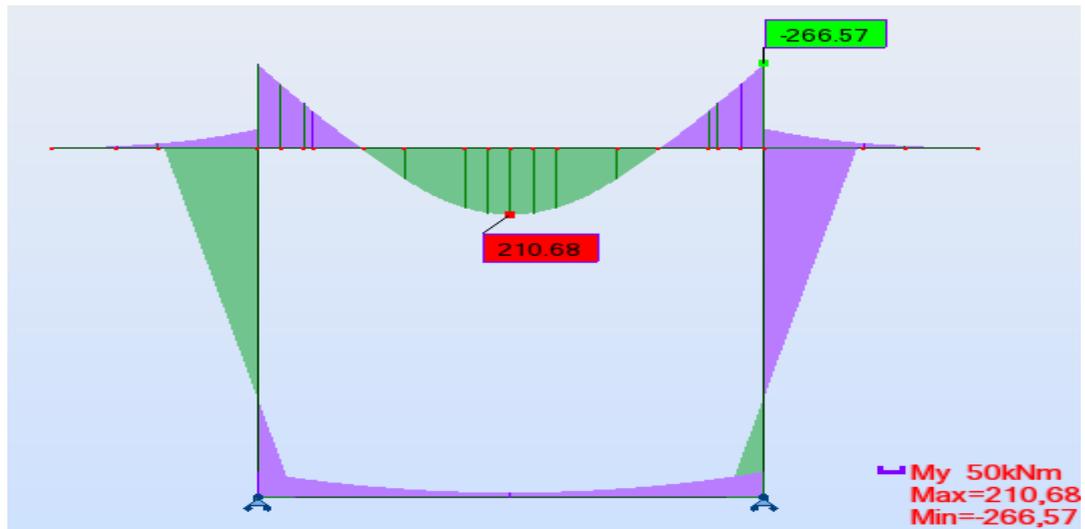


Fig. IX.11 : Diagramme des moments fléchissant [KN.m]

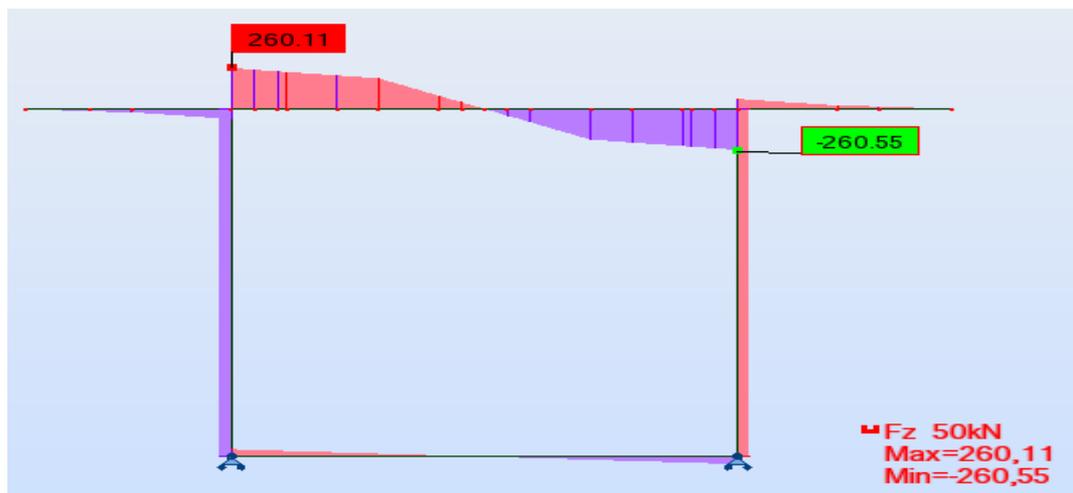


Fig. IX.12 : Diagramme des efforts tranchants [KN]

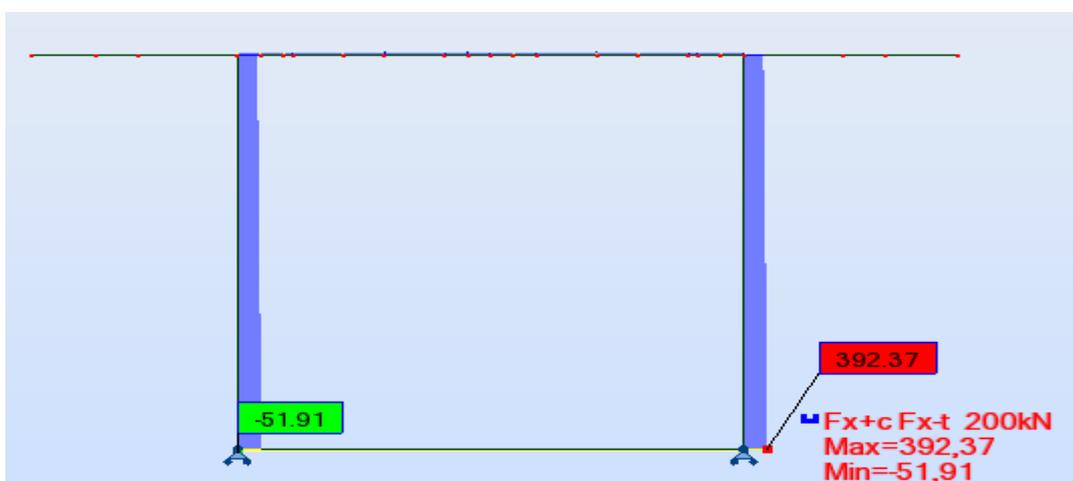


Fig. IX.13 : Diagramme des efforts normaux [KN]

VI. Ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera à l'aide du logiciel **BAELR**, qui permet le calcul des sections rectangulaires en béton armé soumises à la flexion simple ou composée. Le programme a été développé par **SOCOTEC**.

Le logiciel permet :

- Le calcul des sections d'aciers selon les règles **BAEL 91** à l'état limite ultime.
- Vérification des contraintes à l'état limite de service.
- Vérification de la condition de non fragilité du béton.

Les données du problème :

- FFe-400
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.5$ situation courante
- $f_{t28} = 400 \text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable
- L'enrobage des armatures $C = C' = 5 \text{ cm}$

VI.1. Ferrailage du voussoir sur pile :

Le voussoir est subdivisé en quatre éléments : les âmes verticales, les consoles, hourdis supérieur et hourdis inférieur.

La détermination des armatures est faite à L'ELU et vérifiée à L'ELS pour chacun des éléments constituant le voussoir.

VI.1.1. Ferrailage du hourdis supérieur :

Le hourdis supérieur travaille en flexion simple sous ELU N°6.

- $h = 32 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = h - 5 = 27 \text{ cm}$
- L'armature longitudinale : $A_L = \frac{1}{3} A_T$

Tableau. IX.3 : Ferrailage du hourdis supérieur.

EFFORT (KNm)		VALEUR	TRANSVERSAL		LONGITUDINAL		Vérification
			As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)	
M_u^{max}	Sur appuis	307.70	0	37,45	0	12.48	Ok
	En travée	-384.98	49,02	0	16.34	0	Ok
M_s^{max}	Sur appuis	210.68	0	40,7	25.33	13.56	Ok
	En travée	-266.57	53	0	17.66	0	Ok
Section d'acier			53	40.7	25.33	13.56	
ferrailage adopté			7HA32	6HA32	6HA25	6 HA20	

Pour les armatures principales (verticales) :

$A_s = 56.29 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $7\emptyset 32$, avec un espacement entre les barres égal à 12.5cm.

$A_i = 48.25 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $6\emptyset 32$, avec un espacement entre les barres égal à 12.5cm.

Pour les armatures de répartition (horizontales) :

$A_s = 29.45 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $6\emptyset 25$ avec un espacement entre les barres égal à 15cm.

$A_i = 18.84 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $6\emptyset 20$, avec un espacement entre les barres égal à 15cm.

- Vérification à l'effort tranchant :
Les fissurations sont préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = \frac{37.34 \times 10^4}{1000 \times 270} = 1.38 \text{ MPa} \leq 3.5 \text{ MPa}$

✓ d'où la condition est vérifiée.

VI.1.2. Ferrailage du hourdis Inferieur :

Le hourdis inférieur travaille en flexion simple sous ELU N°6.

- $h = 70 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = h - 5 = 69.5 \text{ cm}$
- L'armature longitudinale : $A_L = \frac{1}{3} A_T$

Tableau. IX.4 : Ferrailage du hourdis Inferieur.

EFFORT (KNm)		VALEUR	TRANSVERSAL		LONGITUDINAL		Vérification
			As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)	
M_u^{max}	Sur appuis	-117.89	13,13	0	4.37	0	Ok
	En travée	-29.74	3,20	0	1.066	0	Ok
M_s^{max}	Sur appuis	-81.35	14,9	0	4.96	0	Ok
	En travée	-16.05	2,8	0	0.93	0	Ok
Section d'acier			13,13	5.65	5.65	5.65	
ferrailage adopté			5HA20	5HA12	6HA12	6HA12	

Pour les armatures principales (verticales) :

$A_s = 15.70 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $5\emptyset 20$, avec un espacement entre les barres égal à 15cm .

$A_i = 5.65 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $5\emptyset 12$, avec un espacement entre les barres égal à 15cm .

Pour les armatures de répartition (horizontales) :

$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $5\emptyset 12$, avec un espacement entre les barres égal à 15cm .

$A_i = 5.65 \text{ cm}^2$ ce qui correspond a $5\emptyset 12$, avec un espacement entre les barres égal à 15cm .

- Vérification à l'effort tranchant :
Les fissurations sont préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = \frac{6.393 \times 10^4}{1000 \times 695} = 0.1 \text{ MPa} \leq 3.5 \text{ MPa}$

✓ d'où la condition est vérifiée.

VI.1.3. Ferrailage des consoles :

Les consoles sont considérées encastées dans les goussets supérieurs du voussoir, elles travaillent sous ELU N°1 en flexion simple.

$h = 25 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = h - 5 = 20 \text{ cm}$.

Tableau. IX.5 : Ferrailage des consoles.

EFFORT (KNm)	VALEUR	TRANSVERSAL		LONGITUDINAL		Vérification
		As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)	
M_u^{\max}	-154.50	25,04	0	8.35	0	Ok
M_s^{\max}	-115.12	30,2	0	10.1	0	Ok
Section d'acier		30.2	18.93	10.1	10.1	
ferrailage adopté		7HA25	7HA20	6HA16	6HA14	

Pour les armatures principales (sens transversale) :

$A_s = 34.36 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $7\Phi 25$, avec un espacement entre les barres égal à 12.5 cm .

$A_i = 21.99 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $7\Phi 20$, avec un espacement entre les barres égal à 12.5 cm .

Pour les armatures de répartition (sens longitudinal) :

$A_s = 12.06 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $6\Phi 16$, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm .

$A_i = 10.05 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $5\Phi 16$, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm

- Vérification à l'effort tranchant :

Les fissurations sont préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = \frac{8.689 \times 10^4}{1000 \times 200} = 0.43 \text{ MPa} \leq 3.5 \text{ MPa}$

✓ d'où la condition est vérifiée.

VI.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 ELU N°6.

$h = 480 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = h - 5 = 475 \text{ cm}$.

Tableau. IX.6 : Ferrailage des âmes.

EFFORT (KNm)	VALEUR	TRANSVERSAL		LONGITUDINAL		Verification
		As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)	
M_u^{\max}	-300.70	9,77	6,09	3.25	2.03	Ok
N_u^{\max}	551.95					
M_s^{\max}	-204.14	9,77	6,09	3.25	2.03	Ok
N_s^{\max}	392.37					
Section d'acier		9.77	6.09	5.80	5.80	
ferrailage adopté		7HA14	4HA14	4HA14	4HA14	

- Vérification à l'effort tranchant :
Les fissurations sont préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = \frac{5.19 \times 10^4}{1000 \times 4750} = 0.01 \text{ MPa} \leq 3.5 \text{ MPa}$

✓ d'où la condition est vérifiée.

Récapitulatif :

Tableau. IX.7 : Ferrailage du voussoir sur pile.

	TRANSVERSAL		LONGITUDINAL	
	As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)
Hourdis supérieur	5HA40	4HA40	6HA25	5HA20
Hourdis inférieur	5HA20	5HA12	5HA12	5HA12
Les consoles	4HA32	4HA20	6HA16	5HA16
Les âmes	4HA20	4KA16	4HA14	4HA14

VI.2. Ferrailage du voussoir sur culé :

VI.2.1. Ferrailage du hourdis supérieur :

Le hourdis supérieur travaille en flexion simple sous ELU N°6.
h = 32 cm; b = 100 cm; d = h - 5 = 27 cm

Tableau. IX.8 : Ferrailage du hourdis supérieur.

EFFORT (KNm)	VALEUR	TRANSVERSAL		LONGITUDINAL		Vérification	
		As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)		
M_u^{max}	Sur appuis	-403.86	52,06	0	17.35	0	Ok
	En travée	287.58	0	34,69	0	11.56	Ok
M_s^{max}	Sur appuis	-279.28	55,06	0	18.35	0	Ok
	En travée	197.05	0	37,9	0	13.63	Ok
Section d'acier		55,06	37,9	18.35	13.63		
ferrailage adopté		7HA32	7HA32	6HA20	5HA20		

Pour les armatures principales (sens transversale) :

As = 56.29 cm² ce qui correspond à 7Φ32, avec un espacement entre les barres égal à 12.5 cm.
Ai = 48.25 cm² ce qui correspond à 6Φ32, avec un espacement entre les barres égal à 12.5 cm.

Pour les armatures de répartition (sens longitudinal) :

As = 18.84 cm² ce qui correspond à 6Φ20, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.
Ai = 15.70 cm² ce qui correspond à 5Φ20, avec un espacement entre les barres égal à 15cm

- Vérification à l'effort tranchant :
Les fissurations sont préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = \frac{37.34 \times 10^4}{1000 \times 270} = 1.38 \text{ MPa} \leq 3.5 \text{ MPa}$

✓ d'où la condition est vérifiée.

VI.2.2. Ferrailage du hourdis inferieur :

Le hourdis supérieur travaille sous combinaison ELU N° 4 en flexion simple.
h = 70 cm; b = 100 cm; d = h - 5 = 69.5 cm.

Tableau. IX.9 : Ferrailage du hourdis inferieure

EFFORT (KNm)	VALEUR	TRANSVERSAL		LONGITUDINAL		Vérification	
		As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)		
M_u^{max}	Sur appuis	-28.44	1,26	0	0.42	0	Ok
	En travée	9.67	0	0,43	0	0.14	Ok
M_s^{max}	Sur appuis	-21.09	5,26	0	1.75	0	Ok
	En travée	7.13	0	7,43	0	2.47	Ok
Section d'acier			5.26	7.43	5.26	5.26	
ferrailage adopté			5HA12	5HA14	5HA12	5HA12	

Pour les armatures principales (sens transversale) :

As = 5.65 cm² ce qui correspond à 5Φ12, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.
Ai = 7.69 cm² ce qui correspond à 5Φ14, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

Pour les armatures de répartition (sens longitudinal) :

As = 5.65cm² ce qui correspond à 5Φ12, avec espacement entre les barres égal à 15 cm.
Ai = -5.65cm² ce qui correspond à 5Φ12, avec espacement entre les barres égal à 15cm.

- Vérification à l'effort tranchant :
Les fissurations sont préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = \frac{6.393 \times 10^4}{1000 \times 695} = 0.1 \text{ MPa} \leq 3.5 \text{ MPa}$

✓ d'où la condition est vérifiée.

VI.2.3. Ferrailage des consoles :

Les consoles sont considérées encastées dans les goussets supérieurs du voussoir, elles travaillent en flexion simple sous l'ELU N°1

$h = 25 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = h - 5 = 20 \text{ cm}$.

Tableau. IX.10 : Ferrailage des consoles

EFFORT (KNm)	VALEUR	TRANSVERSAL		LONGITUDINAL		Vérification
		As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)	
M_u^{\max}	-154.50	25,04	0	8.35	0	Ok
M_s^{\max}	-115.12	30,2	0	10.1	0	Ok
Section d'acier		30.2	12,39	10.1	8.32	
ferrailage adopté		4HA32	4HA20	6HA16	6 HA14	

Pour les armatures principales (sens transversale) :

$A_s = 32.17 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $4\Phi 32$, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm .

$A_i = 12.56 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $4 \Phi 20$, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm .

Pour les armatures de répartition (sens longitudinal) :

$A_s = 12.06 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $6\Phi 16$, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm .

$A_i = 09.23 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à $6\Phi 14$, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm .

- Vérification à l'effort tranchant :

Les fissurations sont préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 3.5 \text{MPa}$$

- $\tau_u = \frac{8.689 \times 10^4}{1000 \times 200} = 0.43 \text{MPa} \leq 3.5 \text{MPa}$

✓ d'où la condition est vérifiée.

VI.2.4. 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'ELU N°6 :

$h = 220 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = h - 5 = 215 \text{ cm}$.

Tableau. IX.11 : Ferrailage des âmes

EFFORT (KNm)	VALEUR	TRANSVERSAL		LONGITUDINAL		Vérification
		As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)	
M_u^{\max}	-319.58	11,58	2,83	5.80	0.94	Ok
N_u^{\max}	-501.38					
M_s^{\max}	-216.85	11,58	2,83	5.80	0.94	Ok
N_s^{\max}	-354.91					
Section d'acier		11,58	7.32	5.80	5.80	
ferrailage adopté		4HA20	3HA20	4HA14	4HA14	

Pour les armatures principales (sens transversale) :

$A_s = 12.56 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 4 Φ 20, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

$A_i = 9.42 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 3 Φ 20, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

Pour les armatures de répartition (sens longitudinal) :

$A_s = 6.15 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 4 Φ 14, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

$A_i = 6.15 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 4 Φ 14, avec un espacement entre les barres égal à 15cm

- Vérification à l'effort tranchant :

Les fissurations sont préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = \frac{14.1 \times 10^4}{1000 \times 2150} = 0.065 \text{ MPa} \leq 3.5 \text{ MPa}$

✓ d'où la condition est vérifiée.

Récapitulatif :

Tableau. IX.12 : Ferrailage du voussoir sur culée.

	TRANSVERSAL		LONGITUDINAL	
	As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)
Hourdis supérieur	7HA32	7HA32	6HA20	5HA20
Hourdis inférieur	5HA12	5HA14	5HA12	5HA12
Les consoles	4HA32	4HA20	6HA16	6 HA14
Les âmes	4HA20	3HA20	4HA14	4HA14

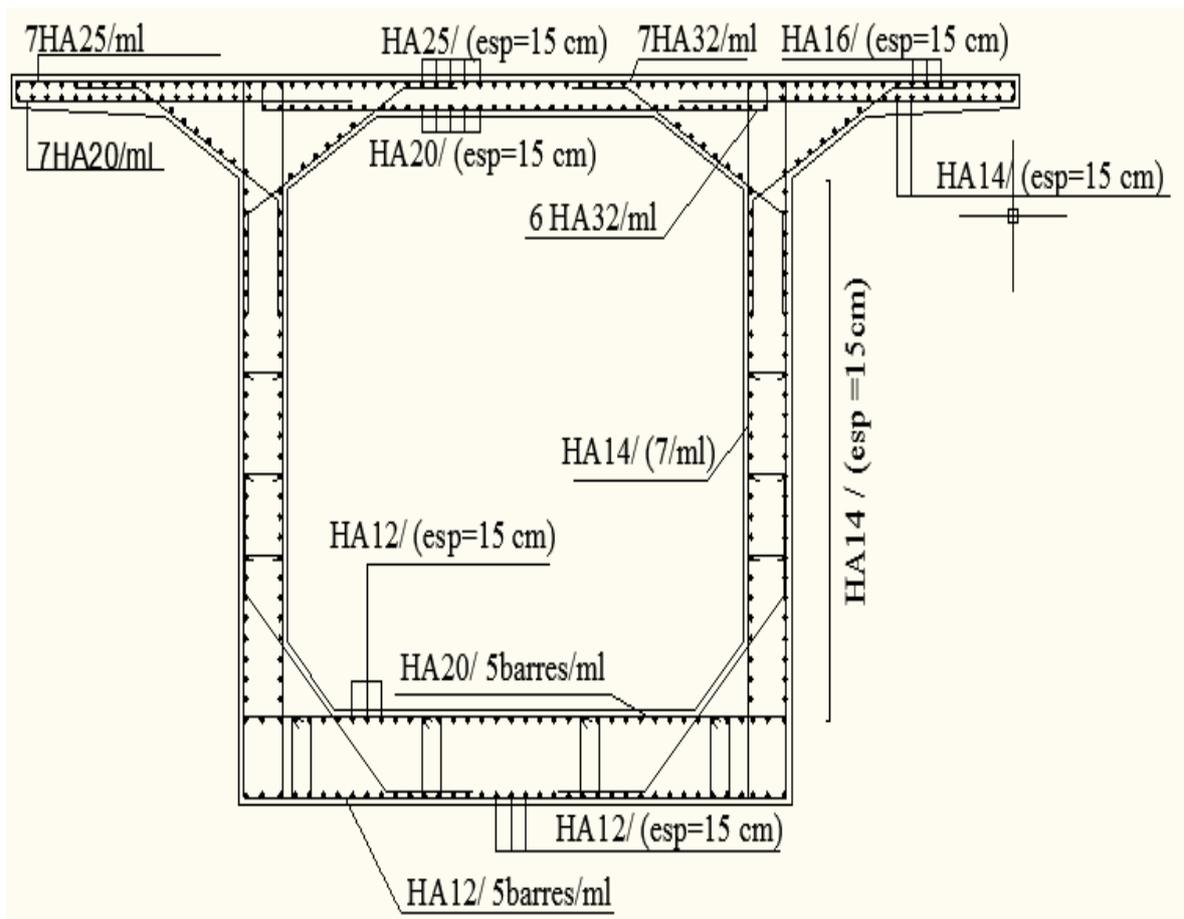


Fig. IX.14 : Ferrailage du voussoir sur pile.

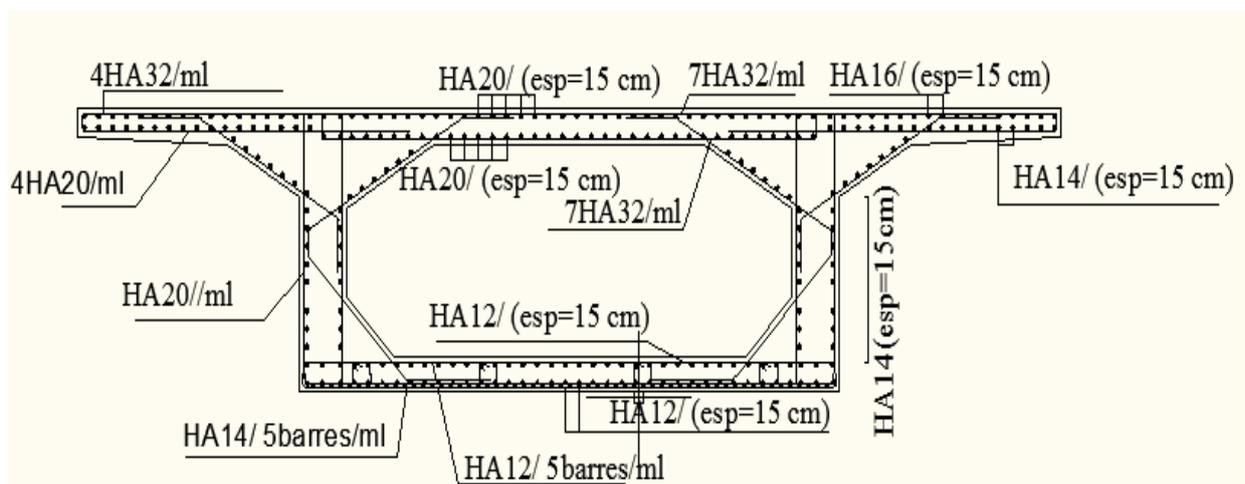


Fig. IX.15 : *Ferrailage du voussoir a la clé.*

Chapitre : X

Resistance à l'Effort

Tranchant

La partie résistante d'une poutre (tablier) à l'effort tranchant est représenté par l'âme ; les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments résistant à la flexion.

L'âme de la poutre sera donc dimensionnée pour :

- Résister à l'effort tranchant ;
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armatures et les gaines de précontrainte.

I. Détermination de l'effort tranchant :

I.1. Section à vérifier :

Il suffit de vérifier au voisinage de l'appui, la section à $2/3 V'$ de celle-ci, c'est donc à la section située à $2/3V' = 1.65$ m, que nous effectuerons les vérifications de l'effort tranchant.

I.2. Caractéristiques de la section: (1.65 m de l'encastrement)

$$\begin{array}{lll} h = 4.50 \text{ m} & S = 10.68 \text{ m}^2 & I = 29.97 \text{ m}^4 \\ e_{\text{inf}} = 0,57 \text{ m} & V' = 2.27 \text{ m} & V = 2.23 \text{ m} \end{array}$$

L'intrados de l'ouvrage est incliné sur l'horizontal d'un angle φ dont la tangente :

Pour $x = 1.65$ m :

$$tg\varphi = \left| \frac{5.03-4.5}{0-1.65} \right| = 0.321 \rightarrow \varphi = 17.80^\circ \quad \sin \varphi = 0.306 \text{ rad}$$

I.3. Efforts dans les sections :

$$T_{\text{ELS}} = 1630.14 \text{ t et } M_{\text{ELS}} = - 24502.50 \text{ t.m}$$

I.4. Précontrainte :

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage.

On suppose que sur les 32 câbles du fléau, les 2 premiers ancrés à l'extrémité du premier voussoir ont subi une inclinaison moyenne de 39.76° .

I.5. La réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles/

La réduction de l'effort tranchant dans cette section vaut :

$$T_{\text{réduit}} = 2 \times P_0 \times \sin \alpha$$

Avec des pertes de 25 % pour les câbles 12 T15s ce qui nous donne $P_0 = 186.87 \text{ t}$.

$$T_{\text{réduit}} = 2 \times 186.87 \times \sin 39.76^\circ = 239.19 \text{ t}$$

Le moment dû au précontraint est :

$$M_p = n_f \cdot P_0 \cdot (V - 0,25)$$

$$M_p = 32 \times 186,87 \times (2,23 - 0,25) = 11840,08 \text{ t.m}$$

Les effets totaux :

$$T = T_{\text{ELS}} - T_{\text{réduit}} \Rightarrow T = 1630,14 - 239,19 = 1390,95 \text{ t}$$

$$M = M_{\text{ELS}} - M_p \Rightarrow M = 24502,50 - 11840,08 = 12662,42 \text{ t.m}$$

I.6. 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. Prés 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.

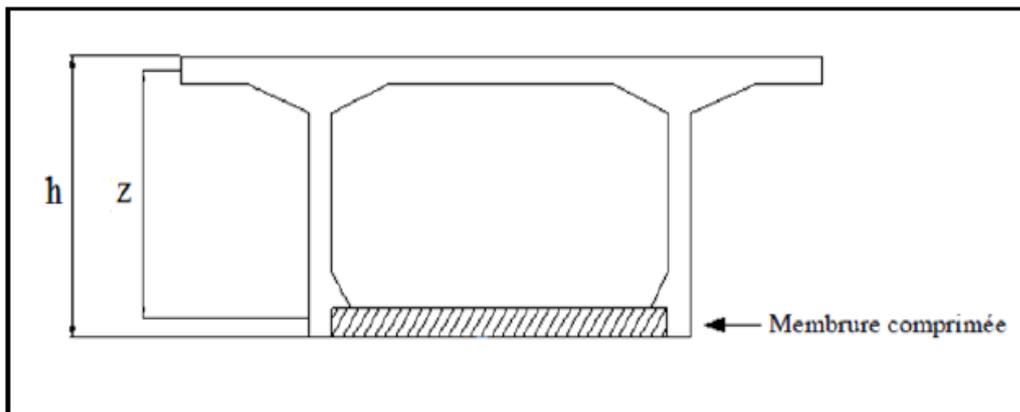


Fig. X.1 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson.

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 :

$$\sigma_{inf} = \frac{n_f \cdot P_0}{S} + \frac{M}{I} \left(V' - \frac{e_{inf}}{2} \right)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{32 \times 1.8687}{11.57} + \frac{126.6242}{42.46} \left(2.27 - \frac{0.57}{2} \right) = 13.99 \text{ MPa}$$

La correction du RESAL nous donne :

$$\begin{aligned} \Delta Tr &= \sigma_{inf} \times B \times e_{inf} \times \sin \phi \\ &= 13.99 \times 5 \times 0.57 \times 0.306 \end{aligned}$$

$$\Delta Tr = 12.20 \text{ MN} = 1220 \text{ t}$$

I.7. 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 :

$$T_r = T - \Delta Tr$$

$$T_r = 1390.95 - 1220 = 170.95 \text{ t}$$

Il lui correspond une contrainte de cisaillement au niveau du centre de gravité égale à :

$$\tau_b = \frac{T_r}{b_n \cdot Z} \quad \text{Avec : } Z = \frac{I}{\mu}$$

I : inertie de la section par rapport au centre de gravité G

μ : moment statique par rapport à l'axe Gz de la partie de section située au dessous de G

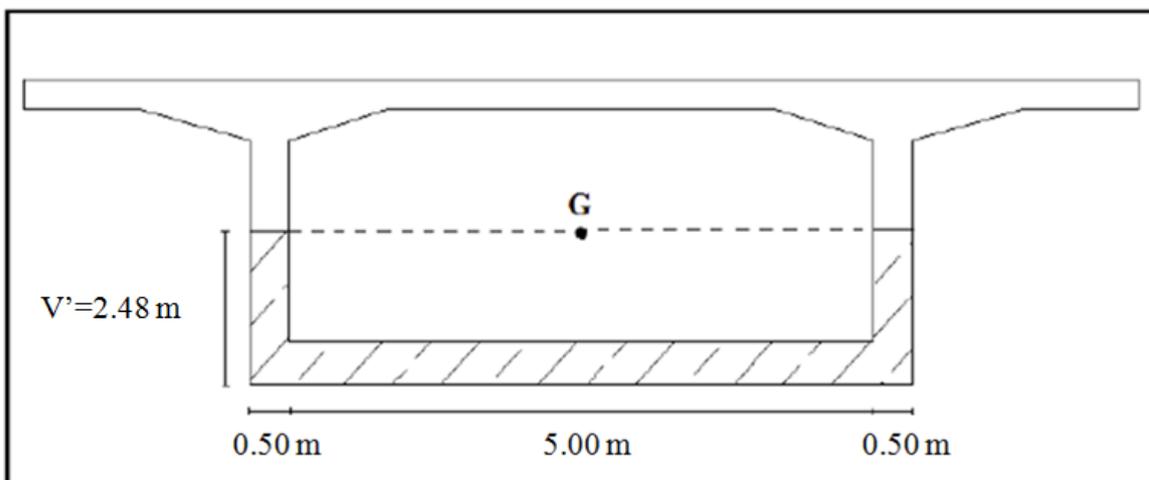


Fig. X.2 : Moment statique d'une section située au dessous de G

$$\mu = 10.43 \text{ m}^3$$

$$Z = \frac{I}{\mu} = \frac{42.46}{10.43} = 3.47 \text{ m}$$

b_n : Largeur nette de l'âme (déduction faite des trous de gaine)

$$b_n = 2(a - \Phi) = 2(0.5 - 0.0088) = 0.98 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{170.95}{0.98 \times 3.47} = 50.14 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 0.501 \text{ MPa}$$

Justification à l'E L S :

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par l'expression de **CHALOS** et **BETEILLE**.

$$\bar{\tau}_b^2 = \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_b} (\bar{\sigma}'_b - \sigma'_b) (\bar{\sigma}_b + \sigma'_b)$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \left(0.7 + \frac{6}{100} f_{c28} \right) = 1.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_b = \frac{n_f P_0}{S} = \frac{32 \times 1.8687}{10.68} = 5.60 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\bar{\tau}_b = 2.995 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \tau_b = 0.501 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ La contrainte de cisaillement est donc vérifiée

Conclusion :

Nous constatons ainsi que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

Les résultats obtenus pour la travée intermédiaire sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. X.1 : Vérification des contraintes de cisaillement (travée centrale).

X	P (t)	sin α (rad)	T _{reduit} (t)	T _{els} (t)	M _{ext} (t)	T _{resal} (t)	Tr (t)	Z (m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs
0	/	0	/	/	/	/	/	/	/	/	/
3.75	/	0	0	1862.25	-34653.44	1039	823.25	4.07	2.059	2.945	Ok
8.75	373.74	0.64	239.19	1630.14	-24502.50	1220	170.95	3.47	0.501	2.995	Ok
13.75	373.74	0.62	231.72	1495.10	-14892.68	724	539.38	2.98	1.842	2.960	Ok
18.75	373.74	0.59	220.51	1197.67	-8364.95	362	615.16	2.57	2.437	2.907	Ok
23.75	373.74	0.53	198.08	945.30	-3636.98	239	508.22	2.24	2.309	2.831	Ok
28.75	373.74	0.48	179.40	791.36	1920.30	146	465.96	2.03	2.336	2.722	Ok
33.75	373.74	0.43	160.71	598.22	3061.41	102	335.51	1.91	1.788	2.573	Ok
38.75	373.74	0.39	145.76	411.70	5593.96	154	111.94	1.88	0.606	2.362	Ok
43.75	186.87	0.37	69.14	165.33	7210.47	126	70.19	2.01	0.355	2.074	Ok
48.75	186.87	0.35	62.40	59.02	7851.60	42	1.62	2.01	0.010	3.590	Ok

Tableau. X.2 : Vérification des contraintes de cisaillement (travée de rive).

X	P (t)	sin α (rad)	T _{reduit} (t)	T _{els} (t)	M _{ext} (t)	T _{resal} (t)	Tr (t)	Z (m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs
0	/	0	/	/	/	/	/	/	/	/	/
3.75	/	0	0	-1495.36	-16441.23	431	1064.36	4.07	2.662	2.945	Ok
8.75	373.74	0.64	239.19	-1190.30	-9065.64	649	302.11	3.47	1.772	2.995	Ok
13.75	373.74	0.62	231.72	-970.84	-3881.16	671	68.12	2.98	0.233	2.960	Ok
18.75	373.74	0.59	220.51	-757.83	2587.32	493	44.32	2.57	0.176	2.907	Ok
23.75	373.74	0.53	198.08	-541.12	4402.62	203	140.04	2.24	0.634	2.831	Ok
28.75	373.74	0.48	179.40	-351.52	5815.19	242	69.88	2.03	0.350	2.722	Ok
33.75	373.74	0.43	160.71	-258.38	6278.75	238	140.33	1.91	0.748	2.573	Ok
38.75	373.74	0.39	145.76	28.15	6547.88	182	36.24	1.88	0.196	2.362	Ok
43.75	186.87	0.37	69.14	208.04	5669.91	148	09.10	2.01	0.051	2.074	Ok
48.75	186.87	0.35	62.40	380.83	3979.37	105	210.43	2.01	1.066	3.590	Ok

Conclusion :

Toutes les contraintes sont vérifiées, nous constatons que **l'épaisseur de l'âme** est justifiée vis-à-vis du cisaillement.

II. Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrages :

L'effort à l'ancrage introduit sur la poutre une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps de la poutre, au bout d'une certaine distance l_r , appelée longueur de zone de régularisation. Selon le BPEL la répartition des contraintes normales est linéaire.

II.1. Câble centré rectiligne :

On considère une pièce prismatique, de section rectangulaire ($b \times h$) et un câble rectiligne ancré au centre de gravité de la section d'extrémité.

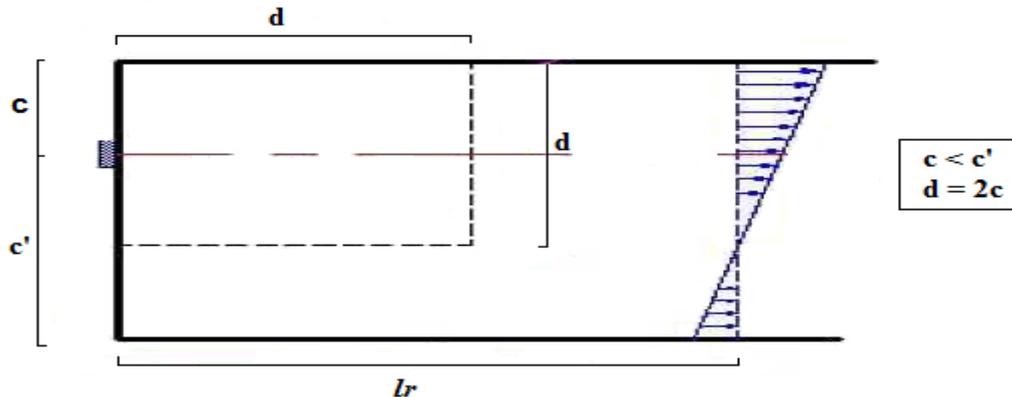


Fig. X.3 : Diffusion de la précontrainte ; Ancrage centré.

Dans une section courante de la poutre, la contrainte normale vaut ($\sigma = \frac{P}{bh}$), cette relation n'est pas applicable au voisinage immédiat de l'ancrage. La distribution classique des contraintes engendrées par cet effort n'est retrouvée qu'à une distance l_r , dite longueur de la zone de régularisation, dans cette zone il y a risque d'éclatement du béton lors de la mise en tension des câbles.

II.2. Câble rectiligne excentré :

On définit deux zones de régularisation :

- Une zone de première régularisation dans le prisme symétrique $d \times d$ avec $d = 2c$ ou c représente la distance de l'axe de l'ancrage à l'extrémité la plus proche. On admet, que dans cette zone, le comportement du béton est identique à celui d'un ancrage centré dans une pièce de hauteur (ou largeur) d et où l'on applique donc les formules précédentes ;
- Une zone de d'équilibre générale dans le plan S_r situé à la distance $G' = h$ de l'about avec une répartition linéaire des contraintes.

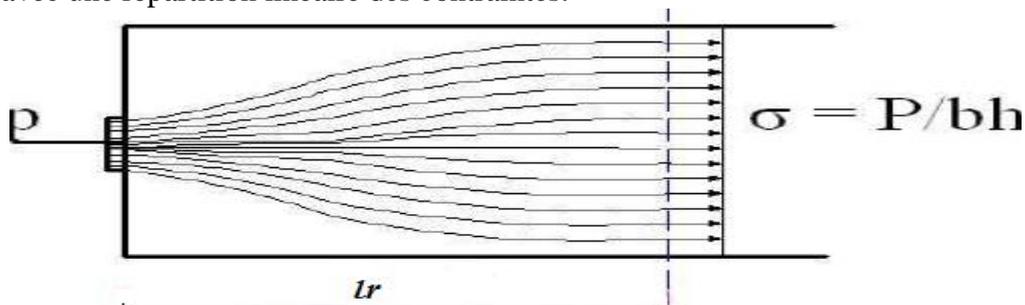


Fig. X.4 : Ancrage excentré.

II.3. Justifications réglementaires :

a) Zone de la première régularisation :

Effet de surface : on prévoit un frettage de surface tel que ;

$$A_s = 0.04 \frac{Max(P_{j0})}{\bar{\sigma}_s}$$

P_{j0} : Précontrainte maximale initiale.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$$

Effet d'éclatement :

-La contrainte de traction du béton doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_{j0}}{bd_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

- La contrainte de compression dans le béton doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{xj} = \frac{P_{j0}}{bd_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec :

d_j : Hauteur du prisme symétrique au niveau j.

a_j : Dimension de la plaque d'ancrage au niveau j (selon le BPEL les procédés de précontrainte : 3.2.3. dispositions constructives (fig. 7-7)).

b : la largeur de l'âme.

f_{cj} : Contrainte caractéristique de compression du béton à j jour.

f_{tj} : Contrainte caractéristique de traction du béton à j jour.

-Pour le frettage d'éclatement, on calcule pour chaque ancrage la section d'aciers nécessaire :

$$A_{ej} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right)}{K_j \frac{2}{3} f_e} P_{j0}$$

K_j : Coefficient dépendant de la position de l'ancrage par rapport à la section droite et vaut 1 pour un ancrage d'extrémité.

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = Max \left(A_{ej} ; 0.15 \frac{P_{j0max}}{\frac{2}{3} f_e} \right)$$

Application numérique :

Pour notre projet on effectue les vérifications et les justifications pour le cas le plus défavorable, c-à-d la section où on arrête le plus grand nombre de câbles (section d'about).

-Zone de surface :

$$A_s = 0.04 \frac{2.49}{\frac{2}{3} \times 400} = 3.74 \text{ cm}^2 ; \text{ Qui correspond à 5HA10 (3.92 cm}^2\text{).}$$

-Zone intermédiaire tendue :

La mise en tension des câbles se fait après 7 jours de durcissement du béton :

$$f_{c7} = 0.685 f_{c28} \log(j + 1) = 21.65 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{0.28}{0.50}\right) \frac{2.49}{1.4 \times 0.50} = 0.78 \text{ MPa} \leq 1.25 \times 2.7 = 3.38 \text{ MPa}$$

-Zone intermédiaire comprimée :

$$\sigma_{xj} = \frac{2.49}{1.4 \times 0.50} = 3.56 \text{ MPa} \leq \frac{2}{3} \times 21.65 = 14.43 \text{ MPa}$$

-Ferrailage d'éclatement:

$$A_{ej} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{0.28}{0.50}\right)}{1 \times \frac{2}{3} \times 400} \times 2.49 = 10.27 \text{ cm}^2$$

$$0.15 \frac{2.49}{\frac{2}{3} \times 400} = 14.01 \text{ cm}^2$$

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max}(10.27 \text{ cm}^2 ; 14.01 \text{ cm}^2)$$

Donc :

$$A_e = 14.01 \text{ cm}^2 ; \text{ Qui correspond à 7HA16 (14.07 cm}^2\text{).}$$

b) Zone de la deuxième régularisation :

Dans cette phase, on détermine les **armatures transversales** permettant la couture des différents plans :

$$A_c = \frac{V_{max} - Nt}{\frac{2}{3} f_e}$$

$$V_{max} = V_{max} \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d} \right)^2 \right]$$

➤ Application numérique :

$$V_{max} = 18.62 \left[1 - \left(\frac{2.7}{3 \times 2.66} \right)^2 \right] = 16.49 \text{ MN}$$

$$A_c = \frac{16.49 - 16.30}{\frac{2}{3} \times 400} = 71.25 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Les armatures A_c ne se cumulent pas avec les précédentes A_e et A_s :

-Si $A_s + A_e \geq A_c$, Aucune armature supplémentaire n'est nécessaire.

-Si $A_s + A_e < A_c$ on ajoutera aux armatures A_e et A_s , la différence $A_c - A_s - A_e$

c) **Résumé des résultats :****Tableau. X.3 :** *Résumé des résultats.*

Nature	Section d'aciers [cm ²]	Répartition
A _s	3.74	Près de la surface d'about.
A _e	14.01	Sur 0.50 m à partir de l'about.
A _c	71.25-3.74-14.01 = 53.50	Sur 2/3 x 2.40 = 1.60 m à partir de l'about.

II.4. Etude du bossage :

Les câbles de continuité arrêtés dans le hourdis inférieur sont relevés dans des bossages, il s'agit de l'ancrage des câbles au niveau des sections de jonction des voussoirs. La section du béton au niveau de l'ancrage subit une forte compression sur une faible surface, il se produit un effet de « poinçonnement » qui engendre des contraintes de traction transversales ayant tendance à fissurer ou même à éclater la pièce transversalement ; il convient alors de disposer un réseau d'armatures transversales s'opposant à l'ouverture des fissures ; ces armatures sont appelées « frettes » et elles constituent le « frettage ». Elles doivent couvrir le bossage par rapport au reste de la section ; on doit disposer :

- Des aciers en tête du bossage permettant de couvrir l'ancrage à la paroi proche du caisson (Aciers A₁) ;

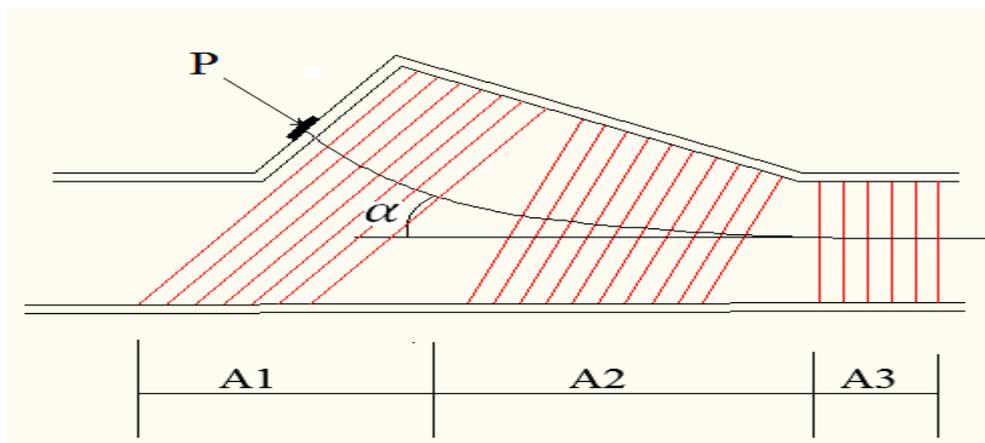
$$A_1 = \frac{p}{\bar{\sigma}_s} (0.5 - \sin\alpha)$$

- Des aciers reprenant la poussée au vide du câble lors de sa déviation (Aciers A₂) ;

$$A_2 = \frac{0.5P}{\bar{\sigma}_s}$$

- Des aciers de couture du reste du bossage (Aciers A₃) ;

$$A_3 = \frac{P \sin\alpha}{\bar{\sigma}_s}$$

**Fig. X.5 :** *Distribution du ferrailage dans un bossage.*

III.4.1. Ferrailage d'un bossage à un seul ancrage :

$$P_0 = 2.49 \text{ MN} \quad \text{avec} \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{0.25}{1.40} = 0.18 \Rightarrow \alpha = 10.12^\circ$$

$$A_1 = \frac{2.49}{\frac{2}{3} \cdot 400} (0.5 - \sin 10.12) = 30.28 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } \mathbf{7HA25} \text{ répartis sur une distance de } 0.25 \text{ m.}$$

$$A_2 = \frac{0.5 \times 2.49}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 46.69 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } \mathbf{10HA25} \text{ répartis sur une distance de } 1.40 \text{ m.}$$

$$A_3 = \frac{2.49 \sin 10.12}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 16.41 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } \mathbf{6HA20} \text{ répartis sur une distance de } 0.50 \text{ m.}$$

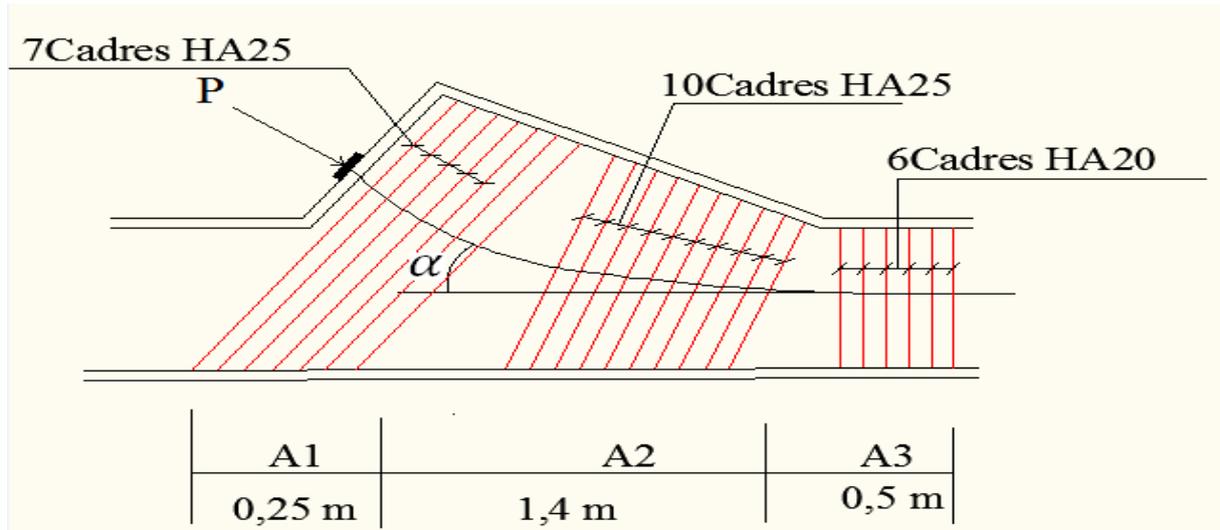


Fig. X.6 : *Détail de ferrailage d'un bossage.*

Chapitre : XI

Equipement

de pont

I. Les appareils d'appui :

I.1. Introduction :

Le terme "Appareil d'appui" est attribué à un dispositif ayant pour rôle d'assurer la liaison entre la structure et son support et de transmettre aux appuis les efforts et les rotations supportés par le tablier d'un ouvrage d'art.

Le schéma théorique du fonctionnement de la structure est étroitement lié aux degrés de liberté des appareils d'appui.

À titre de rappel, les fonctions assurées par les appareils d'appui sont de :

- transmettre les efforts verticaux dus au poids du tablier et aux charges d'exploitation ;
- permettre les variations de longueur du tablier sous les actions de la température, du retrait et du fluage ;
- transmettre totalement ou partiellement les efforts horizontaux dus aux effets introduits par les charges d'exploitation, aux effets résultant des modifications de longueur du tablier, aux effets du vent, aux actions accidentelles ;
- permettre des rotations de la structure sous charges d'exploitation ou à la suite de déformations différées de la structure ;
- Accepter les mouvements différés des appuis.

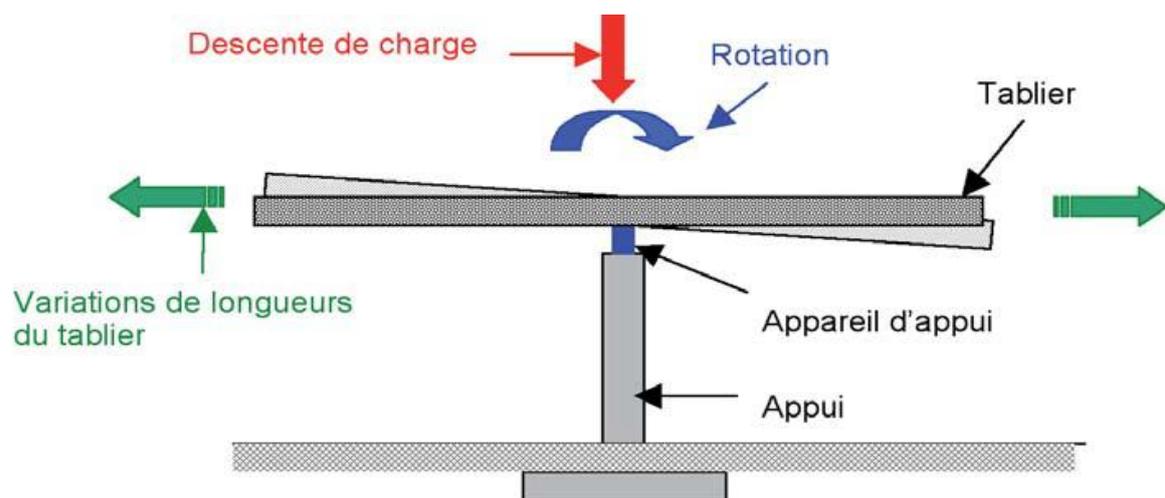


Fig. XI.1 : Fonction d'un appareil d'appui.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- a) les appareils d'appuis en béton.

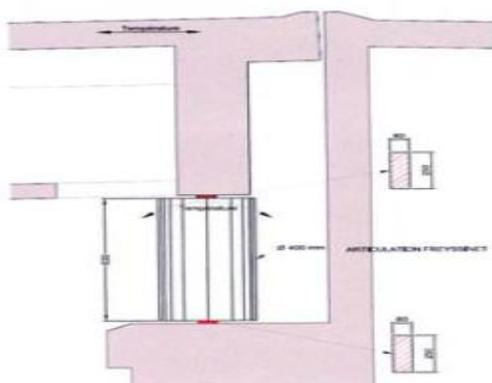


Fig. XI.2 : Les appareils d'appuis en béton.

b) les appareils d'appuis spéciaux (à pot).

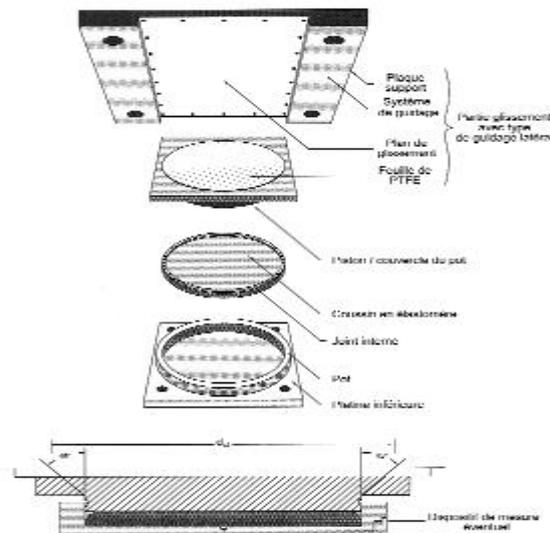


Fig. XI.3 : Les appareils d'appuis spéciaux (à pot).

c) les appareils d'appuis en acier.



Fig. XI.4 : Les appareils d'appuis en acier.

d) les appareils d'appuis en élastomère fretté :

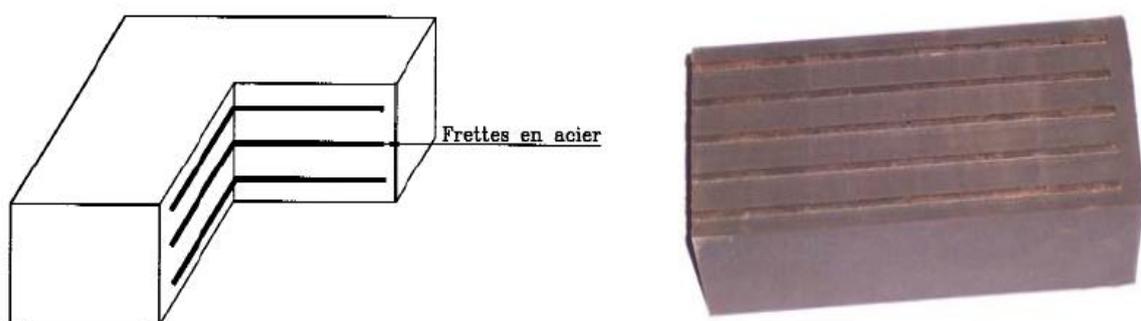


Fig. XI.5 : Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Dans notre cas on a opté pour un appareil d'appui en élastomère fretté ; ils sont constitués des feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'aciers (appui semi-fixe) donc ils sont ni fixes, ni mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est largement employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'il présente :

- 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 cout 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 translation de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appui réside dans leur déformabilités vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

Pour ce faire, le tablier repose sur deux appareils d'appuis fixes sur culée, (ne permettent pas les translations destinées à équilibrer les efforts horizontaux tel que le freinage), l'autre appareil d'appui est mobile afin de permettre les translations.

I.2. dimensionnement de l'appareil d'appui :

Le dimensionnement des appareils d'appuis est basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage, qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil .On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

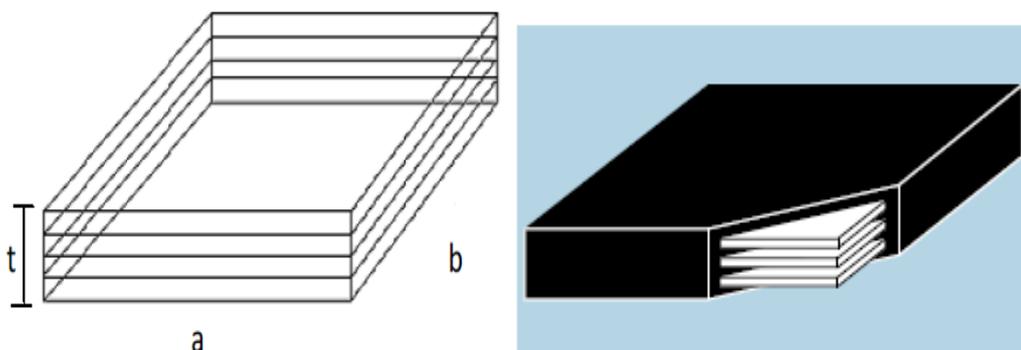


Fig. XI.6 : Dimension des couches d'appareil d'appui.

Le module de déformation transversal G est de 0.8MPa pour les ponts routes

On considéré que $a = b$,

L'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes $T = n \times t$

D'où :

n : est le nombre de feuillets élémentaires ; t : leur épaisseur.

I.2.1. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :

La réaction sera calculée à l'ELS à l'aide des combinaisons suivantes : (tiré du Tableau VI.11 Chapitre VI)

Tableau. XI.1 : *Combinaisons d'action.*

A L'E.L.S	10	G +1,2(A (l) +St)
	11	G +1,2(Bc +St)
	12	G+1,2(Bt+St)
	13	G+1,2(Br+St)
	14	G+Mc120
	15	G+D240
	16	G +1,2(A (L) +St) +0,5 ΔT
	17	G +1,2(Bc +St) +0,5 ΔT
	18	G +1,2(Bt +St) +0,5 ΔT
	19	G +1,2(Br +St) +0,5 ΔT
	20	G +Mc120 + 0,5 ΔT
21	G +D240 +0,5 ΔT	

Les réactions les plus prépondérantes sont données par la combinaison N°10 :G +1,2(A (l) +St)

(Le calcul est fait par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013)

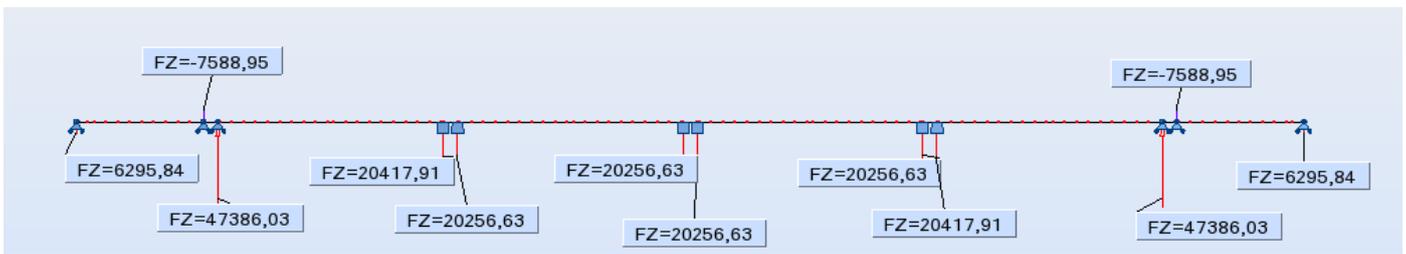


Fig. XI.7 : *Les réaction d'appui suivant Z [KN].*

Pour notre dimensionnement on prend la réaction la plus prépondérante :

$$R = G+1.2(A(l) +St)$$

$$R= 47386.03 \text{ KN.}$$

Le nombre d'appareils d'appui est fixé à quatre par pile d'où la réaction de chaque appui sera égale :

$$R = \frac{47386.03}{4} = 11846.5 \text{ KN}$$

L'aire d'appareil d'appuis :

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 150 \frac{Kg}{cm^2}$$

Tel que :

N_{max} : est la réaction maximale

D'où les dimensions de l'appareil d'appui sont les suivantes :

$$N_{max} = 11846.5 \text{ KN} \quad a \times b = 900 \times 900 \text{ (mm}^2\text{)}$$

I.2.2.Compression :

$$\sigma'_m = \frac{N_{\max}}{a \times b}$$

Les contraintes maximales de cisaillement se développent sur les bords de chaque feuillet est de :

$$\tau_N = \frac{3t(a+b)}{a^2 \times b^2} N_{\max}$$

$$\sigma'_m = \frac{11846.5 \times 10^3}{900 \times 900} = 14.63 < 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_N = \frac{3(15)(900+900)}{900^2 \times 900^2} 11846.5 \times 10^3 = 1.46 \text{ MPa}$$

➤ **Distorsion : déformation angulaire :**

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

➤ La déformation μ_1 de l'appareil est lente (effort horizontal H1 de dilatation, fluage)

$$\tau_{H1} = \frac{H1}{a \times b} = \frac{G \times \mu_1}{T}, \text{ tel que } G = 0,8 \text{ MPa module de déformation transversale d'élastomère.}$$

$\mu_1 = 64 \text{ mm}$ (Calculé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique).

On prend 9 élastomères, donc $T = 15 \times 10 = 150 \text{ mm}$.

$$\tau_{H1} = \frac{0.8 \times 64}{150} = 0.34 \text{ MPa}$$

L'appareil est soumis à un effort dynamique H2 (freinage, vent) provoque μ_2 :

G est doublé sous l'effort dynamique.

L'effort de freinage dû à un camion B_C est de $H2 = \frac{30}{2} = 15t$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{2G \times \mu_2}{T} = \frac{15000}{900 \times 900} = 0.0185 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0.34 + \frac{0.0185}{2} = 0.349 \text{ MPa}$$

➤ **Rotation : compression partielle :**

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut :

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{G}{2} \left(\frac{\alpha}{T}\right)^2 \alpha_T$$

Avec : $\alpha_T = \alpha + \alpha_0$

α_0 : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02rad.

α : égale à 0.003rad.

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{0.8}{2} \left(\frac{900}{150}\right)^2 0.023 = 0.331 \text{ MPa}$$

On doit vérifier ces conditions :

$$\tau = \tau_H + \tau_N + \tau_{\alpha_T} \leq 5G \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau_H \leq 0.5G \dots \dots \dots (2)$$

$$\tau_H \leq 0.7G \dots \dots \dots (3)$$

$$\tau_{\alpha_T} \leq \tau_N \dots \dots \dots (4)$$

1^{ière} condition : $0.34 + 1.46 + 0.331 = 2.131 \text{ MPa} < 5 \times 0,8 = 4 \text{ MPa}$, condition vérifiée.

2^{ième} condition : $0,34 < 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ MPa}$, condition vérifiée.

3^{ième} condition : $0,34 < 0,7 \times 0,8 = 0,56 \text{ MPa}$, condition vérifiée.

4^{ième} condition : $0,331 \leq 1.46 \text{ MPa}$, condition vérifiée.

➤ **Condition de non cheminement et non glissement :**

$$\sigma'_m \min \geq 2 \text{ MPa} \quad H \leq f \times R$$

$$\text{Avec : } f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_m} = 0.10 + \frac{0.6}{14.6} = 0.142 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$H = H_1 + \mu H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2})ab = (0.34 + 0.0185)(900 \times 900) = 290385 \text{ N}$$

$$H = 290385 \text{ N} \leq f \times R = 0.142 \times 11846500 = 1682203 \text{ N} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Condition de non flambement :**

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \text{ d'ou } 90 \leq 150 \leq 180 \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Condition de non soulèvement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$a_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'_m}{G}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t \times (a + b)} = \frac{900 \times 900}{2 \times 15 \times (900 + 900)} = 15 \text{ MPa}$$

La relation devient :

$$\frac{3}{15} \times \frac{150^2}{900^2} \times \frac{14.6}{0.8} = 0.101 \text{ rad} \geq 0.023 \text{ rad}$$

➤ **Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma'_m}{\sigma_e} \text{ et } t_s \geq 2 \text{ mm} \text{ avec } \sigma_e = 245 \text{ MPa pour l'acier inox}$$

$$t_s \geq \frac{900}{15} \times \frac{14.6}{245} = 3.57 \text{ mm}$$

On prend $t_s = 5 \text{ mm}$

La hauteur totale de l'appareil d'appui égale à :

$$H = n \times t + (n + 1)t_s = 10 \times 15 + (10 + 1)5 = 205 \text{ mm} \quad H = 205 \text{ mm}$$

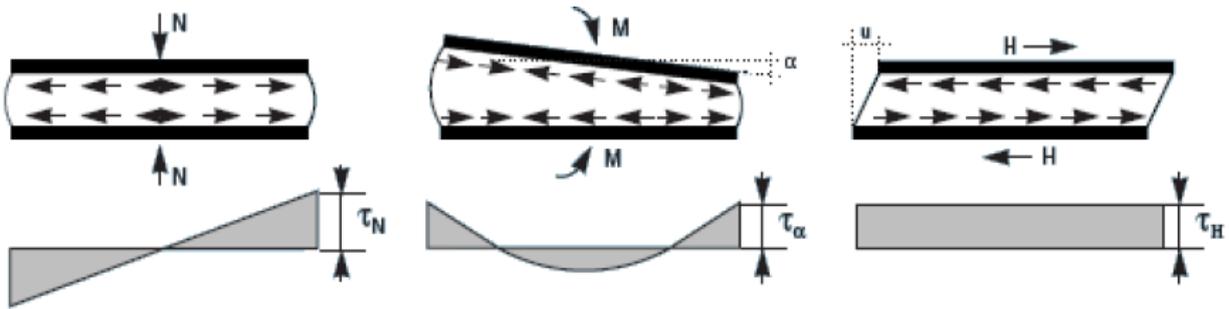


Fig. XI.8 : Contraintes de cisaillement engendrées par les différentes sollicitations.

Donc on opte pour un appareil d'appui ayant les dimensions suivantes :
 $a = b = 900\text{mm}$ avec une hauteur de 205 mm et 10 élastomères.



Fig. XI.9 : appareil d'appui en élastomères frettés

II. 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 ferme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations de la température, rotations de l'extrémité de la poutre, le fluage et le retrait.

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 de critères, d'autres exigences sont ni au moins essentielles :

➤ Confort et esthétique :

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.
- Absence de bruits de vibrations.

➤ **Résistance :**

- Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garanti de bon comportement sous une circulation sous cesse croissante.

➤ **Etanche :**

- En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage qu'il équipe et aussi une bonne évacuation des eaux.

➤ **Fiable :**

- La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

II.1. 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 définissent donc le souffle du tablier. Elles valent la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités, la température, le retrait et le fluage.

Selon le RPOA, on dimensionne les joints de chaussées avec la combinaison suivante :

$$W = WD + 0.4 WT + \frac{1}{3}WS$$

W : souffle total du joint,

WD : souffle des déformations différées (retrait et fluage),

WT : souffle thermique,

WS : souffle sismique.

a) Retrait et fluage :

Dans notre cas on prend la déformation relative due au retrait vau : $\frac{\Delta L}{L} = \varepsilon_r = k \times 10^{-4}$

K : coefficient de fluage a t=0 (au moment ou il subit la contrainte σ_b) il varie de 2 a 3, dans notre cas il vaut 3 .

Comme $L = \frac{512}{2} = 256$ m alors $\Delta L = 7.68$ cm

b) La dilatation thermique :

La température étant considérée comme action durable, On prend dans notre cas un raccourcissement relatif :

$$\frac{\Delta L}{L} = \Delta T \times 10^{-5}$$

$L = \frac{512}{2} = 256$: étant la longueur de dilatation du tablier.

1) $\Delta T > 0$: on prend $\Delta T = 25^\circ\text{C}$

Dans notre cas $L = 256$ m donc $\Delta L = 6.4$ cm

2) $\Delta T < 0$: on prend $\Delta T = -10^\circ\text{C}$

Donc $\Delta L = -2.56$ cm

c) Souffle sismique :

$$w_s = \frac{T \times F_s}{G_{dyn} \times s} = \frac{0.12 \times 35.1703 \times 10^{-2}}{1.6 \times 0.7 \times 0.7} = 5.3 \text{ cm}$$

1. Calcul de la force sismique F :

Selon le **RPOA** la force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F = S_{ach} \times M$$

S_{ach} : 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.

1.1. Calcul de la masse (M) :

On a la masse du tablier est déjà calculée dans le (**Chapitre VI**) qui est égale :

$$M_t = 15012.138 \text{ t}$$

La masse des trois piles :

$$M_p = 1/2 (m_{p2} + m_{p3} + m_{p4}) = 291.6 + 343.5 + 366.75 \Rightarrow M_p = 1001.35 \text{ t}$$

Donc :

$$M = M_t + M_p \Rightarrow M = 15012.138 + 1001.35 \Rightarrow M = 16013.5 \text{ t}$$

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.

$$\text{Alors : } K = 80 \times \frac{0,9 \times 0,9}{205 \times 10^{-3}} = 316.09 \text{ t/m}$$

Donc la rigidité de l'appui est :

$$K_c = 2 \times K = 632.195 \text{ t/m.}$$

$$\text{On a deux culées } \Rightarrow K_c = 1264.39 \text{ t/m.}$$

- **Pour les piles**

On a trois piles de hauteurs différentes

$H_{p2} = 19,44 \text{ m}$; $H_{p3} = 22.90 \text{ m}$ et $H_{p4} = 24,45 \text{ m}$ ses dernières sont encastées au niveau du tablier et fondations.

$$\text{D'où : } K = \frac{12EI}{h^3}$$

Avec

E : module de Young du béton à j jours ; $E = 11000 \sqrt[3]{fc_j} = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa}$

On a la résistance du béton de l'infrastructure $fc_{28} = 27 \text{ MPa}$

I : inertie de la section considérée $I = \frac{bh^3}{12}$;

Donc : $K_P = K_{P2} + K_{P3} + K_{P4} = 823\,373.91 + 503\,708.68 + 414.364.24 = 1\,741\,446 \frac{t}{m}$

$K_P = 1\,741\,446 \frac{t}{m}$

-La rigidité totale de la structure :

$K = \sum K_i = K_c + K_P \Rightarrow K = 1\,742\,711.22 \text{ t/m}$

-La période T :

$T = 0,60 \text{ s}$

On tire du **RPOA** (le tableau 3.3.3 du R.P.O.A) 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) : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$.

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ et $\xi = 5 \%$ Béton Armé

$S_{ach}(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = 2,5 \times A \times \eta \times g \times S \times (T_2/T)$ avec

• $S_{ach} = 7.37 \text{ m/s}^2$

Donc :

$F = 7.35 \times 16\,013.5 \Rightarrow F = 117\,819.32 \text{ t}$

Alors : $x = \frac{117\,819.32}{1\,742\,711.22} = 0.0676 \text{ m} = 6.76 \text{ cm}$

Ce qui donne un souffle totale de :

$W = WD + 0.4 WT + \frac{1}{3}WS$

$W = 7.68 + (0,4 \times 8.96) + (\frac{6.76}{3}) \Rightarrow W = 13,52 \text{ cm}$

➤ Le souffle valeur absolue : 13,52 cm

II.2. Choix du type de joint :

On choisit le joint FT150 (Freyssinet). Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 20 à 170 mm, et des déplacements transversaux admissibles en service ± 10 mm.

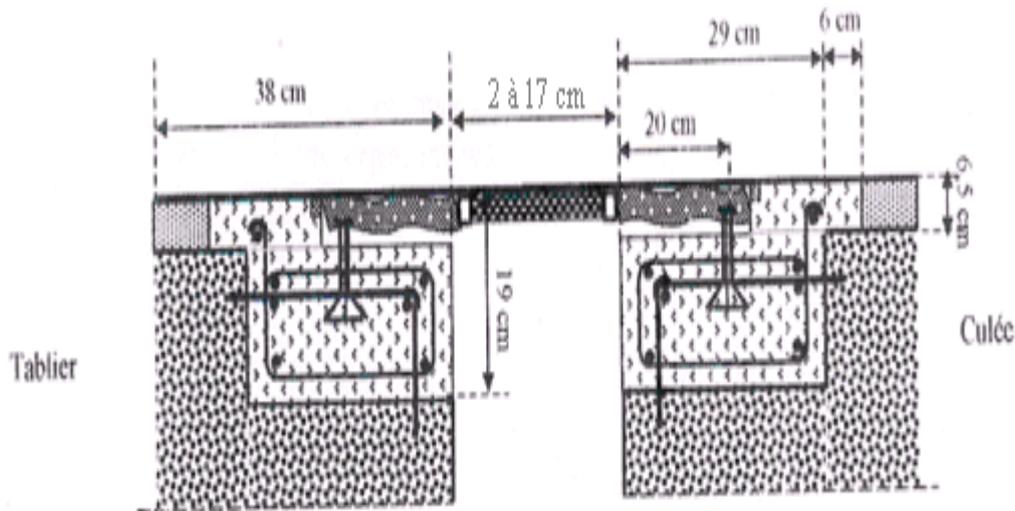


Fig. XI.10 : Coupe transversale d'un joint de chaussée.

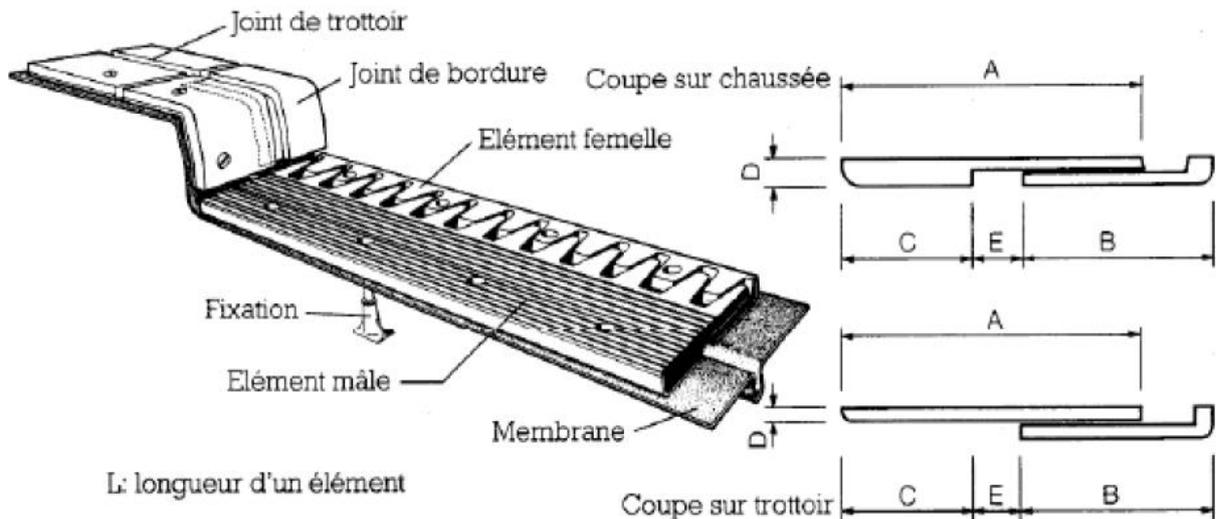


Fig. XI.11 : Joint de chaussée de type FT150.

III. Accessoires :

Afin de compléter l'étanchéité générale au droit du joint de chaussée et la continuité du traitement du joint sur les trottoirs (ou zones non circulées), les accessoires suivant sont disponibles:

- Joint de trottoir de type PL et TO.
- Relevés de profilé d'extrémité + cache – bordures.
- Drain.

III.1. 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 (pour une chaussée bidirectionnelle comme dans notre cas) avec deux versants à 2.5 pour cent.

III.2. Le revêtement du tablier :

Le revêtement est assuré par :

III.2.1. 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 :

- 1° étanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas) ;
- 2° étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthanes) ;
- 3° étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte ;
- 4° étanchéité par moyen haute cadence.

III.2.2. Couche de roulement :

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 24KN/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).

III.3. Dispositifs de retenue :

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps ;

Les glissières sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

Le garde-corps a essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

III.4. 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.

III.5. Autres équipements :

On citera tout particulièrement les dalles de transition, elles ont pour rôle 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'extérieur 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 calcul.

Les appareils d'appuis en acier.

Chapitre : XII

Etude de la Pile

Etude de la pile :

I. 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.....

Toutefois, il convient d'insister sur le fait qu'un projet de pont ne débute pas par l'étude de détail du tablier. Dans la plupart des cas, on commence par implanter les appuis extrêmes, c'est-à-dire les culées. Une fois ces culées implantées, on connaît la longueur totale de la brèche à franchir et on peut élaborer une première esquisse de solution.

Si cette esquisse n'est pas satisfaisante, on retouche l'implantation des appuis extrêmes et on reprend le raisonnement, selon un processus itératif.

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type et du mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles ou alors partiellement ou totalement encastré. Il en résulte que leur implantation ne peut résulter que d'une étude globale de la structure assurant le franchissement.

II. Choix du type de pile :

Un appui peut être caractérisé par ses caractéristiques géométriques et mécaniques, ces caractéristiques doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques. Il existe plusieurs types de piles (pile à fût, pile voile, pile portique ...) et elles sont constituées d'une manière générale, de deux parties bien distinctes :

II.1. La superstructure (où fût) :

Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevrete, de façon générale ils sont dimensionnés pour permettre l'implantation :

- Des appareils d'appuis définitifs, lorsque le tablier n'est pas totalement encastré sur la pile.
- Des éventuels appareils d'appui provisoires
- De niches à vérins pour le changement des appareils d'appui.

II.2. La fondation :

C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et elle les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison. Pour notre cas on va choisir une pile voile qui repose sur une fondation, cette fondation devra être dimensionnée de façon à assurer le transfert des descentes de charges aux sols.

Les caractéristiques sont définies dans le document SETRA « Appui des tabliers PP73 1.1.2 conception et choix des piles ».

III. La pile:

La méthode de construction par encorbellement ayant comme point de départ les piles, cette dernière exige certaines conditions permettant d'assurer pendant son exécution la stabilité de chargement menacée par les efforts de renversement (dus à une différence de chargement entre les deux parties séparées par la pile), et les efforts horizontaux (généralement d'origine sismique).

- **La géométrie de la pile :**

Les formes des piles font l'objet d'études très importantes pour assurer :

Leur conception dans le site et affirmer leur élancement.

Leur stabilité en construction et en service, et notamment leur résistance vis-à-vis des effets générés par le lancement des voussoirs ainsi que ceux dus au vent turbulent.

Le choix du type de la pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques, mécaniques du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types. Pour notre ouvrage, on a opté pour le modèle de base poteau de section carre évidé, car elle pose moins de problème pour sa mise en œuvre (simple pour l'exécution du coffrage et ferrailage), non seulement sa pour offrir une meilleure sécurité.

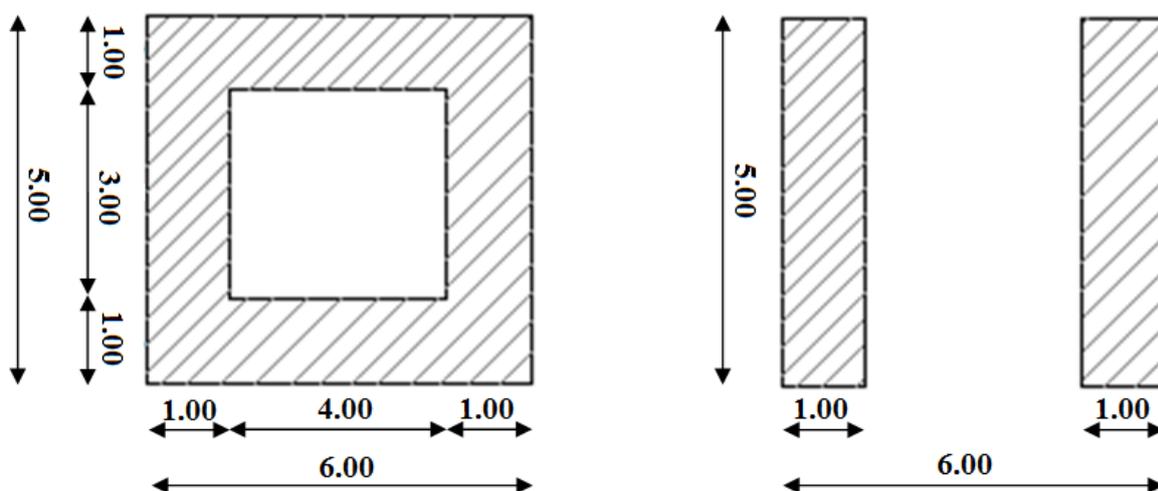


Fig. XII.1 : Vue en plan de la pile.

IV. 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.

IV.1. Choix du type de fondation :

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation préconisé pour les appuis de l'ouvrage est de type profond: pieux de 25m de longueur, et de diamètre $\Phi = 1,2\text{m}$.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m.

IV.2. Nombre de files de pieux :

Le nombre de files de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe. Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique d, dans notre cas on a un espacement de 3.4m.

Dans le cas des pieux forés, dont la résistance aux efforts horizontaux mobilise la butée du terrain, il convient d'éviter un nombre impair de files qui conduit à disposer une dans l'axe de l'appui (file intermédiaire très chargée).

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte pour quatre files de cinq pieux au niveau de la piles la plus élancée et la pile 5, et quatre files de quatre pieux pour les trois autres.

IV.3. L'effet d'un groupe de pieux :

Les semelles de liaison des pieux sont toujours considérées comme étant infiniment rigides.

Il convient donc de les dimensionner. Dans notre cas on a les dimensions suivantes :

La largeur : $B = 10.08\text{ m}$ (4 files de pieux) ;

La longueur : $L = 17.70\text{ m}$ (10 files de pieux) ;

La hauteur : $ht \geq 1 / 2,5 = 3,4 / 2,5 = 1,36\text{ m} \Rightarrow ht = 2.7\text{ m}$.

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent des moments, pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux

soient mécaniquement encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

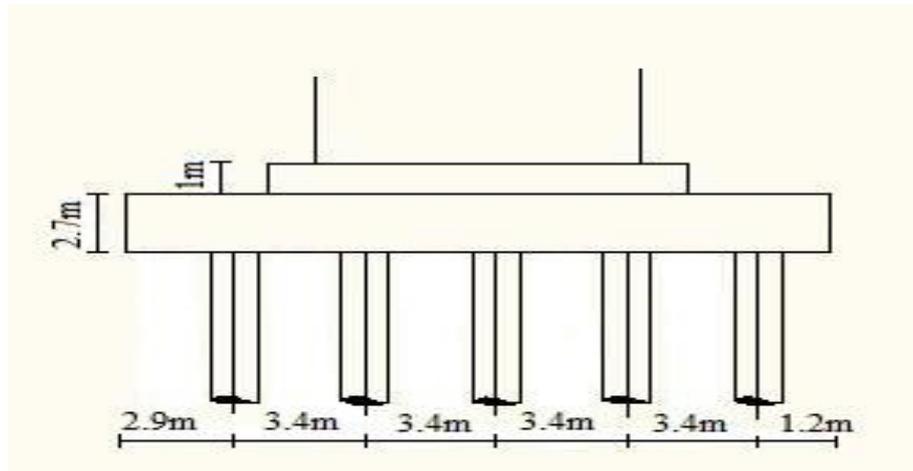


Fig. XII.2 : Coupe longitudinale.

V. Etude et ferrailage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la pile la plus haute $H = 24,45$ m.

V.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile :

- **Les combinaisons de charge :**

Selon « SETRA » les combinaisons à prendre en compte sont :

- Etat Limite de Service (E.L.S) : $G + V + W + FF$
- Etat Limite Ultime (E.L.U) : $1,35(G + V) + 1,5(W + FF)$
- Etat Limite Admissible (E.L.A) : $G + V + E_x$
 $G + V + E_y$

Avec :

G : La charge permanente.

V : La charge verticale (la réaction d'appui verticale sur la pile la plus élancée).

W : La charge du vent.

FF : 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.

Application numérique :

La charge permanente G :

$$S = 18 \text{ m}^2; H = 24,45 \text{ m}$$

$$G = S \times H \times \gamma = 18 \times 24,45 \times 25 = 1100,25 \text{ t}$$

La charge verticale V :

$$\text{La réaction verticale d'appui sur la pile : } V = 2747,25 \text{ t.}$$

La charge du vent W :

$$W = 0,2 \text{ t/m}^2$$

La force de freinage FF :

$$FF = 15 \text{ t}$$

La composante horizontale du séisme suivant l'axe x « Ex » :

$$G = \text{PP tablier} + \text{PP pile} = 2372.34 + 1100.25 = 3472.59 \text{ t}$$

$$E_x = 20\% G$$

$$G = 3472.59 \text{ t}$$

$$E_x = 0,2 \times 3472.59 = 694.52 \text{ t}$$

La composante horizontale du séisme suivant l'axe y « Ey » :

$$E_y = 14\% G$$

$$E_y = 0,14 \times 1100.25 = 486.16 \text{ t}$$

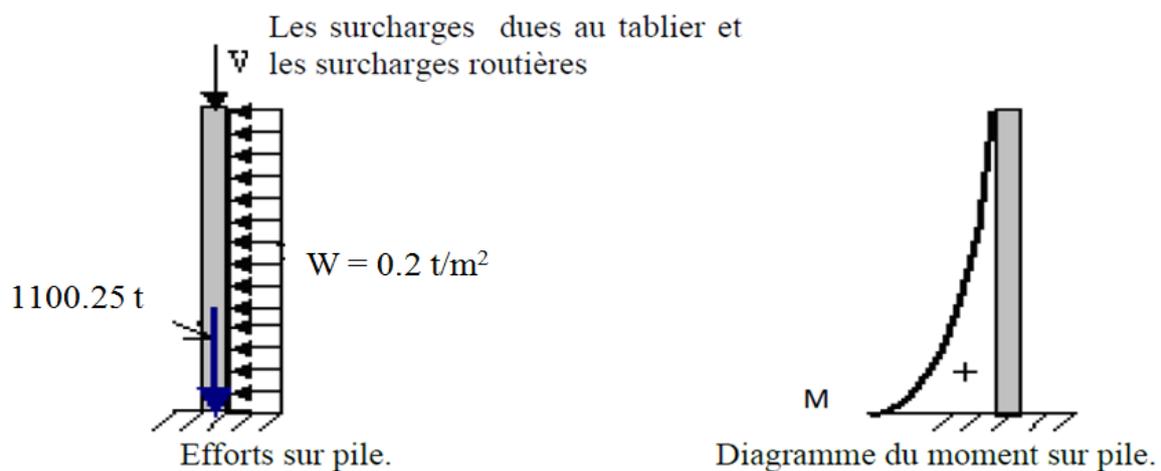


Fig. XII.3 : Efforts et diagramme du moment sur pile.

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul logiciel de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

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

	ELS	ELU	ELA
N (t)	3717.80	5019.03	3717.80
T (t)	137.56	206.34	951.98
M_x (t)	1901.73	2852.59	23275.91

V.2. Le ferrailage de la pile :

V.2.1. Armatures longitudinales :

Pour le calcul des armatures à la flexion composée, on a utilisé l'abaque pour le dimensionnement des sections en béton armé section creuses de RENE WALTER.

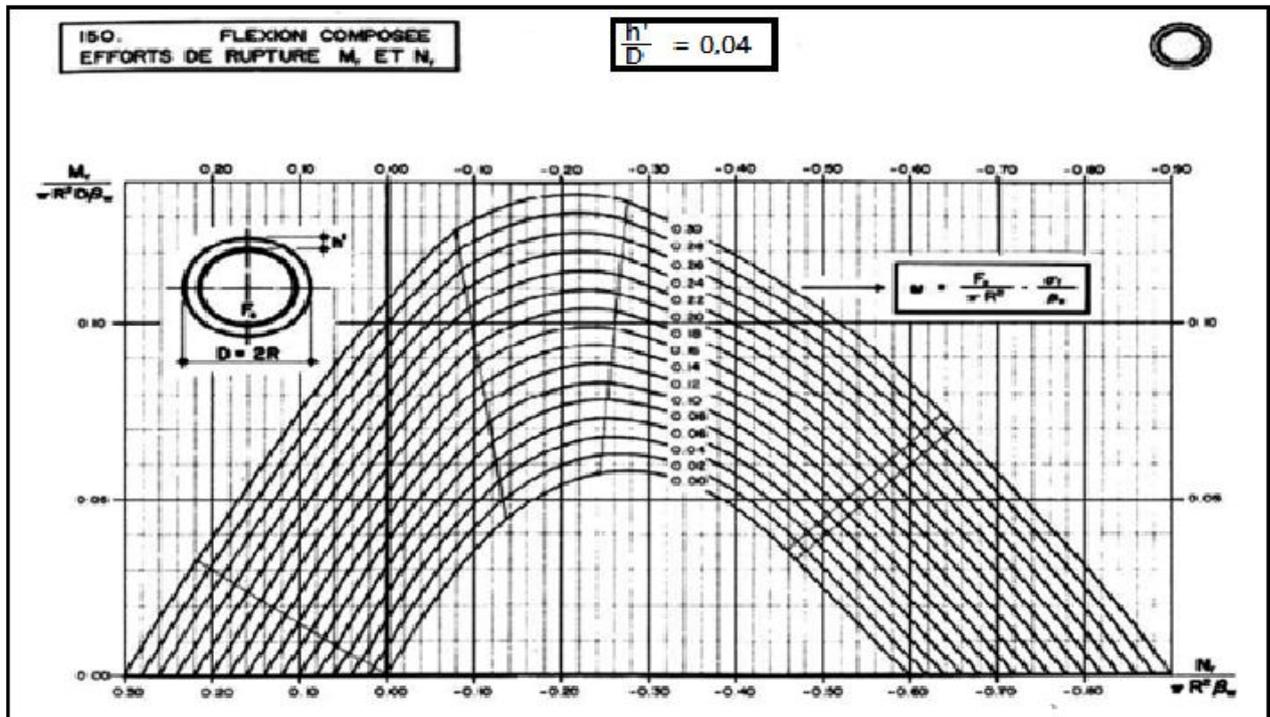


Fig. XII.4 : Abaque de Walther.

$$ELU \begin{cases} M_u = 2852.59 \text{ t.m} \\ N_u = 5019.03 \text{ t} \end{cases}$$

$$\frac{t_y}{H} = \frac{1}{5} = 0.2$$

$$\frac{t_x}{b} = \frac{1}{6} = 0.17$$

Soit :

$$n = \frac{N}{b \times H \times f_{c28}} = \frac{50.1903}{6 \times 5 \times 27} = 0.062$$

$$m_x = \frac{M_x}{b \times H^2 \times f_{c28}} = \frac{28.5259}{6 \times 5^2 \times 27} = 0.007$$

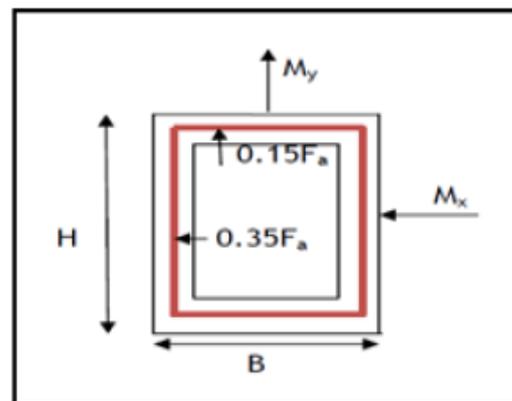


Fig. XII.5 : Pourcentage des armatures

Avec :

n : effort intérieur relatif sans dimension.

b : longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 6m

H : longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 5 m

$f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$: résistance du béton sur cube à 28 jours.

$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = 0$$

$$\omega : \text{Degré mécanique d'armature totale} = \frac{F_a \times f_e}{b \times H \times f_{c28}}$$

On a d'après l'abaque : $\omega = 0.08$

Donc :

$$F_a = 1620 \text{ cm}^2 ; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$0,15 F_a = 243 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{50HA25}$$

$$\text{Longueur disponible : } s = b - t_x = 6 - 1 = 500 \text{ cm}$$

$$2 \text{ couches d'armature: } 2s = 10 \text{ m}$$

$$0,35 F_a = 567 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{71HA32}$$

$$\text{Longueur disponible : } s = H - t_y = 5 - 1 = 400 \text{ cm}$$

$$2 \text{ couches d'armature: } 2s = 8 \text{ m}$$

Condition de non fragilité : selon le règlement BAEL on a :

$$A_{s \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 419.18 \text{ cm}^2$$

- $f_{tj} = 2.7 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $b = 6 \text{ m}$
- $d = 0,9 h = 0.9 \times 5 \text{ m} = 4.5 \text{ m}$.

$A_{s \min} \geq 419.18 \text{ cm}^2$ Soit : **53HA32** → La condition de non fragilité est vérifiée.

V.2.2. Armatures transversales :

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée avec le RPOA par :

Espacement des armatures d'effort tranchant :

En zones critiques uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes : $S_t = \text{Min} [24\Phi_t ; 8\Phi_l ; 0.25d]$

Avec :

d : hauteur utile.

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$$S_t = \text{Min} [24 \times 1.6 ; 8 \times 2.5 ; (0.25 \times 0.9 \times 500)] = \text{Min} [38.4 ; 20 ; 112.5] = 20 \text{ cm}.$$

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 F_a , doit satisfaire la relation suivante :

$$A_t \geq \frac{F_a \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t (\text{mm})}{100}$$

Avec :

S_t : représente l'espacement des armatures transversales en mm.

F_a : est la section totale des armatures longitudinales.

f_{el}, f_{et} : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$A_t \geq \frac{1620 \times 400}{16 \times 400} \times \frac{200}{100} = 202.50 \text{ cm}^2 ; \quad \text{Soit : 26HA32}$$

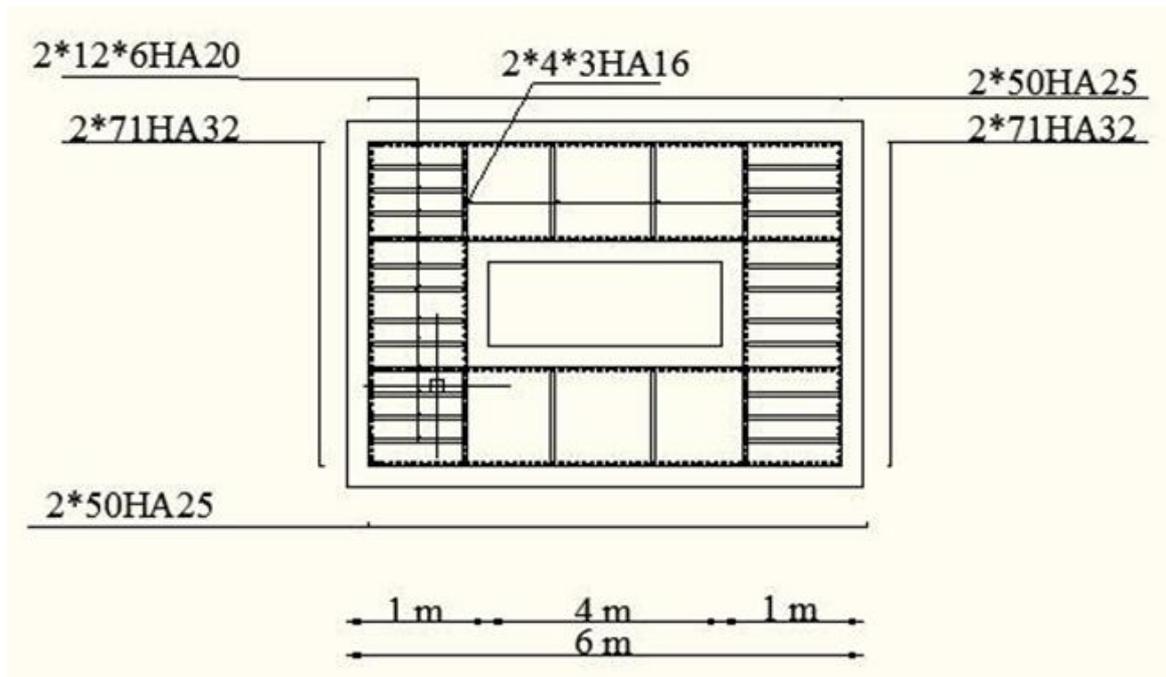


Fig. XII.6 : Ferrailage du fut de la pile.

V.3. Etude et ferrailage de la semelle sous pile:

V.3.1. Introduction :

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

La semelle est sollicitée par un effort normal N et un moment M appliqués au C.D.G de la semelle.

- Longueur : $L = 17.70 \text{ m}$
- Largeur : $B = 10.08 \text{ m}$
- Epaisseur : $E = 2.70 \text{ m}$
- Poids propre de la semelle : $17.70 \times 10.08 \times 2.70 \times 2,50 = 1204.31 \text{ t}$

V.3.2. Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

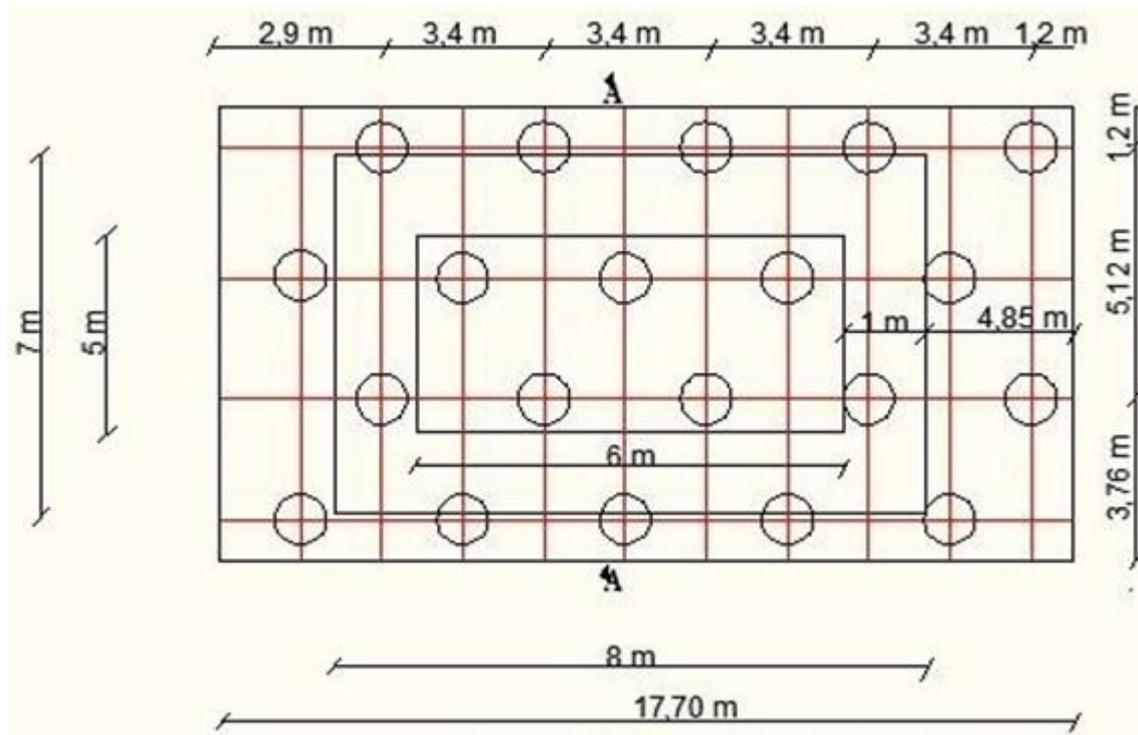


Fig. XII.7 : Vue en plan de la semelle.

Condition normale :

ELU :

$$N = N_{ELU} + \text{pois propre de la semelle} = 5019.03 + 1204.31 = 6223.34 \text{ t}$$

$n = 20$ (nombre de pieux)

$$N_{max} = \frac{6223.34}{20} + \frac{2852.59 \times 3.84}{10 \times 1.28^2 + 10 \times 3.84^2} = 378.02 \text{ t}$$

$$N_{min} = \frac{6223.34}{20} - \frac{2852.59 \times 3.84}{10 \times 1.28^2 + 10 \times 3.84^2} = 244.31 \text{ t}$$

ELS :

$$N_{max} = \frac{4922.11}{20} + \frac{1901.73 \times 3.84}{10 \times 1.28^2 + 10 \times 3.84^2} = 290.68 \text{ t}$$

$$N_{min} = \frac{4922.11}{20} - \frac{1901.73 \times 3.84}{10 \times 1.28^2 + 10 \times 3.84^2} = 201.53 \text{ t}$$

Condition sismique :

$$N_{max} = \frac{4922.11}{20} + \frac{23275.91 \times 3.84}{10 \times 1.28^2 + 10 \times 3.84^2} = 791.63 \text{ t}$$

$$N_{min} = \frac{4922.11}{20} - \frac{23275.91 \times 3.84}{10 \times 1.28^2 + 10 \times 3.84^2} = 299.42 \text{ t}$$

Tableau. XII.2 : Tableau récapitulatif des Efforts revenant à chaque pieu.

Conditions	Etat	R _{max} (t)	R _{min} (t)
Normal	ELU	378.02	244.31
	ELS	290.68	201.53
Sismique	ELA	791.63	299.42

V.3.3. Le ferrailage de la semelle :

a). D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles qui est égale :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_s} \left[\frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right]$$

Avec :

$$l = 340 \text{ cm}, b = 600 \text{ cm}, h = 270 \text{ cm}, \bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e = 266.67 \text{ MPa}$$

D'où : les résultats sont donnés dans le tableau ci dessous :

Tableau. XII.3 : Valeurs d'A_s.

Conditions	Etat	R _{max} (t)	A _s (cm ²)
Normal	ELU	378.02	105.00
	ELS	290.68	80.74
Sismique	ELA	791.63	219.89

A_s = 219.89 cm²; Soit **28HA32**.

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une bande de :

$$b_0 = \Phi + h = 1,2 + 2,7 = 3,9 \text{ m}$$

D'après « SETRA » : A_s / 3,9 = 56.38 cm². Soit **12HA25** (58.90 cm²).

$$L'espacement \text{ étant : } S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} = 0.154 \text{ m}$$

Où :

n : Nombre de barre = 12 barres.

d : Enrobage = 0.05 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1.2 m.

On prend: S_t = 15 cm.

b). Armatures de répartition :

Entre les deux pieux de la même file, on dispose des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s \times b_0'}{3} = \frac{56.38 \times 0.9}{3} = 16.91 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } \mathbf{4HA25}, S_t = 11 \text{ cm.}$$

Avec : b₀' = 0.9m (SETRA)

c). Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$A_{li} = \frac{A_s}{3} = \frac{56.38}{3} = 18.79 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit: } \mathbf{3HA32} \text{ (24.12 cm}^2\text{)}.$$

D'où : la section totale longitudinale $A_l = 10.08 \times 18.79 = 189.40 \text{ cm}^2$.

Soit : **24Ha32** (193.02 cm²).

d). Armatures de la nappe supérieure (forfaitaires) :

- **Transversalement :**

$$A_{ts} \geq \frac{A_s}{7} = \frac{56.38}{7} = 8.05 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit : } \mathbf{5HA16} \text{ (10.05 cm}^2\text{)}.$$

- **Longitudinalement :**

$$A_{ls} \geq \frac{A_l}{10} = \frac{189.40}{10} = 18.94 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit : } \mathbf{10HA16} \text{ (20.10 cm}^2\text{)}.$$

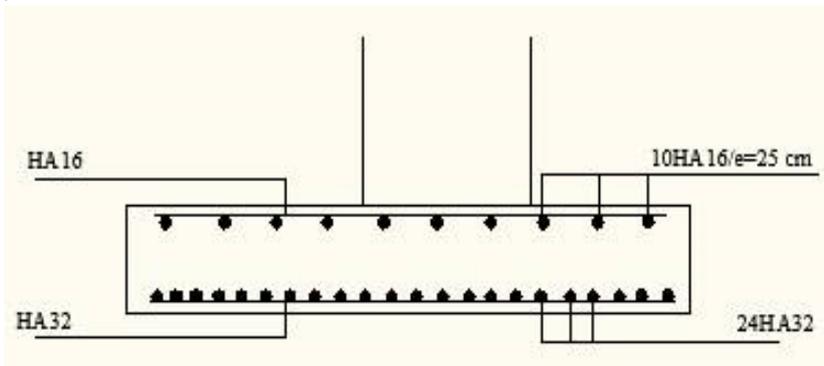


Fig. XII.8 : Ferrailage de la semelle.

V.4. Les pieux:

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

V.4.1. Vérification des distances entre axes :

Pour des raisons d'effet de groupe et d'exécution. La distance de nu à nu entre deux pieux doit vérifier : $L \geq 0,75 (2d)$ avec $d = \text{diamètre de pieu} = 1,2 \text{ m}$. $L : \text{l'entraxe} = 3,4 \text{ m}$.

$L = 3.4 \text{ m} \rightarrow 3.4 \geq 1.8 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

V.4.2. Groupes de pieux :

Dans la pratique les pieux sont toujours forés par groupe, et se voisinage diminue leur force portante.

$$C_e = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi \times m \times n} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1)]$$

C_e : coefficient d'efficacité

m : le nombre de rangées

n : le nombre de pieux dans chaque rangée

L : l'entraxe des pieux

B : est le diamètre de pieu

m=4 ; B=1,2m ; L=3.4 ; n=5 ;

C_e = 0.73 = 73 % > 30 % donc : l'effet de groupe est très important.

V.4.3. La capacité portante des pieux :

R = 791.63 t pour le pieu le plus sollicité.

On a comme donné la capacité portante des pieux égale à : 821 t.

D'où : R = 791.63 t < 821 t → Vérifier.

V.4.4. Calcul des efforts le long des pieux :

Méthode de calcul:

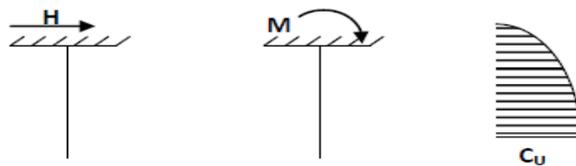
Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

C_u : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.



Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$

α : Longueur élastique du pieu.

$$\text{Calcul de } \lambda : \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

b = Φ_{pieu} = 120 cm.

C_u = 2700 t/m³ = 2.7 Kg/cm³.

E : module d'élasticité du béton.

E = 11000³√f_{cj} = 33000 MPa

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{27 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1017}} = 0.222 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$$\lambda \times L = 0.222 \times 14 = 3.11 \text{ m}$$

Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

$$T = 206.34 \text{ t}$$

$$\bar{P} = \frac{T}{n} = \frac{206.34}{20} = 10.32 \text{ t/pieu}$$

Condition sismique :

L'effort horizontal dû au séisme

$$T = 951.98 \text{ t}$$

$$\bar{P} = \frac{T}{n} = \frac{951.98}{20} = 47.60 \text{ t/pieu}$$

Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta_0 = (\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P})$$

Détermination des coefficients $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$ tout le long du pieu :

Pour les pieux encastés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P})$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement,

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL .

T : Effort tranchant en tête de pieu.

$$M(Z) = EI\theta = (\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.16, \chi_{\theta M} = 1.48$$

$$\lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26, \chi_{\theta M} = 1.54$$

$$\text{Donc : } \lambda L = 0.222 \times 14 = 3.11 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.17, \chi_{\theta M} = 1.49$$

Condition normale :

$$\bar{P} = 10.32 \text{ t/pieux} \Rightarrow \bar{M} = 36.50 \text{ t.m}$$

Condition sismique :

$$\bar{P} = 47.60 \text{ t/pieux} \Rightarrow \bar{M} = 168.37 \text{ t.m}$$

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = 168.37 \text{ t.m}$

V.4.5. Ferrailage des pieux :

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 :

Données d'entrée de l'abaque :

$$N_{\min} = 201.53 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 168.37 \text{ t.m}$$

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.

$$\frac{Mr}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{168.37}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.046$$

$$\frac{Nr}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{201.53}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.055$$

Avec :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$$

R : rayon du pieu.

$$Mr = M_{\max} = 168.37 \text{ t.m.}$$

$$Nr = N_{\min} = 201.53 \text{ t.}$$

Alors : $\omega = 0,16$ (D'après l'abaque de Walther)

ω : Degré mécanique des armatures totales.

$$\text{On a de l'abaque } \omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{f_e}{f_{c28}}$$

F_a : la section des armatures.

$f_e = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{f_e}{f_{c28}} = 0.16$$

$$F_a = \frac{0.16 \times \pi R^2 \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0.16 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 27}{400} = 122.08 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend **25HA25**

L'espacement :

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{25} = 15.07 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Armatures transversales

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = 10.67 \text{ cm}$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

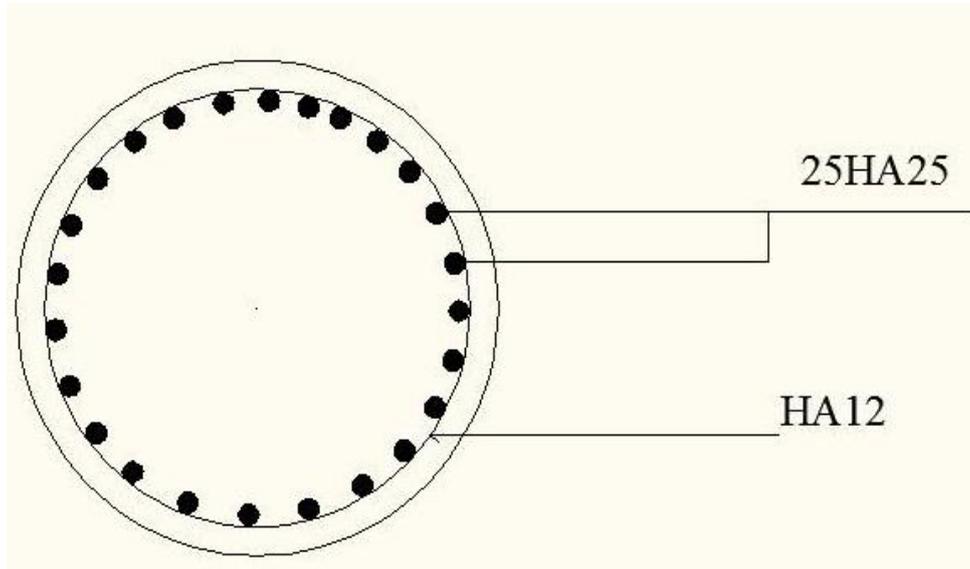


Fig. XII.9 : *Ferrailage des pieux.*

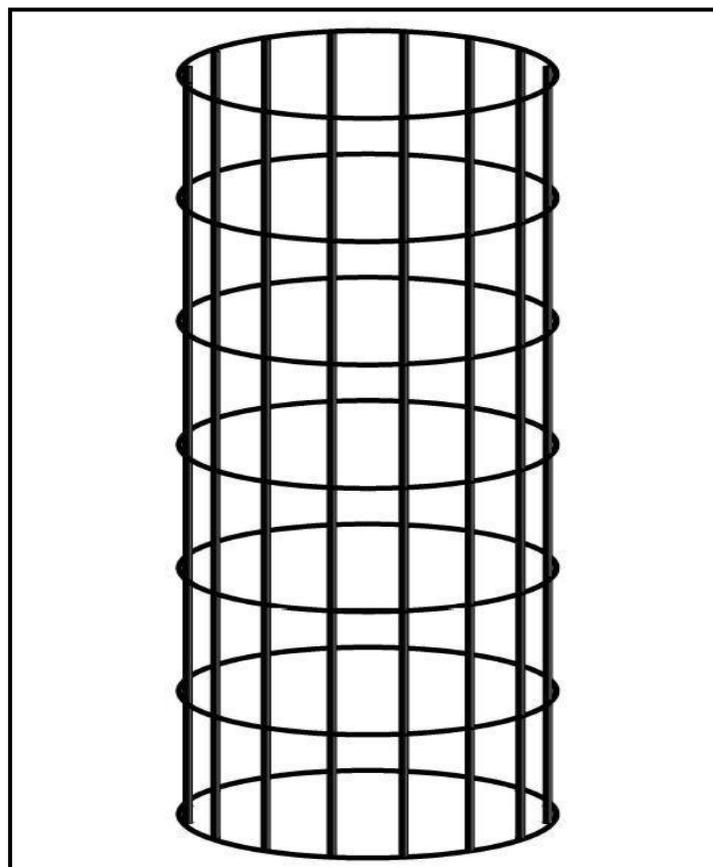


Fig. XII.10 : *Ferrailage des pieux (3D).*

Chapitre : XIII

Etude de la Culé

I. Introduction :

La culée assure à la fois les fonctions d'appui du tablier et du mur de soutènement. En tant qu'appui du tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

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.

II. Choix de la Morphologie :

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblaie).
- 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.

III. Implantation des culées :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$$H_{\text{culée}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation.}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionné dans le tableau suivant:

Tableau. XIII.1 : les cotes définissant la position des deux culées.

Désignation	Culée 1 (gauche)	Culée 2 (droite)
Côte projet (m)	10.8	13.43
Côte de la fondation (m)	2.7	2.7
Hauteur de la culée (m)	8.1	10.73
Hauteur de mur de front (m)	4.6	7.58

IV. Pré dimensionnement de la culée :

On se propose d'étudier une culée, la plus haute (culée droite vers Bejaia), avec les réactions max obtenus à l'ELS (toutes les dimensionnements se prévoient à l'ELS).

Le schéma suivant (Fig. XIII.1.) définit une vue globale d'une culée remblayée :

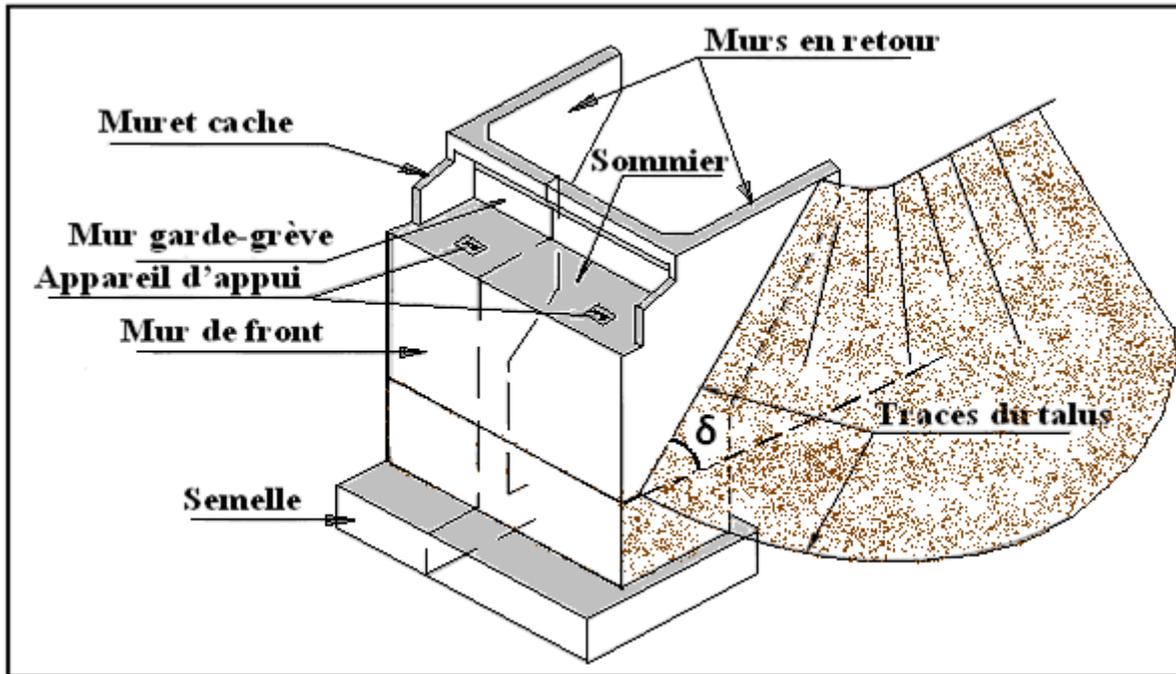


Fig. XIII.1 : Morphologie d'une culée remblayée.

IV.1. Mur garde grève :

La hauteur du mur garde grève H_{GG} :

H_{GG} = hauteur du dernier caisson + hauteur de l'appareil d'appui + hauteur de dé d'appui

Donc : $H_{GG} = 2.5 + 0.205 + 0.45$

Donc : $H_{GG} = 3.15\text{m}$

L'épaisseurs du mur E_{GG} :

$E_{GG} = \text{Max} [0.3 \text{ m}, (H_{GG} / 8)] = \text{Max} [0.3\text{m}, 0.4\text{m}]$

On prend : $E_{GG} = 0.40 \text{ m}$

La longueur L_{GG} :

$L_{GG} = \text{la largeur de tablier} - 2 \times (\text{épaisseurs de mur en retour})$

Donc : $L_{GG} = 9.08 \text{ m}$

IV.2. Le mur de front :

La hauteur de mur frontal H_{MF} : $H_{MF} = 7.58 \text{ m}$

L'épaisseur E_{MF} : on prend l'épaisseur $E_{MF} = 2 \text{ m}$

La longueur L_{MF} = la largeur de tablier, donc $L_{MF} = 10.08 \text{ m}$

IV.3. Les murs cachent :

La hauteur du mur est : $h_C = h_{MGG} - h_{\text{Corniche}}$ (à l'extrémité encastrée) $h_C = 2.9 \text{ m}$

L'épaisseur du mur est : $E_C = 0.30 \text{ m}$

La longueur du mur latéral est : $L_C = 1.60 \text{ m}$

IV.4. Les murs en retour :

L'épaisseur du mur en retour varie entre 30 et 50 cm. On prend : $E_{MR} = 0.5 \text{ m}$

La hauteur est de $H_{MR} = 10.73 \text{ m}$ celle de la culée

La longueur supérieure du mur en retour L_{MRS} varie entre 7 et 8 m. On prend : $L_{MRS} = 7 \text{ m}$

Longueur inférieure du mur en retour L_{MRI} . On prend $L_{MRI} = 4 \text{ m}$

Tg $\delta = 2/3$ pour les remblais courants (δ est l'angle d'inclinaison de mur en retour celle de remblais), donc on prend $\delta = 30^\circ$

IV.5. Dalle de transition :

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage). La longueur de la dalle de transition est obtenue comme suit :

$L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (3 \text{ m}, 0.6 H)] = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (3 \text{ m}, 6.44)] = 6 \text{ m}$

Généralement elle a une épaisseur de : $E_{DT} = 0.30 \text{ m}$

La dalle de transition suit une pente de $P_{DT} = 4.6 \%$

IV.6. La semelle :

On prend :

L'épaisseur de la semelle : $E_s = 2.7 \text{ m}$

La longueur de la semelle : $L_s = 10.90 \text{ m}$ (trois pieux de 1.2 m de diamètre)

La largeur de la semelle : $l_s = 8 \text{ m}$ (deux de 1.2 m de diamètre)

IV.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 : $L = \text{la largeur du pont} - 2 \times (\text{épaisseur de mur cache})$

Donc : $L = 9.48 \text{ m}$

La largeur du sommier : $l = 1.60 \text{ m}$

L'espace ménagé entre l'about du tablier et le mur garde grève, espace destiné à faciliter l'accès pour question de visite et d'entretien, on prend : $d = 0.30 \text{ m}$

IV.8. Les corbeaux :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une base de 1m, une petite base de 0.75 m et une hauteur de 0.25 m.

La largeur de corbeaux est :

$L = \text{longueur du mur garde grève} - 2 \times (\text{épaisseurs du mur en retour})$

Donc : $L = 8.08 \text{ m}$.

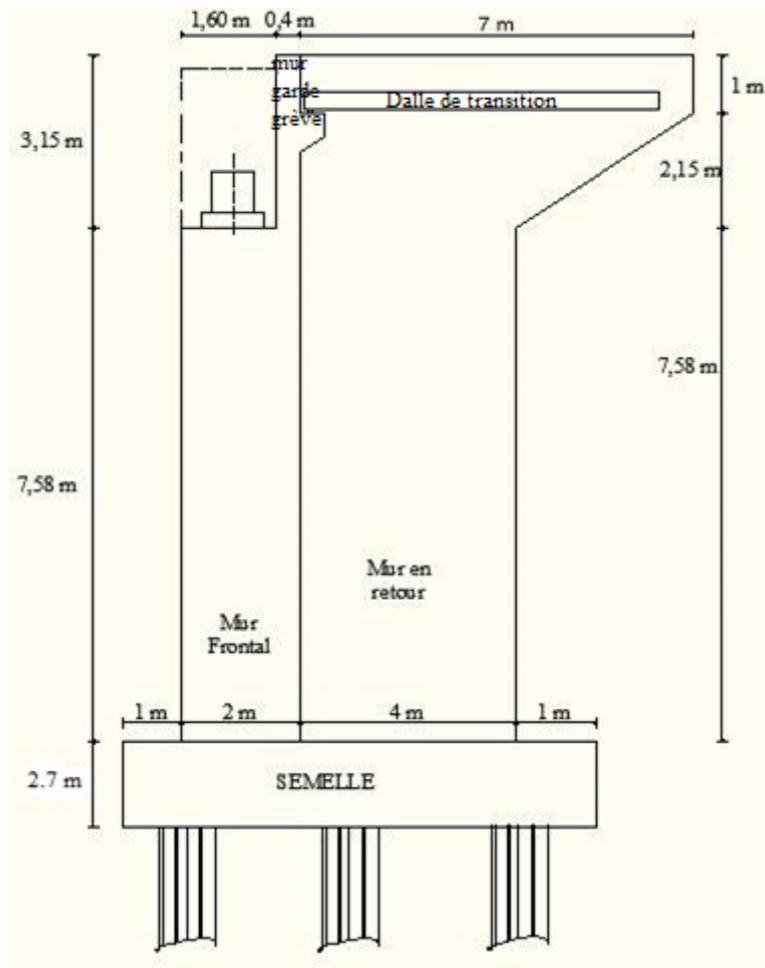


Fig. XIII.2 : Vue longitudinale de la culée.

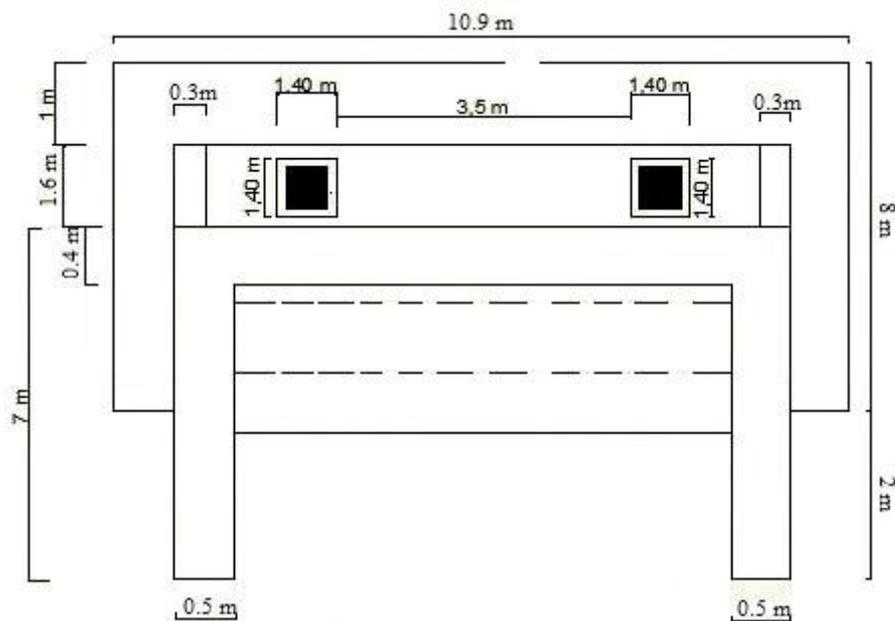


Fig. XIII.3 : Vue en plan de la culée

V. Calcul de la stabilité de 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.

V.1. Calcul du coefficient de poussée :

Dans les conditions normales :

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Dans les conditions sismiques :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ah} = \left(\frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \right) \times \frac{k \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

ϕ : Angle de frottement interne (pour le remblai $\phi=30^\circ$).

α : Angle de talus avec l'horizontal $\alpha=0^\circ$.

β : Inclinaison de la culée $\beta=0^\circ$.

δ : Angle de frottement remblai – culée (sol – béton) $\delta=0^\circ$.

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale :

$$\theta = \text{Arc tg} \left(\frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V} \right)$$

K : coefficient caractérisant le séisme :

$$K^2 = \varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2$$

$\varepsilon_H=0,1$: accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\varepsilon_V=0,07$: accélération du séisme dans le sens vertical.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'effort sismique horizontale : } F_H = \varepsilon_H \times P \\ \text{L'effort sismique vertical : } F_V = (1 \pm \varepsilon_V) \times P \end{array} \right.$$

En conditions sismiques on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_H = 0.1 \text{ et } \varepsilon_V = 0.07 \\ \varepsilon_H = 0.1 \text{ et } \varepsilon_V = 0.00 \\ \varepsilon_H = 0.1 \text{ et } \varepsilon_V = -0.07 \end{array} \right.$$

Pour les conditions normales :

$$\varepsilon_H = \varepsilon_V = 0.00 \quad K = 1 \quad \theta = 0^\circ \quad K_{ah} = 0.333$$

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme :

Tableau. XIII.2 : Récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.

Action du séisme	Notation	ϵ_H	ϵ_V	K	θ°	K_{ah}
Condition normale (pas de séisme)	Cas N°1	0.00	0.00	1.00	0.00	0.333
Vertical + Horizontal	Cas N°2	0.10	0.07	1.075	5.34	0.420
Horizontal	Cas N°3	0.10	0.00	1.005	5.71	0.395
Vertical + Horizontal	Cas N°4	0.10	-0.07	0.935	6.14	0.374

V.2. Poussée des surcharges de remblai :

L'intensité $q = 1t/m^2$, qu'on majore par 20 % :

$$P = q \times S$$

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 :

$\gamma = 1,8 t/m^3$, 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

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau. XIII.3 : *Tableau récapitulatif des poussées agissant sur la culée.*

Sollicitation Désignation	Calcul des P	Efforts horizontaux $\varepsilon_H \times P$	Efforts verticaux $(1 \pm \varepsilon_V) \times P$	Bras de levier « H »	Bras de levier « V »	Moment de renversement $M_R = F_H \times V$	Moment stabilisateur $M_S = F_V \times H$
Mur de garde grève	$0,40 \times 3,15 \times 9,08 \times 2,5$	0	28.6	2.80	11.85	0.00	80.08
	28.60	2.86	30.6	2.80	11.85	33.89	85.68
	28.60	2.86	28.6	2.80	11.85	33.89	80.08
	28.60	2.86	26.60	2.80	11.85	33.89	74.48
Corbeau	$(0.19+0.03) \times 8.08 \times 2.5$	0	4.44	3.019	11.99	0	13.40
	4.44	0.44	4.75	3.019	11.99	5.28	14.34
	4.44	0.44	4.44	3.019	11.99	5.28	13.40
	4.44	0.44	4.13	3.019	11.99	5.28	12.47
Mur frontal	$2 \times 7,58 \times 10,08 \times 2,5$	0	382,03	2.00	6.49	0	764.06
	382,03	38,20	408.77	2.00	6.49	247.92	817.54
	382,03	38,20	382.03	2.00	6.49	247.92	764.06
	382,03	38,20	355,29	2.00	6.49	247.92	710.58

Mur cache	$(0.3 \times 2.9 \times 1.6 \times 2.5) \times 2$	0	6.96	1.80	11.73	0	12.53
	6,96	0,696	7.45	1.80	11.73	8.16	13.41
	6,96	0,696	6.96	1.80	11.73	8.16	12.53
	6,96	0,696	6.47	1.80	11.73	8.16	11.65
Mur en retour	$(0.5 \times 10.73 \times 4 \times 2.5) \times 2$	0	107.30	5.394	6.60	0	578.78
	107.30	10.73	114.81	5.394	6.60	70.82	619.29
	107.30	10.73	107.30	5.394	6.60	70.82	578.78
	107.30	10.73	99.79	5.394	6.60	70.82	538.26
Semelle	$2.7 \times 10.9 \times 8 \times 2.5$	0	588.6	4	1.35	0	2354.4
	588.6	58.86	629.8	4	1.35	79.46	2519.2
	588.6	58.86	588.6	4	1.35	79.46	2354.4
	588.6	58.86	547.4	4	1.35	79.46	2189.6
Dalle de transition	$0.3 \times 6 \times 8.08 \times 2.5$	0	36.36	6	12.58	0	218.16
	36.36	3.636	38.91	6	12.58	45.74	233.43
	36.36	3.636	36.36	6	12.58	45.74	218.16
	36.36	3.636	33.82	6	12.58	45.74	202.89
Poids des terres	$0.7 \times 6 \times 8.08 \times 1.8$	0	61.08	6	13.08	0	366.48

sur D-T	61.08	6.108	65.36	6	13.08	79.89	392.14	
	61.08	6.108	61.08	6	13.08	79.89	366.48	
	61.08	6.108	56.804	6	13.08	79.89	340.82	
Poids des terres sur la semelle	$4 \times 8.08 \times 10.73 \times 1,8$	0	624.23	5.394	8.07	0	3367.10	
	624.23	62.42	667.93	5.394	8.07	503.73	3602.79	
	624.23	62.42	624.23	5.394	8.07	503.73	3367.10	
	624.23	62.42	580.53	5.394	8.07	503.73	3131.40	
Poids des surcharges	$7 \times 8.08 \times 1,2$	0	67.87	6	13.43	0	407.22	
	67.87	6.787	72.62	6	13.43	91.15	435.73	
	67.87	6.787	67.87	6	13.43	91.15	407.22	
	67.87	6.787	63.119	6	13.43	91.15	378.71	
Poussé des terres	Mur GG + Mur frontal	$0,5 \times (10.73)^2 \times 8.08 \times 1,8 \times 0,333$	278.80	/	/	6.28	1750.86	/
		$0,5 \times (10.73)^2 \times 8.08 \times 1,8 \times 0,420$	351.64	/	/	6.28	2208.30	/
		$0,5 \times (10.73)^2 \times 8.08 \times 1,8 \times 0,395$	330.71	/	/	6.28	2076.86	/
		$0,5 \times (10.73)^2 \times 8.08 \times 1,8 \times 0,374$	313.13	/	/	6.28	1966.46	/
	Semelle	$0,5 \times (2.7)^2 \times 10.9 \times 1,8 \times 0,333$	23.81	/	/	0,9	21.43	/
		$0,5 \times (2.7)^2 \times 10.9 \times 1,8 \times 0,420$	30.04	/	/	0,9	27.04	/

		$0,5 \times (2.7)^2 \times 10.9 \times 1,8 \times 0,395$	28.25	/	/	0,9	25.43	/
		$0,5 \times (2.7)^2 \times 10.9 \times 1,8 \times 0,374$	26.75	/	/	0,9	24.08	/
Poussée des surcharges	Mur GG + Mur frontal	$1,2 \times 10.73 \times 8.08 \times 0,333$	34.65	/	/	8.07	279.63	/
		$1,2 \times 10.73 \times 8.08 \times 0,420$	43.70	/	/	8.07	352.66	/
		$1,2 \times 10.73 \times 8.08 \times 0,395$	41.10	/	/	8.07	331.68	/
		$1,2 \times 10.73 \times 8.08 \times 0,374$	38.91	/	/	8.07	314	/
	Semelle	$1,2 \times 2.7 \times 10.9 \times 0,333$	11.76	/	/	1.35	15.88	/
		$1,2 \times 2.7 \times 10.9 \times 0,420$	14.83	/	/	1.35	20.02	/
		$1,2 \times 2.7 \times 10.9 \times 0,395$	13.95	/	/	1.35	18.83	/
		$1,2 \times 2.7 \times 10.9 \times 0,374$	13.21	/	/	1.35	17.83	/
Totaux			349.02	1907.47			2067.80	8162.65
	1)		631.31	2041			3774.06	8733.55
	2)				/	/		
	3)		605.11	1907.47			3618.84	8162.65
	4)		583.10	1773.95			3488.41	7590.86

V.3. Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) :

Le tableau XIII.3 si dessus donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

Stabilité au renversement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Condition normale : } \frac{M_S}{M_R} \geq 1.50 \\ \text{Condition sismique : } \frac{M_S}{M_R} \geq 1.00 \end{array} \right.$$

Stabilité au glissement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Condition normale : } \frac{F_V}{F_H} \times tg\varphi \geq 1.50 \\ \text{Condition sismique : } \frac{F_V}{F_H} \times tg\varphi \geq 1.00 \end{array} \right.$$

Tableau. XIII.4 : résultats du calcul de la poussée à vide.

Cas	F_H (t)	F_V (t)	M_R (t.m)	M_S (t.m)	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{F_V}{F_H} \times tg\varphi$
1	349.02	1907.47	2067.80	8162.65	3.9475	3.1553
2	631.31	2041	3774.06	8733.55	2.3141	1.8666
3	605.11	1907.47	3618.84	8162.65	2.2556	1.8200
4	583.10	1773.95	3488.41	7590.86	2.1760	1.7565

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.

VI. Ferrailage de la culée :

VI.1. La dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

VI.1.1. Evaluation des efforts :

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

- Poids de la dalle de transition : $G_1 = 2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ t/m}^2$.
- Poids du remblai : $G_2 = 1,8 \times 0.7 = 1.26 \text{ t/m}^2$.
- Poids propre du revêtement : $G_3 = (2 \times 0.03) + (2.4 \times 0.08) = 0.252 \text{ t/m}^2$.
- Poids total: $G_T = G_1 + G_2 + G_3 = 2.262 \text{ t/m}^2$.
- Surcharges : $Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}^2$.

$$M = \frac{PL^2}{8}$$

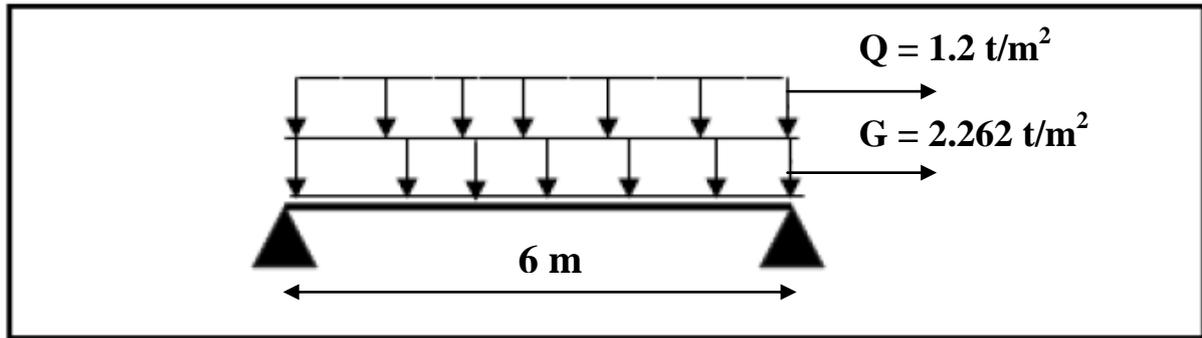


Fig. XIII.4 : Evaluation des efforts.

Combinaison des efforts :

A l'ELU: $M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q$
 $T_{ELU} = 1.35 T_G + 1.6 T_Q$

A l'ELS: $M_{ELS} = M_G + 1.2 M_Q$
 $T_{ELS} = T_G + 1.2 T_Q$

Tableau. XIII.5 : Résultats de calcul des efforts à l'ELU et à l'ELS.

	Charge (t/m ²)	M (t.m)/ml	T (t/ml)	M _{ELU} (t.m)/ml	T _{ELU} (t/ml)	M _{ELS} (t.m)/ml	T _{ELS} (t/ml)
Charges permanentes G	2.262	10.179	6.786	22.382	14.921	16.659	11.106
Surcharge Q	1.2	5.4	3.6				

VI.1.2. Ferrailage:

Le ferrailage se fait en flexion simple

On a comme données :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $e = 0,30 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$

La section des armatures est déterminée à l'aide du logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section de : $A_s = 00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, cette section est vérifiée à l'ELS. La vérification à l'ELS a donné une section de **26,28 cm²/ml** ; Soit **9HA20** pour $A_s = 28.27 \text{ cm}^2$.

Vérification des contraintes à l'ELS :

On fait la vérification à l'E.L.S avec les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

$M_{ELS} = \frac{PL^2}{8} = 16.659 \text{ t.m}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 27 = 16.2 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \inf\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) ; \text{ Avec : } f_{tj} = 2.22 \text{ MPa} , \eta = 1.6 \text{ (pour les armatures HA)}$$

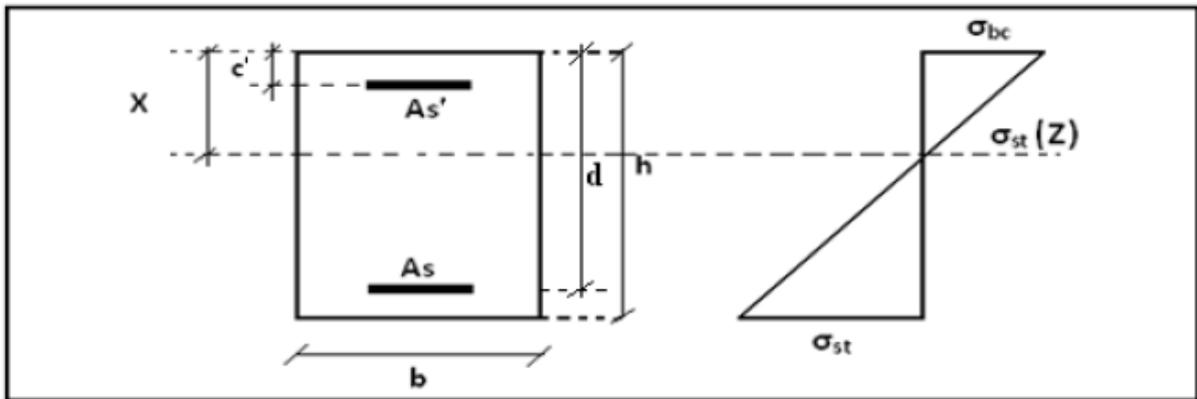
$$\bar{\sigma}_s = \inf(266.67 ; 207.31) = 207.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ELS}X}{I_1}$$

$$\text{Tel que : } \frac{b}{2}X^2 + nA'_s(X - c') - nA_s(h - X) = 0$$

Le coefficient d'équivalence : $n = 15$;

$$A_s = 26.28 \text{ cm}^2 ; A'_s = 0 ; d = h - c' = 0.3 - 0.05 = 0.25 \text{ m} ;$$



$$\text{Donc : } 50X^2 - 15 \times 26.28(30 - X) = 0 \rightarrow X = 11.69 \text{ cm} = 0.1169 \text{ m} \approx 0.12 \text{ m}$$

$$I_1 = \frac{bX^3}{3} + nA_s(d - X)^2 = \frac{100(12)^3}{3} + 15 \times 26.28(25 - 12)^2 = 1.24 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ELS}X}{I_1} = 1.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{ la condition est vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ELS}(h-X)}{I_1} = 36.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 207.31 \text{ MPa} \rightarrow \text{ la condition est vérifiée}$$

Condition de non fragilité :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_s \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e}$$

Avec : (A_s : section des armateurs tendus).

$$A_s = 28.27 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.25 \times 2.22}{400} = 3.19 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ condition vérifiée.}$$

D'après le B.A.E.L on prend **9HA 20** = 28.27 cm², avec un espacement de 15 cm.

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 9.42 \text{ cm}^2$$

Soit : **9HA12** pour $A'_s = 9.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour une disposition constructive, on prend **9HA12** (10.18 cm²).

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : c'est l'effort tranchant à l'ELU

Donc : $\tau_u = 0.3 \text{ MPa}$

$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa} ; 0.1f_{c28}] = 2.7 \text{ MPa}$; Pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

$\tau'_u > \tau_u \rightarrow \text{verifier}$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0.8f_e} = \frac{0.3 \times 100}{0.8 \times 400} = 0.094 \text{ cm}$$

$S_t \leq \min[0.9d ; 40 \text{ cm}] = 22.5 \text{ cm}$; Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_t \geq 25 \times 0.094 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4b}{f_e} = \frac{0.4 \times 100}{400} = 0.1 \text{ cm}$$

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$ et $A_t > 2 \text{ cm}^2$

Soit **2 cadres de HA10** /ml pour $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$.

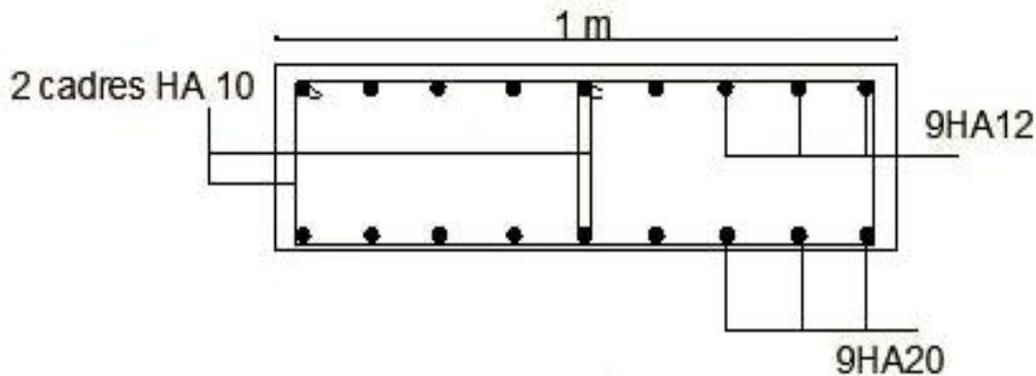


Fig. XIII.5 : Ferrailage de la dalle de transition.

VI.2. Le mure garde grève :**VI.2.1. Evaluation des efforts sur le mur garde grève :**

D'après le document SETRA PP73 appuis du tablier.

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.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion B_c .

a). Poussée des terres :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_t = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} P_t h = \frac{1}{6} K_a \gamma h^3$$

K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.333$$

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

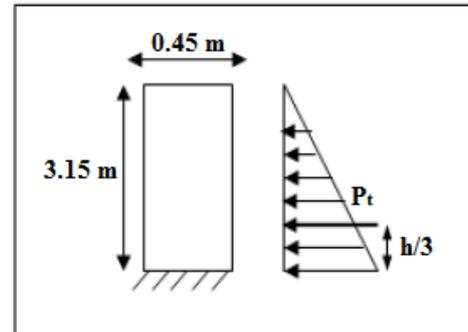
$h = 3.15 \text{ m}$: la hauteur du mur garde grève

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol.

D'où :

$$P_t = 2.97 \text{ t/ml}$$

$$M_t = 3.12 \text{ t.m/ml (Poussée des terres sur le mur)}$$

**b). Moment due à la force de freinage Bc:**

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec :

$$\mu \text{ est le coefficient de pondération : } \begin{cases} \mu = 1.6 & \text{à l'ELU} \\ \mu = 1.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

Nous considérons 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 (6 t) Compte tenu de l'écartement des deux roues (2 m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} \implies M_{fELU} = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} = \frac{2 \times 1.6 \times 6 \times 3.15}{0.25 + 2 \times 3.15} = 9.23 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{fELS} = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} = \frac{2 \times 1.2 \times 6 \times 3.15}{0.25 + 2 \times 3.15} = 6.93 \text{ t.m/ml}$$

c). Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camions accolées, placées de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière de mur garde grève.

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 :

$$\Phi = 12 / (0.75 \times 0.25) = 64 \text{ t/m}^2$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

Avec :

$$K = K_a \times b_c \times \delta \times \mu$$

$\delta = 1$ coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai)

$\mu =$ coefficient de pondération : $\mu = 1.2$ à l'E.L.S

$\mu = 1.6$ à l'E.L.U

$b_c = 1,10$ pour un pont de première classe avec deux voies chargées

$K_a = 0,333$

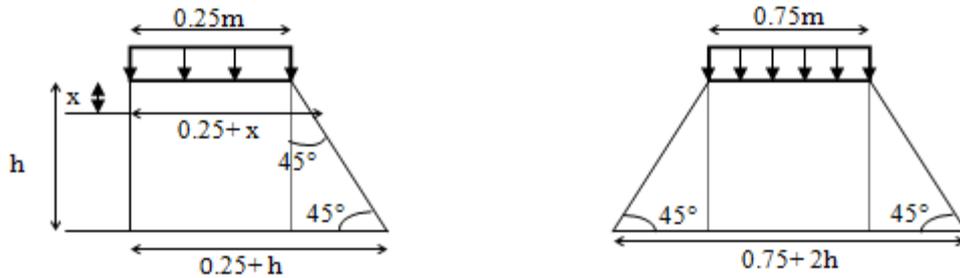


Fig. XIII.6 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Dans ce cas on a :

$$\int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx = [(h+0,25) \times \ln(0,25+x) - x]_0^h$$

$$\int_0^{3,15} \frac{h-x}{0,25+x} dx = 5.72$$

$$\text{Et : } K = 0,333 \times 1,10 \times 1 \times \mu \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 0.59 \quad \text{à l'ELU} \\ K = 0.44 \quad \text{à l'ELS} \end{array} \right.$$

Donc :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} \times 5.72 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_p = 5.74 \text{ t.m} \quad \text{à l'ELU} \\ M_p = 4.28 \text{ t.m} \quad \text{à l'ELS} \end{array} \right.$$

Combinaison d'action :

$$\text{A l'E.L.U} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q \\ M_{ELU} = 1.35 \times 3.12 + 1.6 \times (9.23 + 5.74) \\ M_{ELU} = 28.16 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$\text{A l'E.L.S} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{ELS} = M_G + 1.2 M_Q \\ M_{ELS} = 3.12 + 1.2 \times (6.93 + 4.28) \\ M_{ELS} = 16.57 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

VI.2.2. Ferrailage :**Verticalement :**

Ce ferrailage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle. Le mur garde grève est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et les fissurations sont considérées préjudiciables.

On a comme données :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; e = 0.50 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}.$$

La section des armatures est déterminée à l'aide du logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section : $A_s = 00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, cette section est vérifiée à l'ELS. La vérification à l'ELS a donnée une section de $18.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Donc on prend **7HA20** /ml, pour $A_s = 21.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Pour l'armature de construction on prend :

$$A_s' = \frac{A_s}{2} = \frac{21.99}{2} = 10.995 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; \text{ On prend } 8\text{HA14} (12.31 \text{ cm}^2)$$

Ferrailage horizontal :

D'après les documents (SETRA), on disposera **HA10** tous les 15 cm, les deux forces pour le croquis de ferrailage.

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{tj}}{f_e}$$

Avec : (A_s : section des armateurs tendus).

$$A_s = 21.99 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.25 \times 2.22}{400} = 3.19 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A_s' = \frac{A_s}{3} = \frac{21.99}{3} = 7.33 \text{ cm}^2 ; \quad \text{On prend } 7\text{HA12} \text{ soit } A_s' = 7.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

La figure suivante définit le ferrailage du mur de garde grève :

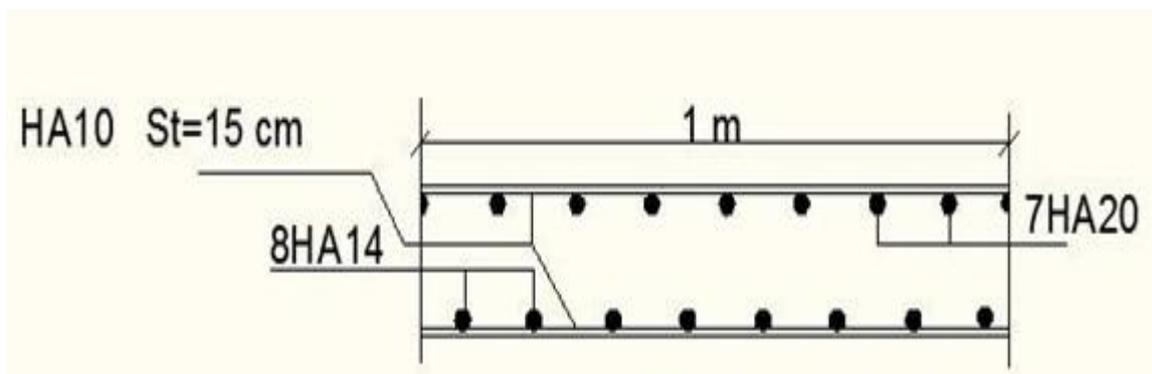


Fig. XIII.7 : Ferrailage du mur garde grève.

VI.3. Mur frontal :**VI.3.1. Evaluation des charges et surcharges :**

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

a). Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge D240.
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

b). Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

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 :

Tableau. XIII.6 : les moments et les efforts agissants sur le mur frontal.

Désignation	conditions	$P (t)$	$\varepsilon_H P$	$(1 + \varepsilon_v)P$	$H (m)$	$V (m)$	$M_R (t.m)$	$M_S (t.m)$
Poids propre du tablier	C N	651.22	0	651.22	0,7	9.48	0	455.85
	C S H+V ⁺		65.12	696.81	0,7	9.48	617.36	487.77
Mur garde grève	C N	28.60	0	28.60	0.80	9.16	0	22.88
	C S H+V ⁺		2.86	30.60	0.80	9.16	26.20	24.48
Corbeau	C N	4.44	0	4.44	1.2	9.29	0	5.33
	C S H+V ⁺		0,444	4.75	1.2	9.29	4.12	5.70
Mur de front	C N	382,03	0	382.03	0	3.79	0	0
	C S H+V ⁺		38.20	408.77	0	3.79	144.79	0
Poids de dalle de transition	C N	36.36	0	36.36	4	9.88	0	145.44
	C S H+V ⁺		3.64	38.90	4	9.88	35.92	155.62
Les deux murs en retour	C N	107.30	0	107.30	3.39	3.90	0	363.75
	C S H+V ⁺		10.73	114.81	3.39	3.90	41.85	389.21
Les deux murs cache	C N	6.96	0	6.96	0.2	9.03	0	1.39
	C S H+V ⁺		0.696	7.45	0.2	9.03	6.28	1.49
Poids des terres sur D-T	C N	61.08	0	61.08	4	10.38	0	244.32
	C S H+V ⁺		6.11	65.36	4	10.38	63.40	261.42
freinage du à Bc	C N	30	30	/	/	10.73	321.9	/
	C S H+V ⁺		0	/	/	10.73	0	/
Poussée des terres Mur GG + Mur frontal	C N	837.25	278.80	/	/	3.58	998.10	/
	C S H+V ⁺		351.64	/	/	3.58	1258.87	/
Poussée des sur charge Mur GG + Mur frontal	C N	104.04	34.64	/	/	5.36	185.67	/
	C S H+V ⁺		43.70	/	/	5.36	234.21	/
Total	C N	2249.28	343.44	1277.99	/	84.58	1505.67	1238.96
	C S H+V ⁺		523.13	1367.45	/	84.58	2433	1325.69

Récapitulatif des efforts :

Le calcul se fait par un mètre linéaire

Condition normale :

a). **Effort normal :** $N(t) = \sum(1 + \varepsilon_V)P = 1277.99 t$

Effort normal à l'ELS : $N_{ELS} = \frac{1277.99}{13} = 98,31 t$

Effort normal à l'ELU : $N_{ELU} = 1,35 \times N_{ELS} = 132.72 t$

b). **Moment:** $M = \sum M_S - \sum M_R = |-266.71| = 266.71 t.m$

Moment à l'ELS: $M_{ELS} = \frac{266.71}{13} = 20.52 t.m$

Moment à l'ELU: $M_{ELU} = 1,35 \times M_{ELS} = 27.70 t.m$

Condition sismique :

a). **Effort normal :** $N(t) = \sum P(t) = 2249.28 t$

Effort normal à l'ELS : $N_{ELS} = \frac{2249.28}{13} = 173.02 t$

Effort normal à l'ELU : $N_{ELU} = 1,35 \times N_{ELS} = 233.58 t$

b). **Moment:** $M = \sum M_S - \sum M_R = |-1107.31| = 1107.31 t.m$

Moment à l'ELS: $M_{ELS} = \frac{1107.31}{13} = 85.18 t.m$

Moment à l'ELU: $M_{ELU} = 1,35 \times M_{ELS} = 114.99 t.m$

Tableau. XIII.7 : les moments et les efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et sismique.

	à l'ELU		à l'ELS	
	Condition normale	Condition sismique	Condition normale	Condition sismique
M (t.m)	27.70	114.99	20.52	85.18
N (t)	132.72	233.58	98.31	173.02

VI.3.2. Ferrailage :**Verticalement :**

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b = 1 \text{ m} ; e = 2 \text{ m}.$

$A_s = 20 \text{ cm}^2/\text{ml}.$ Soit : **5HA25/ml** pour $A_s = 24.54 \text{ cm}^2/\text{ml}.$ (St = 15cm)

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e} = 0.23 \frac{1 \times 1.95 \times 2.22}{400} \times 10^6 = 2489.15 \text{ mm}^2 = 24.89 \text{ cm}^2$$

→ condition non vérifiée

(A_s : section des armateurs tendus)

On prend $A_s = 25.13 \text{ cm}^2$, soit ; **8HA20/ml**.

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 8.38 \text{ cm}^2$$

Pour une disposition constructive, on prend **8HA12** pour $A'_s = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Horizontalement :

$$A'_s = \frac{A_s}{2} = 12.57 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \quad \text{Soit : } \mathbf{7HA16/ml} \text{ pour } 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

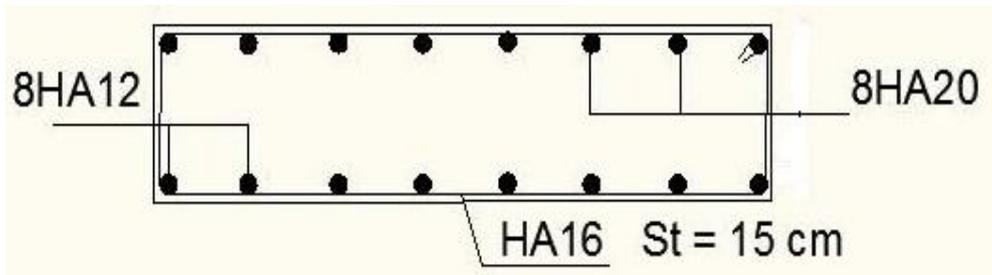


Fig. XIII.8 : Ferrailage du mur frontal.

VI.4. 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.

VI.4.1. Evaluation des efforts :

- Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = \frac{P \times L}{2} = \frac{0.3 \times 6 \times 2.5}{2} = 2.25 \text{ t}$
- Réaction des poids des terres : $R_2 = \frac{P \times L}{2} = \frac{0.7 \times 6 \times 1.8}{2} = 3.78 \text{ t}$
- Réaction due au revêtement : $R_3 = \frac{[(0.08 \times 2.4) + (0.03 \times 2)] \times 6}{2} = 0.76 \text{ t}$
- Poids propre du corbeau : $R_4 = 0.22 \times 2.5 \times 1 = 0.55 \text{ t}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = \frac{q \times L}{2} = \frac{7 \times 1.2}{2} = 4.2 \text{ t}$

Combinaison d'action :

Réactions :

$$R_{ELU} = 1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5) = 22.30 \text{ t}$$

$$R_{ELS} = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5) = 16.58 \text{ t}$$

Moments :

$$M_{ELU} = [1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5)] \times 0.14 = 3.12 \text{ t.m}$$

$$M_{ELS} = [1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5)] \times 0.14 = 2.32 \text{ t.m}$$

Tableau. XIII.8 : *Tableau résumant les efforts agissants sur Corbeau.*

	à l'ELU	à l'ELS
R (t)	22.30	16.58
M (t.m)	3.12	2.32

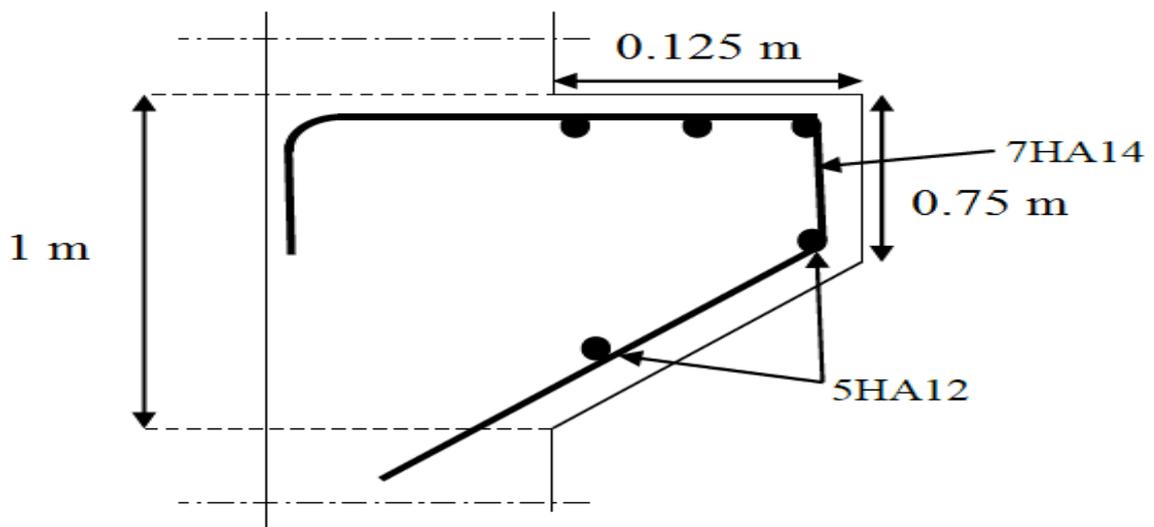
VI.4.2. Ferrailage :**Verticalement :**

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec :

La section des armatures est déterminée à l'aide du logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section : $A_s = 10.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$, cette section est vérifiée à l'ELS. La vérification à l'ELS a donné une section de $10.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc : Soit : **7HA14/ml** pour $A_s = 10.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : $A'_s = \frac{A_s}{2} = 5.15 \text{ cm}^2$; Soit **5HA12** (5.65 cm^2)

**Fig. XIII.9 :** *Ferrailage de Corbeau.*

VI.5. 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.

VI.5.1. Evaluation des efforts :**Efforts horizontaux :**

$$\text{Poussée des terres : } P_t = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma h^2 = 17.22 t$$

$$\text{Poussée des surcharges de remblais : } P_{sr} = 3.03 t$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } P_{sc} = 2 t$$

Détermination des moments :

$$\text{Poussée des terres : } M_t = 43.51 t.m$$

$$\text{Poussée des surcharges de remblais : } M_{sr} = 10.85 t.m$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } M_{sc} = 15.16 t.m$$

Les combinaisons :

$$E.L.U : M_u = 1,35M_t + 1,6(M_{sr} + M_{sc}) = 100.35 t.m$$

$$E.L.S : M_{ser} = M_t + 1,2(M_{sr} + M_{sc}) = 74.72 t.m$$

Efforts verticaux :

$$\text{Poids propre du mur : } P_G = 37.9 t$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée (4t) : } P_{sc} = 4 t$$

$$\text{Poids de la superstructure : } P_{su} = 0,20 t$$

Détermination des moments :

$$\text{Poids propre du mur : } M_G = 37.9 \times 3.9 = 147.81 t.m$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée (4t) : } M_{sc} = 4 \times 3.9 = 15.6 t.m$$

$$\text{Poids de la superstructure : } M_{su} = 1.52 t.m$$

Les combinaisons :

$$E.L.U : M_{ELU} = 1,35M_G + 1,6(M_{sc} + M_{su}) = 226.94 t.m$$

$$E.L.S : M_{ELS} = M_G + 1,2(M_{sc} + M_{su}) = 168.35 t.m$$

VI.5.2. Ferrailage :

Le mur en retour est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et la fissuration est jugée préjudiciable. Ce ferrailage se fait pour une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle.

Verticalement :

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b = 1 \text{ m} ; e = 2 \text{ m.}$$

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec :

La section des armatures est déterminée à l'aide du logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section : $A_s = 00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, cette section est vérifiée à l'ELS. La vérification à l'ELS a donnée une section de $14.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Soit : **8HA16/ml** pour $A_s = 16.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. ($St = 15 \text{ cm}$)

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e} = 0.23 \frac{1 \times 0.45 \times 2.22}{400} \times 10^6 = 574.43 \text{ mm}^2 = 5.74 \text{ cm}^2$$

→ *condition verifier*

(A_s : section des armateurs tendus)

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 4.98 \text{ cm}^2$$

Pour une disposition constructive, on prend **4HA14** pour $A'_s = 6.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Horizontalement :

$$A'_s = \frac{A_s}{2} = 37.87 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \quad \text{Soit : } \mathbf{8HA25/ml} \text{ pour } A'_s = 39.27 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

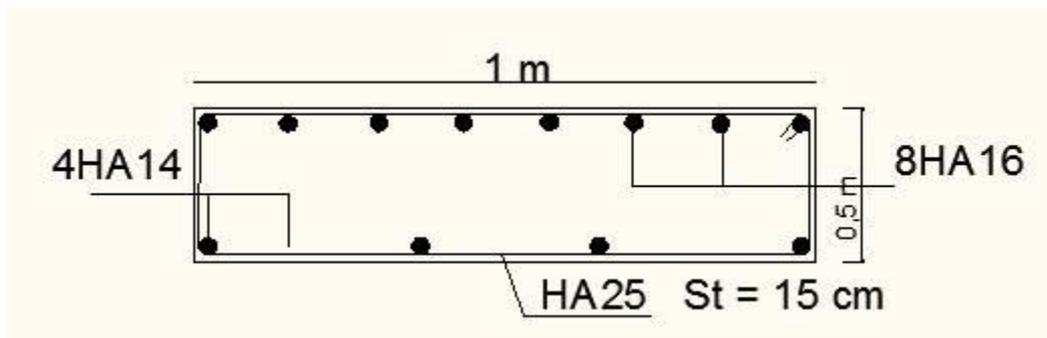


Fig. XIII.10 : Ferrailage du mure en retour.

VII. Etude et ferrailage de la semelle :

VII.1. Introduction :

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

La semelle est sollicitée par un effort normal N et un moment M appliqués au C.D.G de la semelle.

- Longueur : L = 10.90 m
- Largeur : B = 8 m
- Epaisseur : E = 2.70 m

VII.2. Sollicitations dans le pieu :

Ce tableau récapitulatif donne les moments et efforts globaux agissants sur la semelle de la culée.

Tableau XIII.9 : Les moments et les efforts agissants sur la semelle.

Cas	F _H (t)	F _V (t)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
1	349.02	1907.47	2067.80	8162.65
2	631.31	2041	3774.06	8733.55
3	605.11	1907.47	3618.84	8162.65
4	583.10	1773.95	3488.41	7590.86

La Condition normale:

$$N_{\max} = 1907.47 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 8162.65 - 1907.47 = 6255.18 \text{ t.m}$$

La Condition sismique:

$$N_{\max} = 2041 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 8733.55 - 3774.06 = 4959.49 \text{ t.m}$$

VII.2.1. Détermination du nombre des pieux :

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{2041}{336} = 6 \text{ pieux}$$

Donc on prend n = 6 pieux de diamètre Ø 1,2 m.

VII.2.2. Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Chaque fut ramène un moment et un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

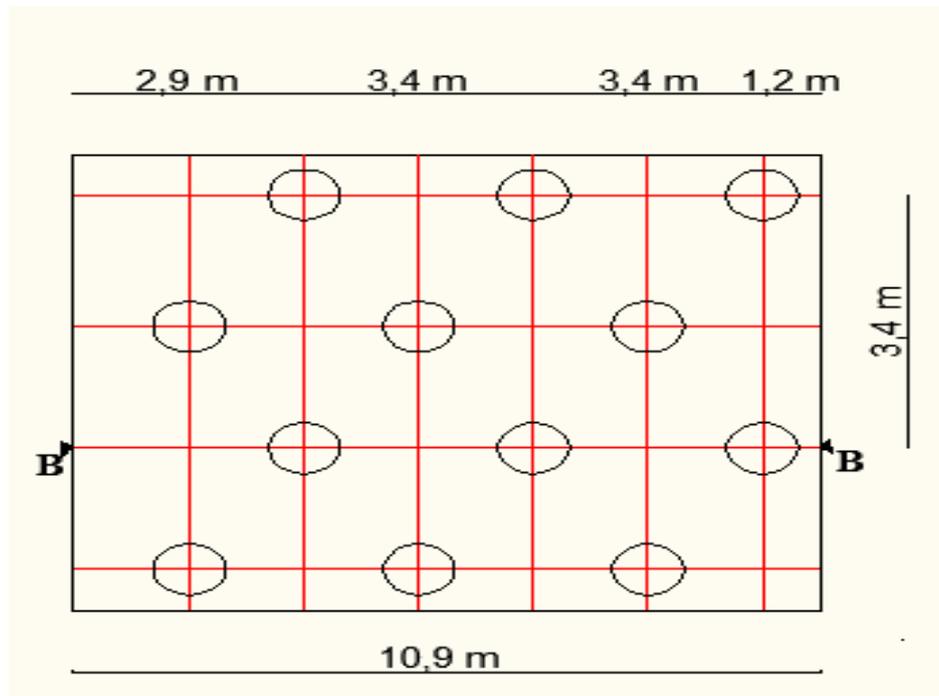


Fig. XIII.11 : *Vue en plan de la semelle.*

Condition normale :

$$N_{max} = \frac{1907.47}{6} + \frac{6255.18 \times 1.7}{3 \times 1.7^2 + 3 \times 3.4^2} = 563.21 t$$

$$N_{min} = \frac{1907.47}{20} - \frac{6255.18 \times 1.7}{10 \times 1.7^2} = 72.61 t$$

Condition sismique :

$$N_{max} = \frac{2041}{6} + \frac{4959.49 \times 1.7}{3 \times 7 + 3 \times 3.4^2} = 534.66 t$$

$$N_{min} = \frac{2041}{6} - \frac{4959.49 \times 1.7}{3 \times 1.7^2 + 3 \times 3.4^2} = 145.68 t$$

VII.3. Le ferrailage de la semelle :

a). D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles qui est égale :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_s} \left[\frac{l}{2} \frac{b}{4} \right] h$$

Avec :

$l = 340 \text{ cm},$

$b = 260 \text{ cm}, h = 270 \text{ cm},$

$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e = 266.67 \text{ MPa}$

D'où :

Les résultats sont donnés dans le tableau si dessous :

Tableau. XIII.10 : Valeurs d'A_s.

Conditions	R _{max} (t)	A _s (cm ²)
Normal	563.21	82.03
Sismique	534.66	77.87

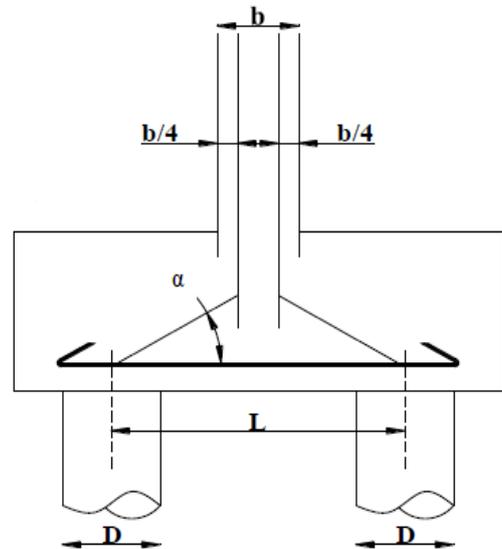


Fig. XIII.12 : La semelle.

On constate que la condition la plus défavorable est la condition sismique, alors la section adoptée est A_s= 82.03 cm², on prend **11HA32** (A_s= 88.36 cm²).

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une bande de :

$b_0 = \Phi + h = 1,2+2.7 = 3,9 \text{ m}$

D'après « SETRA » : A_s / 3,9 = 21.03 cm². Soit **7HA20** (21.99 cm²).

L'espacement étant : $S_t = \frac{\Phi+H-d}{n-1} = 0.275 \text{ m}$

Où :

n : Nombre de barre = 7 barres.

d : Enrobage = 0.05 cm.

Φ: Diamètre de pieu = 1.2 m.

On prend: S_t = 27.5 cm.

b). Armatures de répartition :

Entre les deux pieux de la même file, on dispose des armatures de répartition :

$A_r = \frac{A_s \times b_0'}{3} = \frac{82.03 \times 0.9}{3} = 24.61 \text{ cm}^2$; Soit : **8HA20** (25.13 cm²), S_t = 20 cm.

Avec : b₀' = 0.9m (SETRA)

c). Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$A_{li} = \frac{A_s}{3} = \frac{82.03}{3} = 27.34 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit : } \mathbf{9HA20} \text{ (28.27 cm}^2\text{)}.$$

D'où : la section totale longitudinale $A_l = 8 \times 27.34 = 218.72 \text{ cm}^2$.

Soit : **28HA32** (225.16 cm²).

d). Armatures de la nappe supérieure (forfaitaires) :

- **Transversalement :**

$$A_{ts} \geq \frac{A_s}{7} = \frac{82.03}{7} = 11.72 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit : } \mathbf{6HA16} \text{ (12.06 cm}^2\text{)}. S_t = 17 \text{ cm.}$$

- **Longitudinalement :**

$$A_{ls} \geq \frac{A_l}{10} = \frac{218.72}{10} = 21.87 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit : } \mathbf{7HA20} \text{ (21.99 cm}^2\text{)}.$$

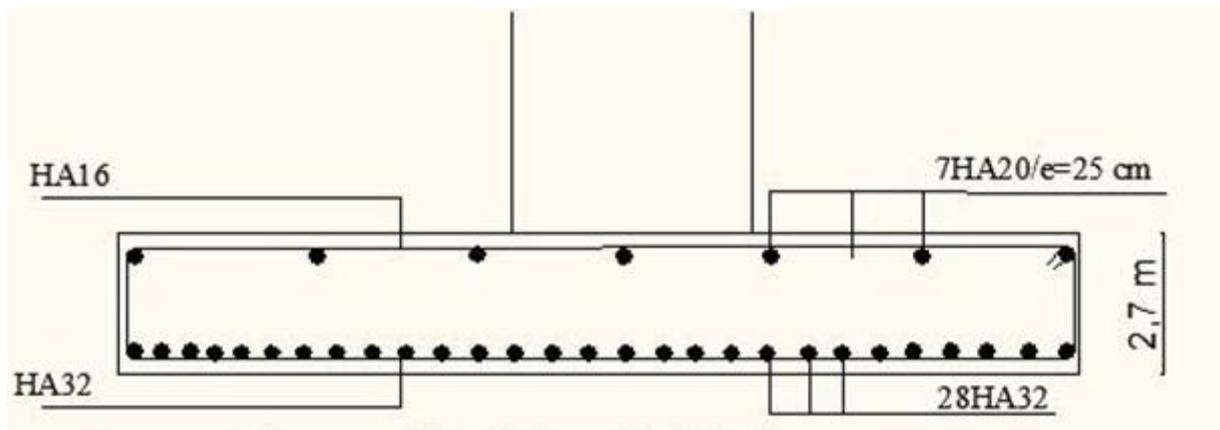


Fig. XIII.13 : Ferrailage de la semelle.

VIII. Etude et ferrailage des pieux :

VIII.1. Actions sur les pieux :

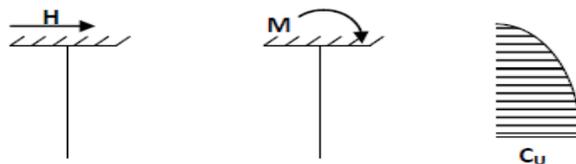
Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4^{eme} degré :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

C_u : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.



Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$

α : Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

Calcul de λ :
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4 EI}}$$

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$

$C_u = 2700 \text{ t/m}^3 = 2.7 \text{ Kg/cm}^3.$

E : module d'élasticité du béton.

$E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 33000 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4 EI}} = \sqrt[4]{\frac{27 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1017}} = 0.222 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$\lambda \times L = 0.222 \times 14 = 3.11 \text{ m}$

Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

Freinage = 30 t.

Poussées des terres et des surcharges : $H_p = 313.45 \text{ t.}$

$H = 30 + 313.45 = 343.45 \text{ t.}$

$$\bar{P} = \frac{H}{n} = \frac{343.45}{6} = 57.24 \text{ t/pieu}$$

Condition sismique :

L'effort horizontal dû au séisme : 57.31 t

Poussée des terres et surcharges $H_p = 395.34 \text{ t.}$

$H = 57.31 + 395.34 = 452.65 \text{ t.}$

D'où :

$$\bar{P} = \frac{H}{n} = \frac{452.65}{20} = 75.44 \text{ t/pieu}$$

Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta_0 = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}\right)$$

Détermination des coefficients $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$ tout le long du pieu :

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

λ : Coefficient d'amortissement,

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL .

T : Effort tranchant en tête de pieu.

$$M(Z) = EI\theta = \left(\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}\right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}\right) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\lambda L=3 \Rightarrow \chi_{\theta P}=1.16, \chi_{\theta M}=1.48$$

$$\lambda L=4 \Rightarrow \chi_{\theta P}=1.26, \chi_{\theta M}=1.54$$

$$\text{Donc : } \lambda L=0.222 \times 14=3.11 \Rightarrow \chi_{\theta P}=1.17, \chi_{\theta M}=1.49$$

Condition normale :

$$\bar{P} = 57.24 \text{ t/pieux} \Rightarrow \bar{M} = 202.46 \text{ t.m}$$

Condition sismique :

$$\bar{P} = 75.44 \text{ t/pieux} \Rightarrow \bar{M} = 266.84 \text{ t.m}$$

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = 266.84 \text{ t.m}$

VIII.2. Ferrailage des pieux :

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 :

Données d'entrée de l'abaque :

$$N_{\min} = 72.61 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 266.84 \text{ t.m}$$

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.

$$\frac{Mr}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{266.84}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.073$$

$$\frac{Nr}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{72.61}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.020$$

Avec :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$$

R : rayon du pieu.

$$M_r = M_{\max} = 266.84 \text{ t.m.}$$

$$N_r = N_{\min} = 72.61 \text{ t.}$$

Alors : $\omega = 0,22$ (D'après l'abaque de Walther)

ω : Degré mécanique des armatures totales.

$$\text{On a de l'abaque } \omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{f_e}{f_{c28}}$$

F_a : la section des armatures.

$f_e = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{f_e}{f_{c28}} = 0.22$$

$$F_a = \frac{0.22 \times \pi R^2 \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0.22 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 27}{400} = 167.86 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **21HA32**

L'espacement :

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{21} = 17.94 \text{ cm}$$

$$S_t = 18 \text{ cm}$$

Armatures transversales

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = 10.67 \text{ cm}$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

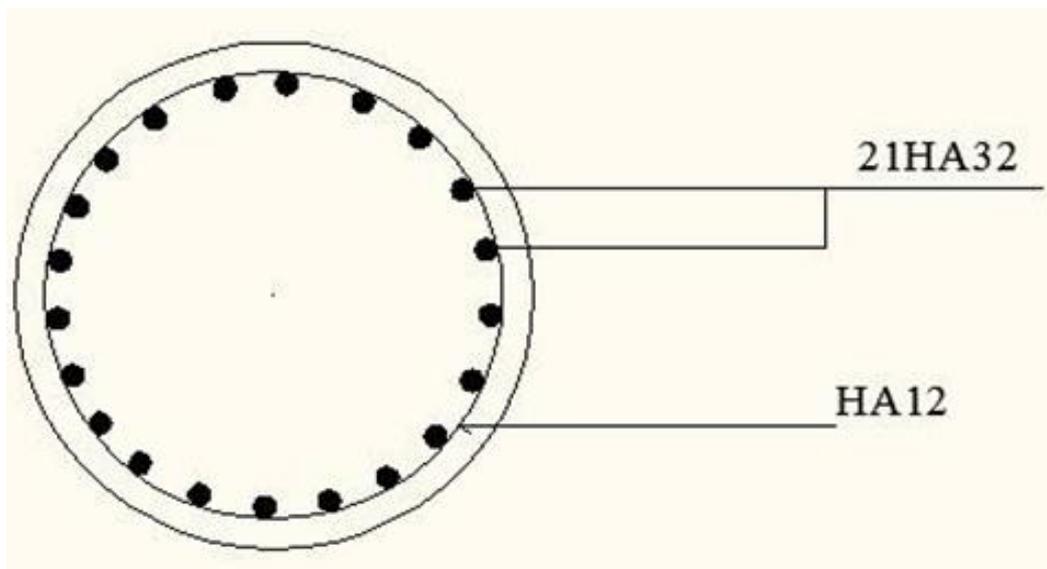


Fig. XIII.14 : Ferrailage du pieu de la culée.

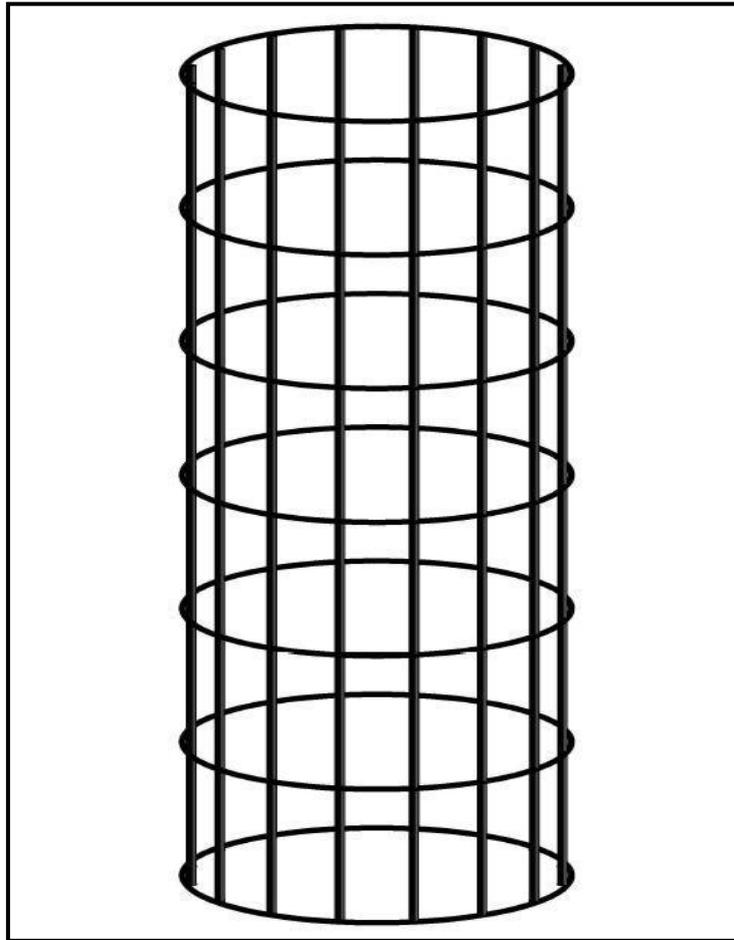


Fig. XIII.15 : *Ferrailage du pieu (3D).*

Conclusion

Ce mémoire de fin d'étude a eu pour objet de répondre à une question pratique « *Comment faire une étude de conception d'un viaduc en béton précontraint construit en encorbellement successif* », il synthétise une méthode et principe logique pour une conception d'un ouvrage d'art. Le principe de cette approche est d'utiliser l'apprentissage supervisé pour exploiter aux mieux les données et bien apprécier toute les méthodes de calculs , ce type d'ouvrages présente des calculs qui tient compte du nombre important de sections qu'il convient de vérifier ainsi qu'à l'évolution du schéma statique de l'ouvrage pendant sa construction mais aussi du facteur temps .

Après avoir achevé ce travail, nous sommes arrivés à acquérir et s'approprier la procédure d'étude détaillée d'un ouvrage d'art, c'est un thème qui nous a permis d'attribuer une façon de traiter et gérer les difficultés rencontrées lors de l'étude. Ce projet nous a été très bénéfique dans la mesure où il nous a permis d'exploiter nos connaissances théoriques sur chantier et de développer nos méthodes et techniques acquises durant notre cursus au sein de l'UMMTO, ainsi que d'approfondir et enrichir nos acquis sur lesquels on pourra se baser dans la vie professionnel et s'immerger avec assurance dans le domaine.

Bibliographie

Document :

- *Guide de conception : Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs du juin 2003.*
- *SETRA, Guide de conception, Ponts en béton précontraint construits par encorbellement successifs, Collection les outils, juin 2003*
- *Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint. J.MATHIVAT.*
- *Projet de construction des ponts : analyse structurale des tabliers de pont. J. A. Calgaro.*
- *Fascicule 61« Conception, calcul, et épreuves des ouvrages d'arts, programme de charges des ponts routes » titre 2.*
- Fascicule N°68 « Exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil »*
- *Le béton précontraint aux états limites 2eme édition. Henry Thonier.*
- AFNOR : NV65 : Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions*
- *La précontrainte R. Chaussin, A. Fuentes.*
- *Règles B.A.E.L 91 modifiées 99,*
- *Règles B.P.E.L 91,*
- *RPOA 2010.*
- Technique de l'ingénieur : Conception des ponts. Auteur : Anne BERNARD-GELY et Jean ARMAND. C4500-12*
- Annales des Ponts et Chaussées de France 1946. Auteur : Yves GUYON*
- *Projet de construction des ponts :*
Généralités.
Fondations.
Appuis.
Ouvrages courants.
J. A. Calgaro.

2. Cours :

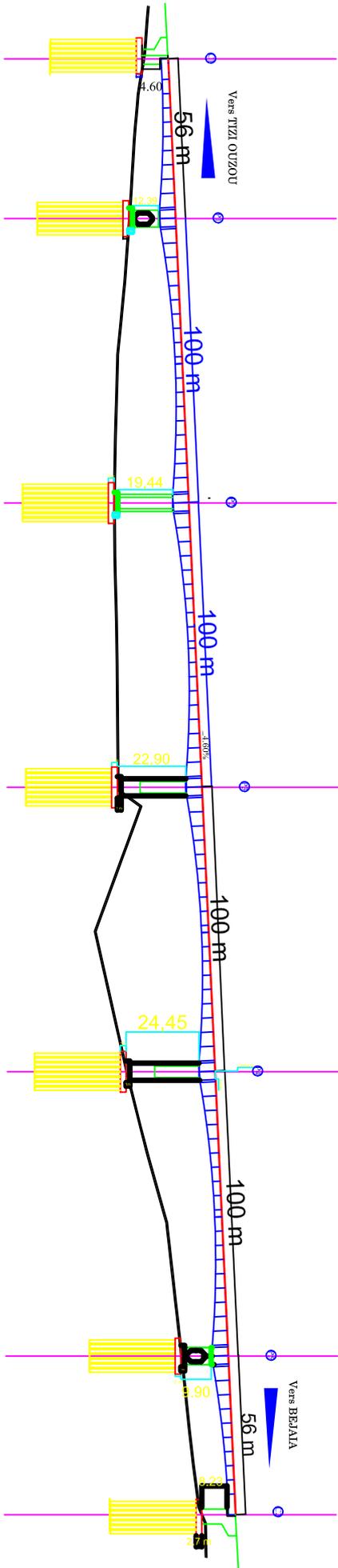
- *Cours M₁ Civil (option : Voies et Ouvrages d'Arts).*
- *Cours M₂ Génie Civil (option : Voies et Ouvrages d'Arts).*

3. Logiciels :

- *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013.*
- *AutoCAD 2011.*
- *Socotec.*

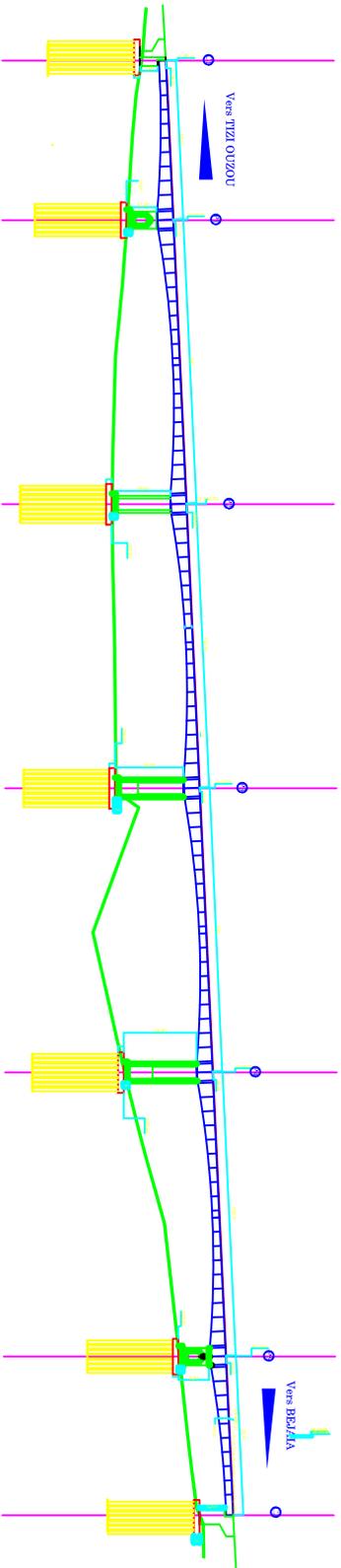
4. Sites web :

- *[http\\:www.google.fr](http://www.google.fr).*

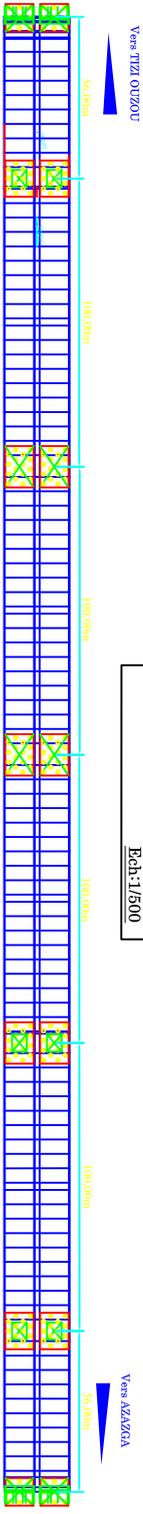


PROFIL EN LONG
Ech:1/500

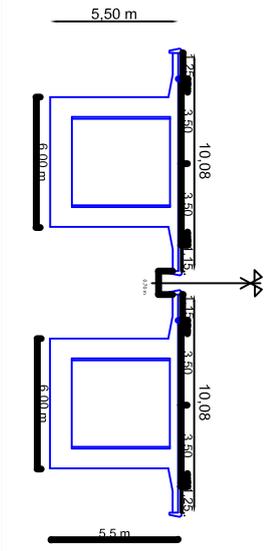
PROFIL EN LONG
Ech:1/500



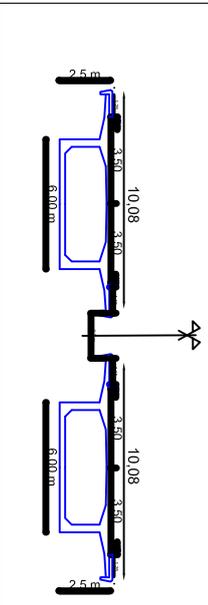
VUE EN PLAN
Ech:1/500



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE
Ech:1/75



COUPE TRANSVERSALE AU NIVEAU DU CLAVAGE
Ech:1/75



HYPOTHESES DE CALCUL
 - SURCHARGES : - surcharges routières N°1 et N°2
 - surcharges militaires D2401
 - surcharges militaires D2402
 - surcharges militaires MC120 1°1°1
 - surcharges militaires MC120 2°1°1
 - surcharges militaires MC120 3°1°1
 - surcharges militaires MC120 4°1°1
 - surcharges militaires MC120 5°1°1
 - surcharges militaires MC120 6°1°1
 - surcharges militaires MC120 7°1°1
 - surcharges militaires MC120 8°1°1
 - surcharges militaires MC120 9°1°1
 - surcharges militaires MC120 10°1°1
 - surcharges militaires MC120 11°1°1
 - surcharges militaires MC120 12°1°1
 - surcharges militaires MC120 13°1°1
 - surcharges militaires MC120 14°1°1
 - surcharges militaires MC120 15°1°1
 - surcharges militaires MC120 16°1°1
 - surcharges militaires MC120 17°1°1
 - surcharges militaires MC120 18°1°1
 - surcharges militaires MC120 19°1°1
 - surcharges militaires MC120 20°1°1
 - surcharges militaires MC120 21°1°1
 - surcharges militaires MC120 22°1°1
 - surcharges militaires MC120 23°1°1
 - surcharges militaires MC120 24°1°1
 - surcharges militaires MC120 25°1°1
 - surcharges militaires MC120 26°1°1
 - surcharges militaires MC120 27°1°1
 - surcharges militaires MC120 28°1°1
 - surcharges militaires MC120 29°1°1
 - surcharges militaires MC120 30°1°1
 - surcharges militaires MC120 31°1°1
 - surcharges militaires MC120 32°1°1
 - surcharges militaires MC120 33°1°1
 - surcharges militaires MC120 34°1°1
 - surcharges militaires MC120 35°1°1
 - surcharges militaires MC120 36°1°1
 - surcharges militaires MC120 37°1°1
 - surcharges militaires MC120 38°1°1
 - surcharges militaires MC120 39°1°1
 - surcharges militaires MC120 40°1°1
 - surcharges militaires MC120 41°1°1
 - surcharges militaires MC120 42°1°1
 - surcharges militaires MC120 43°1°1
 - surcharges militaires MC120 44°1°1
 - surcharges militaires MC120 45°1°1
 - surcharges militaires MC120 46°1°1
 - surcharges militaires MC120 47°1°1
 - surcharges militaires MC120 48°1°1
 - surcharges militaires MC120 49°1°1
 - surcharges militaires MC120 50°1°1
 - surcharges militaires MC120 51°1°1
 - surcharges militaires MC120 52°1°1
 - surcharges militaires MC120 53°1°1
 - surcharges militaires MC120 54°1°1
 - surcharges militaires MC120 55°1°1
 - surcharges militaires MC120 56°1°1
 - surcharges militaires MC120 57°1°1
 - surcharges militaires MC120 58°1°1
 - surcharges militaires MC120 59°1°1
 - surcharges militaires MC120 60°1°1
 - surcharges militaires MC120 61°1°1
 - surcharges militaires MC120 62°1°1
 - surcharges militaires MC120 63°1°1
 - surcharges militaires MC120 64°1°1
 - surcharges militaires MC120 65°1°1
 - surcharges militaires MC120 66°1°1
 - surcharges militaires MC120 67°1°1
 - surcharges militaires MC120 68°1°1
 - surcharges militaires MC120 69°1°1
 - surcharges militaires MC120 70°1°1
 - surcharges militaires MC120 71°1°1
 - surcharges militaires MC120 72°1°1
 - surcharges militaires MC120 73°1°1
 - surcharges militaires MC120 74°1°1
 - surcharges militaires MC120 75°1°1
 - surcharges militaires MC120 76°1°1
 - surcharges militaires MC120 77°1°1
 - surcharges militaires MC120 78°1°1
 - surcharges militaires MC120 79°1°1
 - surcharges militaires MC120 80°1°1
 - surcharges militaires MC120 81°1°1
 - surcharges militaires MC120 82°1°1
 - surcharges militaires MC120 83°1°1
 - surcharges militaires MC120 84°1°1
 - surcharges militaires MC120 85°1°1
 - surcharges militaires MC120 86°1°1
 - surcharges militaires MC120 87°1°1
 - surcharges militaires MC120 88°1°1
 - surcharges militaires MC120 89°1°1
 - surcharges militaires MC120 90°1°1
 - surcharges militaires MC120 91°1°1
 - surcharges militaires MC120 92°1°1
 - surcharges militaires MC120 93°1°1
 - surcharges militaires MC120 94°1°1
 - surcharges militaires MC120 95°1°1
 - surcharges militaires MC120 96°1°1
 - surcharges militaires MC120 97°1°1
 - surcharges militaires MC120 98°1°1
 - surcharges militaires MC120 99°1°1
 - surcharges militaires MC120 100°1°1

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZHOZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
 option : V.C.A

ETUDE PAR :
 OUEROU AREZKI
 DEMINI SABRIYA

PROJET DE CONSTRUCTION DE LA DEVIATION DE LA VILLE
 DEVIATION DE LA VILLE DE TIZHOZOU
 O.A. PK. 28+512
 VIADUC L=412m

PLAN D'ENSEMBLE
 DETAIL VIADUC CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF
 PROMOTION 2012/2013

PLANCHE N°01

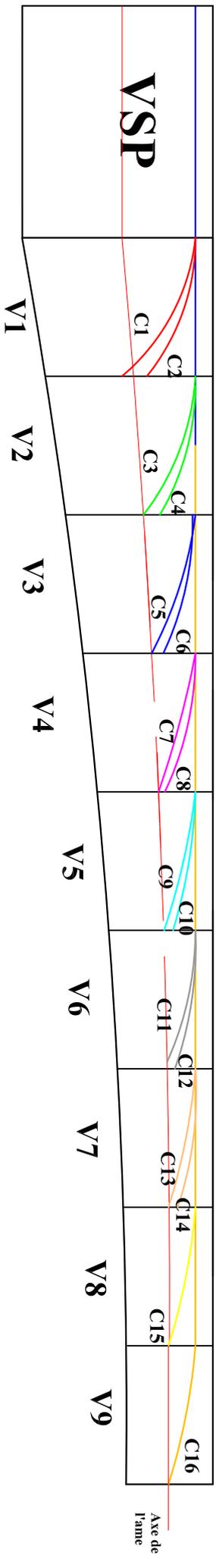
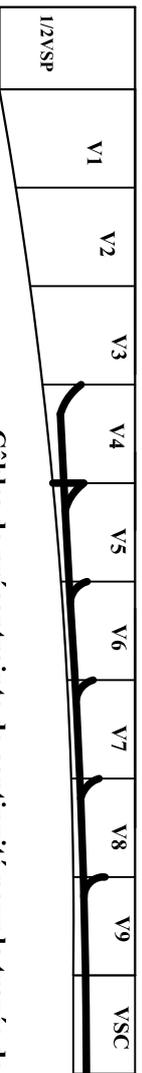
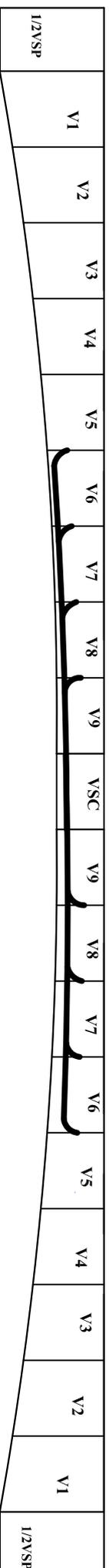


Fig. VIII.2 Tracé des câbles en élévation



Câbles de précontrainte de continuité pour la travée de rive



Câbles de précontrainte de continuité pour la travée centrale