REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil

***Option**: Voies et Ouvrages d'Art*

THEME

Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place.

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

Présenté par :
M^{r} : CHIBI M^{ed} Amine
M^{lle} : SAHED Ghania

Encadré par :
M^{r} : ADJRAD Arezki

Promotion 2015

Remerciements

On ne peut pas finir ce travail sans dire encore une fois merci à ***ALLAH*** le tout puissant de nous avoir donné la foi, la force et le courage.

On tient à signaler toute notre gratitude à toutes les personnes physiques ou morales qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Nous remercions plus particulièrement nos chers parents de nous avoir aidés à arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur, ***Mr ADJRAD Arezki***, son entière disponibilité, ses conseils et ses éclaircissements qui nous ont tant servi.

Nous remercions également tous les membres du jury pour l'honneur qu'il nous ferons en examinant notre travail.

A tout le corps enseignant de l'UMMTO, nos aptitudes résident dans la qualité des enseignements que vous nous avez prodigués.

Nous tenons à exprimer notre gratitude et notre reconnaissance à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce travail.

CHIBI M^{ed} Amine.

SAHED Ghania.

Dédicaces

Je rends grâce à Dieu et dédie particulièrement ce modeste travail:

A ma Maman « Tassadit » qui m'a donné la vie et qui a guidé mes premiers pas dans la recherche du savoir et de la réussite.

A mon Papa « Mohamed » auprès de qui j'ai eu le goût de la sagesse et qui ma appris la bonté, le pardon et l'amour du travail.

A ma sœur « Ourdia » et son mari « Sofiane » et leurs fils « Akli ».

A la mémoire de mes grands parents que le meilleur des paradis soit leurs demeure.

A mon future mari « Hamid », celui qui me témoigne, respect, confiance, compréhension et soutien et à toute sa famille.

A ma belle mère « Roza » et mon beau père « Said ».

A toute ma famille paternelle et maternelle.

A mon camarade M^{ed} Amine avec qui j'ai partagé ce modeste travail.

A toute la promotion 2015.

Tous ceux qui m'ont aidé de prés ou de loin à réaliser ce travail.

Ghania

Dédicaces

JE DÉDIE CE MODESTE TRAVAIL À :

MES PARENTS QUI M'ONT SOUTENU TOUT AU LONG DE MON CURSUS,

TOUTE MA FAMILLE,

A MON BINÔME SAHED Ghania,

TOUS MES AMIS,

TOUTE LA PROMOTION DE GÉNIE CIVIL, PARTICULIÈREMENT LA PROMOTION VOA 2015.

M^{ed} Amine

Liste des figures

Liste des figures

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

Fig.2 : a- Pont cantilever en bois [Réf.1]…… 2

b- Pont suspendu fait de cordes [Réf.1]…….. 2

Fig.3 : L'un des premiers ponts de pierre à structure montants-linteau [Réf.1]…….. 2

Fig.4 : Puente Alcantara sur le Tage (98 apr. J. C) [Réf.1]…… 3

Fig.5 : Pont arc en acier « viaduc de Garabit » construit en 1884 [Réf.1]……. 3

Fig.6 : Pont suspendu « Golden Gate » achevé en 1937 [Réf.1]……. 4

Fig.7 : pont a hauban « viaduc de Millau » inauguré en 2004 [Réf.1]…….. 4

Fig. I.1. Différentes parties d'un pont [Réf.2] …… 7

Fig. I.2. Construction par encorbellement successifs……. 8

Fig. I.3 : pont réalisé à l'aide de voussoirs coulés sur place [Réf.14] …….. 10

Fig. I.4 : pont réalisé à l'aide de voussoirs préfabriqués [Réf.14] ……. 11

Fig. I.5. Pose à l'aide d'une grue [Réf.14] ……. 12

Fig. I.6 : poutre de lancement [Réf.14] …….. 12

Fig. I.7 : Engin automoteur [Réf.14] …….. 13

Fig. I.8 : Tablier coulé sur cintre [Réf.14] …….. 13

Fig. I.9 : Réalisation d'un voussoir à l'aide d'un équipage mobile [Réf.14] …… 14

Fig. I.10 : Construction par poussage [Réf.14] …….. 15

Fig. I.11 : Pont à poutre caisson [Réf.14] …….. 16

Fig. I.12 : pont à haubans [Réf.1] …… 18

Fig. I.13 : pont mixte [Réf.1] …… 19

Fig. II. 1. Situation de l'ouvrage……. 22

Fig. II. 2. Tracé en plan…… 23

Fig. II. 3. Profil en long…… 24

Fig. II. 4. Profil en travers…… 24

Fig. II. 5. Rapport géotechniques…… 26

Fig. II. 6. Construction en encorbellement [Réf.14] ……. 27

Fig. II. 7. Réalisation d'un voussoir sur pile (France) …… 28

Liste des figures

Fig. II. 8. Réalisation d'un fléau (France)…….. 29

Fig. II. 9. Ferraillage du voussoir de Clavage……. 29

Fig. II. 10. Répartition des fléaux…… 30

Fig. II. 11. Construction des piles et des culées……. 30

Fig. II. 12. Construction des fléaux……. 31

Fig. II. 13. Clavage des deux travées de rive…….. 31

Fig. II. 14. Clavage de la travée centrale…… 31

Fig. III.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU [Réf.12] …… 34

Fig. III.2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier [Réf.12] …….. 36

Fig. III.3 : Acier actif (19T15S) [Réf.15] …… 37

Fig. III.4 : Diagramme contraintes - déformations des aciers de précontrainte [Réf.13] … 38

Fig. IV.I : Coupe longitudinale…… 39

Fig. IV.2 : Tablier coulé sur cintre (France)…… 40

Fig. IV.3 : Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes…….. 42

Fig. IV.4 : Gousset supérieur…… 45

Fig. IV.5 : Gousset inférieur…… 46

Fig. IV.6 : Coupe transversale d'un voussoir sur pile…… 47

Fig. IV.7 : Coupe transversale d'un voussoir à la clé……. 47

Fig. V.1 : Coupe transversale du voussoir sur pile…….. 50

Fig. V.2 : Coupe transversale du voussoir sur culée…….. 52

Fig. V.3 : Variation de la hauteur de la travée de rive…… 55

Fig. V.4 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire…… 55

Fig. V.5 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive……. 56

Fig. V.6 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire…….. 56

Fig. V.7 : Variation de la section de la travée de rive……. 57

Fig. V.8: Variation de la section de la travée intermédiaire…… 58

Fig. V.9 : Variation de la position du centre de gravité de la travée de rive……. 58

Fig. V.10 : Variation de la position du centre de gravité de la travée intermédiaire…… 59

Fig. V.11 : Variation de l'inertie de la travée de rive……. 60

Fig. V.12 : Variation de l'inertie de la travée intermédiaire…….. 61

Fig. V.13 : Voussoir sur pile…… 65

Fig. VI.1 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont [Réf.2]…… 67

Fig. VI.2 : Profil en travers du pont…… 68

Fig. VI.3 : Coupe transversale des trottoirs……..... 71

Fig. VI.4 : Schéma d'un garde corps……... 72

Fig. VI.5 : Coupe transversale d'une glissière de sécurité……. 72

Fig. VI.6 : Les différents cas de placement de la surcharge A(L) sur le tablier…… 74

Fig. VI.7 : Les dimensions du sous - système B_c [Réf.11]……..... 76

Fig. VI.8 : Les dimensions du sous - système B_t [Réf.11]..... ……. 78

Fig. VI.9 : Dimensions du système B_r [Réf.11]…….. 79

Fig. VI.10 : Les dimensions du système M_{c80} [Réf.11……. 81

Fig.VI.11 : Les dimensions du système M_{c120} [Réf.11]..... ……. 82

Fig. VI.8 : Les dimensions du système D_{240} [Réf.11]…….. 83

Fig. VII.1 : Combinaisons en situation temporaire [Réf.6]…… 91

Fig. VII.2 : Combinaisons en situation accidentelle [Réf.6]…….. 92

Fig. VII.3 : Vue 3D du modèle de calcul…… 92

Fig. VII.4 : Diagramme des moments fléchissant sur le fléau (sous A1) [kN.m…… 93

Fig. VII.5 : Diagramme des efforts tranchants sur le fléau (sous A1) [kN]…… …… 93

Fig. VII.6 : Diagramme des moments fléchissant sur le fléau (sous A2) [kN.m]…… 94

Fig. VII.7 : Diagramme des efforts tranchants sur le fléau (sous A2) [kN]……. 94

Fig. VII.8 : Diagramme des moments fléchissant sur le fléau (sous B1) [kN.m]…… 95

Fig. VII.9 : Diagramme des efforts tranchants sur le fléau (sous B1) [kN]…….. 95

Fig. VII.10 : Diagramme des moments fléchissant sur le fléau (sous B2) [kN.m]…….. 96

Fig. VII.11: Diagramme des efforts tranchants sur le fléau (sous B2) [kN]……. 96

Fig. VII.12 : Différents clavages…….. 97

Fig. VII.13 : Efforts appliqués sur la travée de rive…….. 97

Fig. VII.14 : Modèle de calcul de la travée de rive……. 98

Fig. VII.15 : Diagramme des moments fléchissant après clavage de la travée de rive [kN.m]……..... 98

Fig. VII.16 : Diagramme des efforts tranchants après clavage de la travée de

rive [kN]…… 98

Fig. VII.17 : Schéma statique avant enlèvement de l'équipage de clavage…….. 100

Fig. VII.18 : Diagramme des moments fléchissant avant enlèvement de l'équipage de mobile [kN.m]…….. 101

Fig. VII.19 : Diagramme des efforts tranchants avant enlèvement de l'équipage de mobile [kN]…… 101

Fig. VII.20 : Schéma statique après enlèvement de l'équipage mobile…… 101

Fig. VII.21 : Diagramme des moments fléchissant après enlèvement de l'équipage de clavage [kN.m]…….. 102

Fig. VII.22 : Diagramme des efforts tranchants après enlèvement de l'équipage de clavage [kN]…… 102

Fig. VII.23 : Vue du modèle de calcul en 3D……. 103

Fig. VII.24 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison $1,35G + 1,35D_{240}$ [kN.m]…….. 104

Fig. VII.25 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison $1,35G + 1,35D_{240}$ [kN]……... 104

Fig. VII.26 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison $G + D_{240}$ [kN.m]……..... 105

Fig. VII.27 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison $G + D_{240}$ [kN]…… 105

Fig. VII.28 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison G + CCP [kN.m]. 106

Fig. VII.29 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison G + CCP [kN]……. 106

Fig. VIII.1 : Sollicitations dans une pièce précontrainte [Réf.13]……... 107

Fig. VIII.2 : Schéma de la section transversale au niveau de l'appui…… 109

Fig. VIII.3 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur……... 111

Fig. VIII.4 : Tracé d'un câble en élévation……. 114

Fig. VIII.5: Tracé des câbles en élévation..... …… 117

Fig. VIII.6. Tracé en plan d'un câble de fléau…… 118

Fig. VIII.7: Tracé des câbles en plan……... 120

Fig. VIII.8: Diagramme de variation de la tension [Réf.13]…… 122

Fig. VIII.9 : Diagramme des tensions avant et après recul d'ancrage [Réf.13]…….. 125

Fig. VIII.10 : Câbles de continuité en travée de rive [Réf.…….. 138

Fig. VIII.11 : Câbles de continuité en travée intermédiaire [Réf.6].……...…… 138

Fig. VIII.12 : Tracé des câbles de continuité en travée de rive……. 141

Fig. VIII.13 : Tracé des câbles de continuité en travée centrale…… 142

Fig. IX.1 : Modèle de calcul en 3D…….. 149

Fig. IX.2 : Diagramme des moments fléchissant [KN.m]……. 152

Fig. IX.3 : Diagramme des efforts tranchants [KN]…….. 152

Fig. IX.4 : Diagramme des efforts normaux [KN]…….. 153

Fig. IX.5 : Diagramme des moments fléchissant [KN.m]……. 153

Fig. IX.6 : Diagramme des efforts tranchants [KN]……..... 154

Fig. IX.7 : Diagramme des efforts normaux [KN]…….. 154

Fig. IX.8 : Diagramme des moments fléchissant [KN.m]……. 155

Fig. IX.9 : Diagramme des efforts tranchants [KN]……... 155

Fig. IX.10 : Diagramme des efforts normaux [KN]…… 155

Fig. IX.11 : Diagramme des moments fléchissant [KN.m]……..... 156

Fig. IX.12 : Diagramme des efforts tranchants [KN]……. 156

Fig. IX.13 : Diagramme des efforts normaux [KN]…… 156

Fig. IX.14 : Ferraillage du voussoir proche de la pile……. 163

Fig. IX.15 : Ferraillage du voussoir à la clé……. 163

Fig. X.1 : Effort tranchant dans une poutre de hauteur variable en béton précontraint…….. 164

Fig. X.2 : Prise en compte de l'effet RESAL dans une poutre caisson de hauteur variable…….. 165

Fig. X.3 : Distribution du ferraillage dans un bossage……... 170

Fig. X.4 : Détail du ferraillage d'un bossage à un seul ancrage…… 171

Fig. X.5 : Ferraillage d'un bossage dans un voussoir…… 171

Fig. XI.1.: Les différents éléments d'un joint de chaussée [Réf.2].……. 172

Fig. XI.2. Photo réel d'un joint de chaussée [Réf.2].…… …….. 172

Fig. XI.3. Rotation d'extrémité d'un tablier [Réf.2]…….. 175

Fig. XI.4. Coupe transversale du joint de chaussée…… 175

Fig. XI.5. Appareils d'appuis en élastomère fretté……. 176

Fig. XI.6. Les dimensions d'un appareil d'appuis en élastomère fretté [Réf.2]…… 177

Fig. XI.7. Réactions d'appuis pour la combinaison G + M_{C120}…….. 178

Fig. XI.8. Déformation d'appareil d'appui sous différentes sollicitations [Réf.2]…… 181

Fig. XI.9. Appareil d'appui en élastomère fretté…… 182

Fig. XI.10 : Dé d'appui…… 183

Fig. XI.11. Ferraillage d'un dé d'appui – coupe transversale…… 184

Fig. XII.1: Vue en élévation et en plan de la plus haute pile…… 189

Fig. XII.2 : Modèle de calcul…… 191

Fig. XII.3: Vue en élévation et en plan du ferraillage de la pile…… 193

Fig. XII.4 : Semelle isolée [Réf.7]…… 194

Fig. XII.5: Ferraillage de la semelle…… 195

Fig. XIII.1 : Culée enterrée [Réf.7]……. 198

Fig. XIII.2 : Eléments d'une culée enterrée…… 199

Fig. XIII.3 : Détail de la dalle de transition…… 201

Fig. XIII.4 : Dimensions de la culée……... 203

Fig. XIII.5 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur [Réf.7]…… 208

Fig. XIII.6 : Ferraillage du mur garde grève……... 210

Fig. XIII.7 : Ferraillage de la dalle de transition…… 213

Fig. XIII.8 : Ferraillage du corbeau arrière……. 213

Fig. XIII.9 : Ferraillage des murs en retour…… 215

Fig. XIII.10 : Ferraillage du mur de front…… 219

Fig. XIII.11 : Semelle isolée [Réf.7]……... 220

Fig. XIII.12 : Ferraillage de la semelle…… 222

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tab. 1 : Le record du plus long pont au fil des ans……. 5

Tab. I.1. Analyse multicritère…….. 20

Tab. V.1 : Notations et formules ……..…….. 49

Tab. V.2 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile……. 51

Tab. V.3 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur culée…….. 53

Tab. V.4: Tableau récapitulatif de la variation des différents paramètres de la travée de rive…… 62

Tab. V.5: Tableau récapitulatif de la variation des différents paramètres de la travée intermédiaire……... 64

Tab. V.6 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile……. 65

Tab. VI.1 : Coefficient a_1 fonction du nombre de voies et la classe du pont [Réf.11]…….. 73

Tab. VI.2 : Tableau donnant les valeurs de A(L) pour chaque cas de charge…….. 75

Tab. VI.3 : Valeurs de b_c en fonction de la classe du pont et du nombre de files chargées [Réf.11…….. 76

Tab. VI.4 : Calcul des valeurs de S et $\boldsymbol{\delta}$ pour les différents cas de charge B_c……. 77

Tab. VI.5 : Valeurs du coefficient b_t [Réf.11]……. 78

Tab. VI.6 : Calcul des valeurs de S et $\boldsymbol{\delta}$ pour les différents cas de charge B_t…… 79

Tab. VI.7 : Calcul des valeurs de S et $\boldsymbol{\delta}$ pour les différents cas de charge B_r…… 80

Tab. VI.8 : Tableau de calcul des valeurs de S et de $\boldsymbol{\delta}$ pour les différents cas de charge M_{c80}……. 81

Tab. VI.9 : Calcul des valeurs de S et $\boldsymbol{\delta}$ pour les différents cas de la surcharge M_{c120}……. 82

Tab. VI. 10 : Tableau récapitulatif…… 84

Tab. VI. 11 : Zone de sismicité…… 86

Tab. VI. 12 : Les différents coefficients de majoration [Réf.2]…….. 87

Tab. VI. 13 : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS [Réf.11]……..…… 88

Tab. VII.1 : Valeurs des efforts appliqués sur le fléau en cours de construction……. 96

Tab. VII.2 : Résultats des efforts internes (M et T) après clavage de la travée de rive…….…. 99

Tab. VII.3 : Résultats des efforts internes (M et T) après clavage de la travée intermédiaire..... ……. 103

Tab. VIII.1: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir…… 112

Tab. VIII.2: Tracé des câbles en élévation……..... 116

Tab. VIII.3: Tracé des câbles en plan…….. 120

Tab. VIII.4: Résultats des pertes par frottement de chaque câble…….. 124

Tab. VIII.5: Résultats des pertes par recul d'ancrage de chaque câble…….. 126

Tab. VIII.6: Résultats des pertes par raccourcissement du béton pour chaque câble……. 128

Tab. VIII.7: Résultats des pertes de tension par fluage…….. 130

Tab. VIII.8: Résultats des pertes de tension par relaxation des aciers…… 132

Tab. VIII.9: Résultats des pertes différées…… 133

Tab. VIII.10: Résultats des pertes totales…… 134

Tab. VIII.11: Vérification des contraintes en construction……. 136

Tab. VIII.12: Vérification des contraintes en service « à vide » sous Mmin : (G + CCP).…….……. 137

Tab. VIII.13: Vérification des contraintes en service « en charge» sous Mmax : (G + D_{240})…….137

Tab. VIII.14: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive)…… 140

Tab. VIII.15: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir

(travée centrale)……. 142

Tab. VIII.16: Pertes de précontrainte dans la travée de rive……... 143

Tab. VIII.17: Pertes de précontrainte dans la travée centrale……..… 144

Tab. VIII.18: Vérification des contraintes de la travée de rive sous

Mmax : (G + D_{240})…… 146

Tab. VIII.19: Vérification des contraintes de la travée de rive sous

Mmin : (G + CCP)……. 146

Tab. VIII.20: Vérification des contraintes de la travée centrale sous

Mmax : (G + D_{240})…… 147

Tab. VIII.21: Vérification des contraintes de la travée centrale sous

Mmin : (G + CCP)……. 148

Tab. IX.1 : Coefficient de majoration de chaque système……...…… 151

Tab. IX.2 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale……. 151

Tab. IX.3 : Ferraillage du hourdis supérieur…… 158

Tab. IX.4 : Ferraillage du hourdis inférieur……. 159

Tab. IX.5 : Ferraillage des consoles……. 160

Tab. IX.6 : Ferraillage des âmes…….. 161

Tab. IX.7 : Ferraillage du voussoir à la clé……..... 162

Tab. X.1 : Vérification des contraintes de cisaillement dans

la travée intermédiaire…… 167

Tab. X.2 : Vérification des contraintes de cisaillement pour

la travée de rive…… 168

Tab. XII.1. : Les sollicitations maximales sur la pile…….. 191

Tab. XIII.1 : Implantation de la culée……. 198

Tab. XIII.2 : Efforts dus aux charges permanentes……. 205

Tab. XIII.3 : Efforts dus aux poussées des terres…… 206

Tab. XIII.4 : Vérification de la stabilité de la culée…… 207

Tab. XIII.5 : valeurs des moments dus aux charges verticales…….. 216

Tab. XIII.6 : valeurs des moments dus aux charges horizontales…….. 217

Tab. XIII.7 : Sollicitations à la base du mur de front……. 218

Sommaire

Porte historique

Une brève histoire des ponts…… …. 1

Le record du plus long pont au fil des ans…….. …. 5

Chapitre I : introduction

Introduction générale……. 6

I. 1. Terminologie……. 7

I. 2. La construction par encorbellement successif……... 7

I. 3. Principe de calcul de la précontrainte…… 8

I. 3.1. Précontrainte de fléau……..… 8

I. 3.2. Précontrainte de continuité…… … 9

I. 4. Avantages et inconvénients de ce procédé et domaine d'application…… 9

I. 5. Domaines d'emploi…… 9

I. 6. Mode de construction…… 10

I. 6.1. Voussoir coulé sur place…… 10

I. 6.2. Voussoirs préfabriqués……... 10

I. 7. Mode de construction des voussoirs……. 13

I. 7.1 .Tablier construit sur cintre……. 13

I. 7.2. Tablier construit par encorbellement…….. 14

I. 7.3. Tablier construit par poussage…… 14

I. 8. Choix du type d'ouvrage……... 15

I. 9. Comment procéder au choix…… 16

I. 10. Proposition des variantes……. 16

I. 10.1. Variante N°1 : Pont à poutre-caissons……. 16

I. 10.1.1 Description …… 16

I. 10.1.2 Forme de la section transversale…… 17
I. 10.1.3 Les avantages et les inconvénients…… 17
I. 10.2. Variante N°2 : Pont à haubans…….. 17
I. 10.2.1 Les avantages et les inconvénients…….. 18
I. 10.3. Variante N°03 : Pont mixte…….. 18
I. 10.3.1 Les avantages et les inconvénients…….. 19
I. 11. Analyse multicritère…… 20
I. 12. Conclusion……... 20

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

Introduction……... 21
II. 1. Description et présentation de l'ouvrage……... 23
II. 1.1. Exigences relatives à la voie portée…… 23
II. 1.2. Exigences naturelles……... 25
II. 2. Méthode de construction……... 27
II. 2.1. Définition des fléaux …… 27
II. 2.2. Réalisation des voussoirs……... 27
II. 3. Cinématique de la construction…… 30
II. 3.1. Construction des piles et des culées…… 30
II. 3.2. Construction de chaque fléau sur pile…… 30
II. 3.3. Clavage des travées de rives…….. 31
II. 3.4. Clavage de la travée centrale…… 31

Chapitre III : Caractéristique des matériaux

III. 1. Caractéristiques des matériaux utilisés……. 32
III. 2. Béton……. 32
a. Dosage …… 32

b. Densité…… 32
III. 2.1. La résistance caractéristique à la compression……... 32
III. 2.2. La résistance caractéristique à la traction…… 33
III. 2.3. Contrainte de calcul à l'état limite ultime…… 33
III. 2.4. Contrainte de calcul à l'état limite de service…… 34
III. 2.5. Coefficient de poisson…….. 34
III. 2.6. Module de déformation longitudinale……. 35
III. 2.7. Module de déformation transversale……... 35
III. 3. Les aciers…… 35
III. 3.1. Les aciers passifs……. 35
III. 3.2. Aciers de précontrainte « actif »…… 36
III. 3.3. Caractéristiques géométriques…… 37
III. 3.4. Caractéristiques mécaniques…… 37

Chapitre IV : Pré-dimensionnement

IV. 1. Coupe longitudinale de l'ouvrage……. 39
IV. 1.1. Distribution des travées…….. 39
IV. 1.2. Hauteur de la poutre …….. 40
IV. 1.3. Découpage en voussoirs……. 41
IV. 2. Pré dimensionnement de la structure transversale…… 42
IV. 2.1. Choix d'une section transversale…… 42
IV. 2.2. Choix du type de caisson…… 42
IV. 2.3. Epaisseur des âmes……. 43
IV. 2.4. Epaisseur du hourdis supérieur……... 43
IV. 2.5. Epaisseur du hourdis inférieur…… 44
IV. 2.6. Dimensionnement des goussets……..... 45

Chapitre V : Caractéristiques géométriques

V. 1. Forme du tablier en élévation…… 48

V. 2. Calcul des caractéristiques géométriques des sections….. 48

V. 2.1. Caractéristiques géométriques du caisson sur pile……. 50

V. 2.2. Caractéristiques géométriques du caisson sur culée……... 52

V. 3. Loi de variation des différents paramètres…… 54

V. 3.1. Variation de la hauteur de la poutre h(x)…… 54

V. 3.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur e(x)…….. 56

V. 3.3. Variation de la section S(x)…… 57

V. 3.4. Variation de la position du centre de gravité du voussoir $Y_G(x)$……. 58

V. 3.5. Variation de l'inertie $I_y(x)$…….. 60

V. 4. Caractéristiques géométriques du voussoir sur pile……. 64

Chapitre VI : Charges et surcharges

Introduction…… 67

VI. 1. Caractéristiques de l'ouvrage……. 67

VI. 1.1. La largeur roulable L_R …… 67

VI. 1.2. Largeur chargeable L_C…… 67

VI. 1.3. Largeur totale L_T……. 67

VI. 1.4. Nombre de voies de circulation…….. 68

VI. 1.5. Largeur de la voie…… 68

VI. 1.6. Classe du pont…….. 68

VI. 2. Classification des charges……... 69

VI. 2.1. Les charges permanentes……. 69

VI. 2.2. Les charges variables…… 69
VI. 3. Calcul des charges permanentes……... 69
VI. 3.1. Charges permanents (CP)…….. 69
VI. 3.2. Charges complémentaires permanents (CCP)……... 71
VI. 4. Les surcharges routières……. 73
VI. 4.1. Système de charge A(L)…… 73
VI. 4.2. Système de charge B……. 75
VI. 4.3. Surcharge militaires…….. 80
VI. 4.4. Charges exceptionnelles…… 83
VI. 4.5. Surcharges sur les trottoirs…… 84
VI. 4.6. Le vent…….. 84
VI. 4.7. La température…….. 85
VI. 4.8. Efforts de freinage……. 85
VI. 4.9. Force centrifuge…… 86
VI. 4.10. Le séisme…… 86
VI. Les combinaisons de charges…….. 87

Chapitre VII : Etude longitudinale

Introduction……. 89
VII. 1. Etude longitudinale en construction…… 89
VII. 1.1 Actions à prendre en compte……. 89
VII. 1.2. Combinaisons d'actions…… 90
VII. 1.3. Clavage des travées…… 97
VII. 2. Etude longitudinale en service…….. 103

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

VIII. 1. Introduction…….. 107

VIII. 2. Principe de la précontrainte …….. 107

VIII. 3. Etude de la précontrainte de l'ouvrage…….. 108

VIII. 4. Etude de la précontrainte de fléau

VIII. 4.1. Calcul de la précontrainte de fléau……. 108

VIII. 4.2. Détermination du nombre de câbles…… 110

VIII. 4.3. Etude du tracé des câbles……... 113

VIII. 4.3.1 Etude du tracé des câbles en élévation…….. 113

VIII. 4.3.2 Etude du tracé des câbles en plan……. 117

VIII. 5. Pertes de précontrainte…… 121

VIII. 5.1. Définition…… 121

VIII. 5.2. Différents types de pertes…… 121

VIII. 5.3. Tension a l'origine…….. 121

VIII. 5.4. Perte de tension…… 121

VIII. 5.4.1. Pertes de tension instantanées…….. 121

a) Perte de tension par frottement…….. 122

b) Perte de tension par recul de l'ancrage…….. 124

c) Perte de tension par déformations instantanées du béton ……. 127

VIII. 5.4.2. Pertes de tension différées…… 129

a) Perte de tension due au retrait du béton…… 129

b) Perte de tension due au fluage du béton…… 129

c) Perte de tension due à la relaxation de l'acier…… 131

VIII. 5.5. Variation des pertes différées dans le temps…….. 132

VIII. 5.6. Conclusion…… 134

VIII. 6. Vérification des contraintes en phase de construction…… 135
VIII. 7. Etude de la précontrainte de continuité…… 138
VIII. 7.1. Détermination de la précontrainte……. 138
VIII. 7.2. Détermination du nombre de câbles…….. 139
VIII. 7.2.1. Câblage de la travée de rive…… 140
VIII. 7.2.2. Câblage de la travée centrale…….. 141
VIII. 7.3. Les pertes de précontrainte…… 143
VIII. 7.4. Vérification des contraintes en phase de service…… 145

Chapitre IX : Etude transversale

Introduction…….. 149
IX. 1. Modélisation…… 149
IX. 2. Définition des charges……. 149
IX. 3. Les combinaisons d'actions…… 151
IX. 4. Les résultats des calculs…….. 152
IX. 4.1. Section proche de la pile…….. 152
IX. 4.2. Section à la clé ……. 154
IX. 5. Détermination du ferraillage…… 157
IX. 5.1. Voussoir proche de la pile…… 157
IX. 5.1.1 Ferraillage du hourdis supérieur……. 157
IX. 5.1.2 Ferraillage du hourdis inférieur…….. 158
IX. 5.1.3 Ferraillage des consoles…….. 159
IX. 5.1.4. Ferraillage des âmes…….. 161
IX. 5.2. Voussoir à la clé …….. 162

Chapitre X : Résistance à l'effort tranchant

X. 1. Détermination de l'effort tranchant…… 164
X. 1.1. Effort tranchant du aux charges extérieures…… 164
X. 1.2. Effort tranchant du à la précontrainte…….. 164
X. 1.3. Effort tranchant du à la courbure de la poutre (effet RESAL).. 165
X. 2. Vérification de l'effort tranchant…… 165
X. 2.1. Calcul de l'effort tranchant……. 165
X. 2.2. Vérification des contraintes de cisaillement…… 166
X. 2.3. Conclusion……... 169
X. 3. Etude du bossage……. 169
X. 3.1. Etude d'un bossage à un seul ancrage……. 170

Chapitre XI : Equipement du pont

XI. 1. Joints de chaussée…….. 172
XI. 1.1. Calcul du souffle des joints…….. 173
a. La dilatation thermique…….. 174
b. Retrait et fluage …… 174
c. Rotation d'extrémité sous chargements…….. 174
XI. 2. Appareils d'appui…….. 176
XI. 2.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté…… 176
XI. 2.1.1. Dimensionnement…… 177
XI. 2.1.2. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action …… 177
XI. 2.1.3. L'aire des appareils d'appuis…… 178
XI. 2.1.4. Compression (sous réaction verticale)…… 178
XI. 2.1.5. Distorsion (déformation angulaire)……. 179
XI. 2.1.6. Rotation (compression partielle)…….. 180

XI. 2.1.7. Dimensionnement des frettes…….. 181
XI. 3. Les dés d'appuis…… 182
a. Les dimensions des dés d'appuis…… 182
b. Ferraillage des dés d'appuis…….. 183
XI. 4. Evacuation des eaux…….. 185
XI. 5. Le revêtement du tablier…… 185
a. Couche d'étanchéité…… 185
b. Couche de roulement…… 186
XI. 6. Dispositifs de retenue…… 186
XI. 7. Les corniches……. 186

Chapitre XII : Etude de la pile

XII. 1. Définition…… 187
XII. 2. Choix du type de pile…… 187
XII. 3. Structure des appuis……... 187
XII. 4. Pré-dimensionnement de la pile…… 188
XII. 5. Etude et ferraillage de la pile…… 189
XII. 5.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile……..... 189
XII. 5.2. Ferraillage de la pile…… 191
XII. 6. Etude de la semelle sous pile…… 194
XII. 6.1. Dimensions de la semelle…… 194
XII. 6.2. Caractéristiques de la semelle…… 194
XII. 6.3. Etude et ferraillage de la semelle…… 194

Chapitre XIII : Etude de la culée

Introduction…… 197

XIII. 1. Choix de la morphologie……. 197

XIII. 2. Implantation de la culée……... 198

XIII. 3. Pré dimensionnement de la culée…… 199
XIII. 3.1. Mur de garde grève…….. 199
XIII. 3.2. Mur de front……. 200
XIII. 3.3. Murets – caches…… 200
XIII. 3.4. Murs en retour…….. 200
XIII. 3.5. Dalle de transition……. 201
XIII. 3.6. La semelle……. 202
XIII. 3.7. Le sommier d'appui…….. 202
XIII. 3.8. Le corbeau arrière……. 202

XIII. 4. Efforts sollicitant la culée……. 203
XIII. 4.1. Caractéristiques des matériaux de la culée…… 204
XIII. 4.2. Poussée des remblais……. 205
XIII. 4.3. Efforts agissant sur les différents éléments de la culée…….. 205
XIII. 4.4. Vérification de la stabilité de la culée…… 206

XIII. 5. Calcul du ferraillage des éléments de la culée…….. 207
XIII. 5.1. Mur garde grève……. 207
XIII. 5.2. Dalle de transition…….. 210
XIII. 5.3. Corbeau arrière……... 213
XIII. 5.4. Mur en retour……. 214
XIII. 5.5. Mur de front…… 215
XIII. 5.6. Semelle…… 220

Conclusion générale……. 223

Bibliographie…… 225

Porte historique

Une brève histoire des ponts :

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

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

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

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

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

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

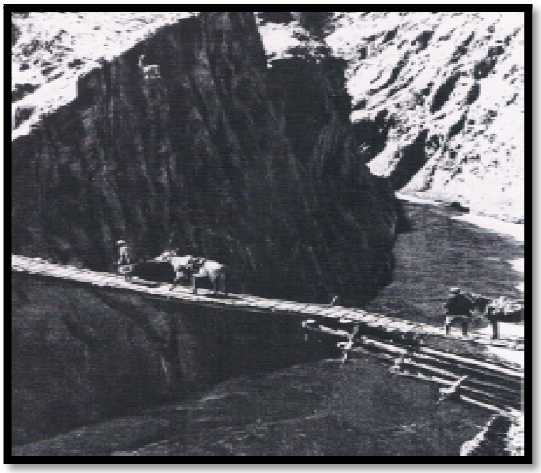

Fig.2 : a- Pont cantilever en bois [Réf.1]. **b- Pont suspendu fait de cordes [Réf.1].**

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

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

La pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages plus importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu'à la fin du XIXe siècle. Ce matériaux a de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors comprimé en tout point), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres (**figure.4**).

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

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

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

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

informatique sophistiquée et une évaluation dynamique des risques de tremblements de terre, d'ouragans et de raz-de-marée.

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

En deux siècles, la portée des ponts est passée de 105 mètres à 1 829 mètres ! Parmi les grandes innovations de cette longue période, il faut retenir notamment les arcs en acier à poutres-treillis, les ponts à poutres-caissons en encorbellement et en voussoir, mais aussi les ponts suspendus et les ponts à haubans (**figure.7**).

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

Le record du plus long pont au fil des ans

Nom	Année du record	Lieu	Type	Portée principale (mètres)
Pont de Trajan	104 ap. J.C.	Danube	Arc en bois sur piles en pierre	52
Trezzo	1371	Italie	Arc en pierre	72
Wettingen	1758	Allemagne	Arc en bois	119
Pont du Détroit de Menai	1826	Pays de Galles	Suspendu à chaînes	174
Fribourg	1834	Suisse	Suspendu par câbles	265
Wheeling	1846	Virginie Occidentale	suspendu	305
Lewiston	1851	Chutes du Niagara	suspendu	318
Cincinnati	1867	Fleuve de l'Ohio	suspendu	322
Clifton	1869	Chutes du Niagara	suspendu	386
Brooklyn	1883	New York	suspendu	486
Firth of Forth	1890	Ecosse	cantilever	518
Québec	1917	Canada	cantilever	548
Ambassador	1929	Détroit	suspendu	564
George Washington	1931	New York	suspendu	1067
Golden Gate	1937	San Francisco	suspendu	1280
Verazzano	1964	New York	suspendu	1298
Humber Bridge	1981	Grande-Bretagne	suspendu	1410
Pont Est	1998	Danemark	suspendu	1624
Akashi Kaikyo	1998	Japon	suspendu	1990

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

Chapitre I

Introduction

Introduction générale :

Au fil des siècles, les ponts ont toujours été les vecteurs du progrès de l'humanité. En effet, depuis le simple pont suspendu fait de rondins et de cordes grossières jusqu'aux travées monumentales en béton et en acier, les ponts ont fait avancer de manière spectaculaire l'histoire de la conquête par l'homme des obstacles naturels, fleuves, gouffres, estuaires, vallées et même la mer. Larges de quelques mètre ou longs de plusieurs kilomètres, les ponts répondent à une même nécessité et servent un même objectif : faciliter l'accès et permettre de meilleurs liaisons commerciales entre les communautés.

Les ponts ne sont pas des monuments érigés à la gloire du plaisir ni de la grandeur, mais sont une nécessité économique au service d'une communauté ou d'une nation : ils ouvrent l'homme à de nouveaux horizons, au travers de terres inhospitalières, en franchissant des torrents tumultueux et des gorges vertigineuses.

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tous en intégrant un certain nombre d'exigence de qualité architecturale ou paysagère.

L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur expérimenté et imaginatif, possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur pré dimensionnement et de leur sujétion d'exécution, capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solutions à la fois économiques et originales lorsque se posent des problèmes de complexités inhabituelles.

Ce projet de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont qui sera implanté dans la future pénétrante autoroutière qui reliera la ville de Tizi Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest sur 48 km.

I. 1. Terminologie :

On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation, ses principaux éléments constitutifs sont :

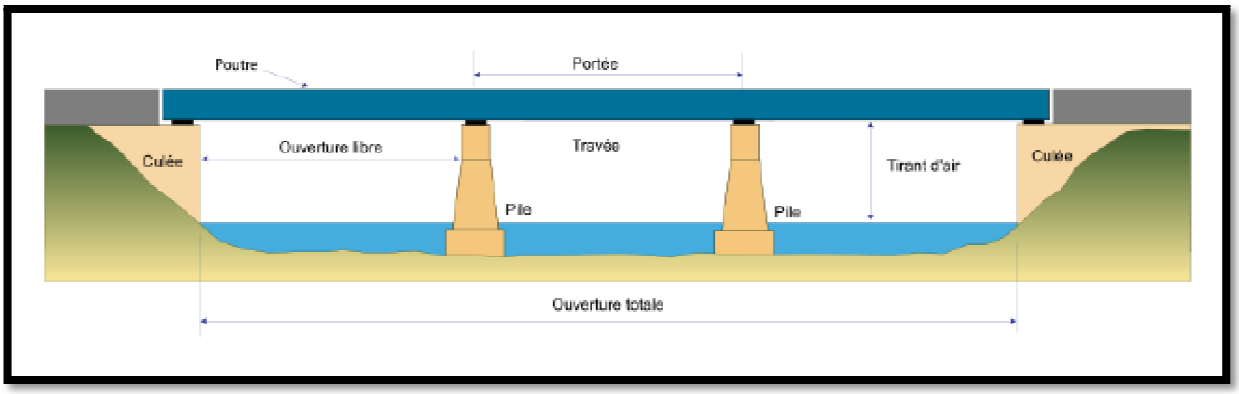

Fig. I.1. Différentes parties d'un pont [Réf.2].

1. **Tablier :** partie supérieure d'un pont qui porte la chaussée ou la voie ferrée.
2. **Culée :** appui d'extrémité d'un pont.
3. **Pile :** élément vertical de base carrée remplissant une fonction porteuse (par rapport au pilier, la pile évoque un aspect plus massif).
4. **Appareils d'appuis :** ont pour but d'assurer une certaine continuité entre les poutres et les dés d'appuis tout en permettant d'absorber respectivement par rotation et distorsion les déformations et les translations de la structure, lorsqu'elles sont limitées.
5. **Fondation :** elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

I. 2. La construction par encorbellement successif :

La technique de construction par encorbellement successifs consiste à construire le pont symétriquement à partir de ses appuis, en ajoutant à chaque étape deux éléments de tabliers identiques qui s'équilibrent. Ce mode de construction permet d'éviter l'étaiement et le coffrage du tablier. Chaque pile est considérée comme une balance à laquelle on rajoute progressivement deux demies travées de chaque côté. A ce stade de la construction l'élément pile/fléaux est isolé et isostatique. Les différents fléaux sont ensuite clavés, ce qui a pour effet de rétablir la continuité de la structure, qui devient alors hyperstatique. Ces ouvrages sont précontraints et chaque étape de construction correspond à la mise en place d'une nouvelle précontrainte.

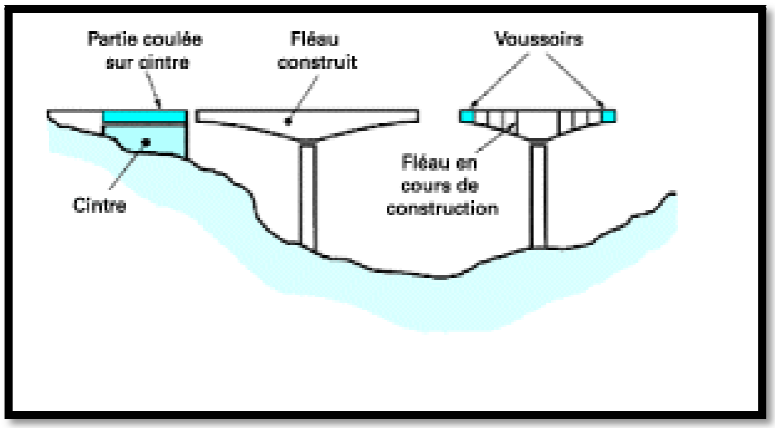

Fig. I.2. Construction par encorbellement successifs.

I. 3. Principe de calcul de la précontrainte :

La construction d'un ouvrage par encorbellement successifs se décompose en plusieurs phases, au cours desquelles le fonctionnement structurel de l'ouvrage évolue. Il est nécessaire de prendre en compte cette évolution dans le dimensionnement de la précontrainte. On adopte ainsi une méthode de calcul adaptée à ce type d'ouvrage.
Cette méthode peut se décomposer en deux étapes :

- Calcul de la précontrainte de fléau,
- Calcul de la précontrainte de continuité.

Ces étapes de calcul correspondent aux deux types de calcul de précontrainte mise en place pendant la construction d'un pont. Chacune de ces précontraintes à un rôle spécifique, la précontrainte de fléau est nécessaire à l'assemblage des voussoirs pendant la phase de construction par encorbellement et la précontrainte de continuité assure le clavage des fléaux et la reprise des efforts en phase d'exploitations (trafic et superstructures).

I. 3.1. Précontrainte de fléau :

La précontrainte de fléau permet l'assemblage des voussoirs de chaque côté de la pile. Elle doit assurer le non dépassement des contraintes admissibles en toutes sections. Dans le cas d'une structure en double console, il s'agit surtout de limiter les contraintes de traction dans la fibre supérieure de l'ouvrage.

Cette précontrainte est placée à proximité de la fibre supérieure de l'ouvrage, de manière à créer un moment positif sur l'appui qui va s'opposer au moment négatif provoqué par l'action du poids des fléaux.

Le dimensionnement de cette précontrainte, se fait en prenant en compte le poids propre de l'ouvrage, ainsi que les actions en cours d'exécution (équipage mobile, stockage de matériel, personnel). Les critères de dimensionnement sont à définir principalement en

fonction de la technologie d'assemblage employée (voussoir préfabriqué ou coulé sur place) et des recommandations techniques, comme celle du BPEL (Béton Précontraint aux états limites) et de la SETRA (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes).

I. 3.2. Précontrainte de continuité :

Cette précontrainte est mise en place en fin de construction, lors du clavage des fléaux. Elle a pour fonctions principales, d'assurer la continuité de l'ouvrage en reprenant les efforts appliqués par le voussoir de clavage et la reprise des efforts en phase d'exploitation. Elle est généralement dimensionnée vis-à-vis des charges de trafic et de superstructure.

I. 4. Avantages et inconvénients de ce procédé et domaine d'application :

❖ Les avantages :

- La majeure partie de l'ouvrage peut être construit sans contact avec le sol, la technique permet de franchir des brèches difficilement accessibles.
- L'éventail de géométries envisageables est assez large, tous les tracés en plan et profil en long des voies portées peuvent être construits.
- Le découpage en voussoir permet la réutilisation des outils de coffrages et la préfabrication des voussoirs est parfaitement envisageable.
- Des portées très importantes peuvent être atteintes, jusqu'à 300 mètres.

❖ Les inconvénients :

- A travées identiques, les ponts construits par encorbellement sont beaucoup plus lourds que les ouvrages mixtes, les appuis et les fondations sont donc plus importants et plus chers.
- Les taches à effectuer in situ sont relativement plus importantes et il est parfois nécessaire de neutraliser les voies franchis.
- Ces ouvrages ont un tablier relativement plus épais, ce qui pose problème sur un plan esthétique.
- Le découpage en voussoir peut également provoquer des différences de teintes du béton entre les éléments d'ouvrage.

I. 5. Domaines d'emploi :

Les portés compétitives de ces ouvrages se situe entre 80 et 150 mètres, mais la construction par encorbellement reste tout à fait envisageable pour des portées allant jusqu'à 300 mètres. Entre 60 et 100 mètres, le tablier peut avoir une hauteur constante. Au-delà, il est indispensable de prévoir un tablier à inertie variable.

En ce qui concerne la répartition des travées, il est généralement préférable de choisir des travées centrales de longueurs égales et d'adopter un rapport travée de rive/travée centrale compris entre 0,6 et 0,7.

I. 6. Mode de construction :

I. 6.1. 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 avec l'élément précédent.

Fig. I.3 : pont réalisé à l'aide de voussoirs coulés sur place [Réf.14].

I. 6.2. Voussoirs préfabriqués :

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

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

Fig. I.4 : pont réalisé à l'aide de voussoirs préfabriqués [Réf.14].

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

- **Les méthodes de mise en place des voussoirs :**

a) Par l'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.

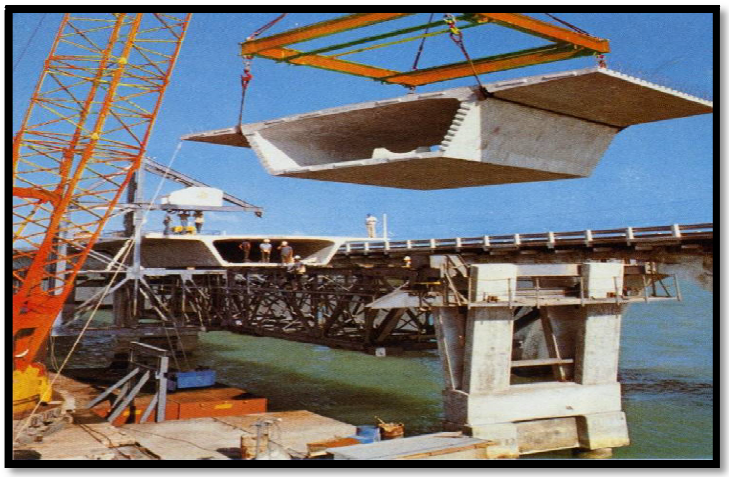

Fig. I.5. Pose à l'aide d'une grue [Réf.14].

b) Par l'utilisation de poutre de lancement :

Les poutres de lancement sont fabriquées en charpente métallique, sur ces poutres, les voussoirs sont glissés jusqu'à leur emplacement définitif.

Fig. I.6 : poutre de lancement [Réf.14].

c) Par utilisation d'un engin automoteur :

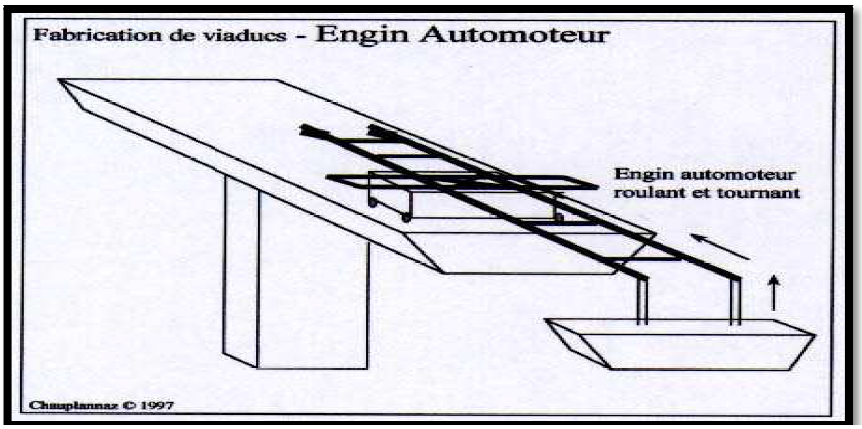

Fig. I.7 : Engin automoteur [Réf.14].

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

I. 7. Mode de construction des voussoirs :

I. 7.1 .Tablier construit sur cintre :

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

Fig. I.8 : Tablier coulé sur cintre [Réf.14].

I. 7.2. 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 le voussoir précédent par des câbles enfilés dans des gaines laissées vides dans les voussoirs déjà construits. Lorsque les fléaux ont atteint une longueur égale à la 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.9 : Réalisation d'un voussoir à l'aide d'un équipage mobile[Réf.14].

I. 7.3. Tablier construit par poussage :

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

Fig. I.10 : Construction par poussage [Réf.14].

I. 8. Choix du type d'ouvrage :

Le choix d'un type d'ouvrage s'appuie essentiellement sur une vue technique et économique, donc l'ouvrage choisi doit être capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions pour pouvoir envisager des solutions qui apparaitront à première vue comme les meilleures et qui feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir à la meilleure solution technique et économique. Cette opération fait appel à l'expérience et aux connaissances de l'ingénieur et ne peut pas être automatisée vue la complexité et la variété des problèmes rencontrés et l'évolution incessante des types d'ouvrages (nouvelles méthodes d'exécution, nouvelles formes d'ouvrages, nouveaux matériaux).

Pour un choix préliminaire du type d'ouvrage, on prendra en considération les éléments principaux suivant :

- Profil en long de la chaussée
- Les conditions sur sites.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Rapport hydrologique : le débit d'écoulement.
- Le gabarit à respecter pour l'Oued, le chemin agricole, la voie de circulation.
- La brèche de l'ouvrage.
- Les conditions du maitre de l'ouvrage.

I. 9. Comment procéder au choix :

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

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

I. 10. Proposition des variantes :

Trois variantes sont envisagées :

- **Variante N01 :** Pont à poutre-caissons.
- **Variante N02 :** Pont à haubans.
- **Variante N03 :** Pont mixte.

I. 10.1. Variante N°1 : Pont à poutre-caissons :

I. 10.1.1 Description :

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

Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles : après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte. Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau. En fait, la méthode de construction en encorbellement n'est pas liée à un type d'ouvrage particulier : certes, les poutres continues sur appuis simples représentent la famille de tabliers la plus répandue, mais elle s'applique également aux arcs, aux ponts à béquilles ou aux ponts à haubans. Les voussoirs peuvent être coulés sur place, dans un équipage mobile, ou préfabriqués sur une doucine (coffrage spéciale) ou dans une cellule de préfabrication. Dans ce dernier cas, les voussoirs sont mis en contact les uns avec les autres par l'intermédiaire d'une couche de colle qui, lorsqu'elle est fluide, facilite l'ajustement des pièces et qui, lorsqu'elle est totalement polymérisée, assure l'étanchéité des joints. L'ajustement des voussoirs et la transmission de l'effort tranchant sont simultanément assurés à l'aide de clés multiples (dentelures de taille centimétrique) réalisées sur toute la hauteur des âmes et dans les hourdis.

Fig. I.11 : Pont à poutre caisson (Taksebt, Tizi Ouzou).

Chaque voussoir est coulé contre le voussoir précédent et sert de coffrage au voussoir suivant. Lorsque les voussoirs sont coulés sur place dans un équipage mobile, celui-ci doit être

suffisamment rigide pour que la géométrie finale du tablier puisse être correctement contrôlée et que les joints entre voussoirs ne puissent subir de fissuration originelle.

I. 10.1.2 Forme de la section transversale :

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

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

I. 10.1.3 Les avantages et les inconvénients :

❖ Les avantages :

- Ce type de profilé fermé présente une bonne rigidité à la torsion (faible rotation du tablier).
- La possibilité d'assembler des caissons préfabriqués sans échafaudages.
- La durée d'utilisation (moins d'entretien) est plus longue.
- L'aspect du pont est très esthétique.
- La portée est plus grande.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.

❖ Les inconvénients :

- Etudes laborieuses.
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée.

I. 10.2. Variante N°2 : Pont à haubans :

Ce type de pont est récent : il a été développé à partir de la Seconde Guerre mondiale. Il est plus efficace, pour des portées plus courtes, que le pont suspendu et nécessite moins de câbles pour soutenir le tablier. Ce dernier est accroché grâce à une série de câbles distincts, disposés en éventail ou en harpe. Dans la configuration en éventail, les câbles se rejoignent au sommet du pylône au niveau d'une selle tandis que dans une configuration en harpe, ils sont rattachés au tablier et au pylône à intervalles réguliers, parallèlement les uns aux autres.

Les premiers ponts de ce type utilisaient deux nappes de haubans reliés à des pylônes jumeaux soutenant les deux cotés de tablier

Fig. I.12 : pont à haubans [Réf.1].

❖ Les avantages :

- Ils présentent une grande importance architecturale.
- L'élancement exceptionnel des tabliers. Cette qualité n'a d'intérêt bien sur que si la souplesse et la déformabilité du tablier satisfont les critères d'exploitation de l'ouvrage.

❖ Les inconvénients :

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

I. 10.3. Variante N°03 : Pont mixte :

L'appellation de pont mixte recouvre des conceptions très variées, principalement liées au nombre et à la nature des poutres métalliques.
Les ponts à poutres constituent la grande majorité des ponts métalliques, en effet, ils couvrent une large gamme de portée, les poutres peuvent être placées sous la chaussée (pont à poutres sous chaussées), on distingue les poutres en I, à âme pleine, en treillis, les poutres caissons. Actuellement, ce sont les poutres en I qui sont les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple. La gamme usuelle de longueur des poutres métalliques est de 25 à 90 m environ pour les travées indépendantes. La dalle peut être constituée d'un hourdis en béton armé ou précontraint connecté à l'appui par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

Fig. I.13 : pont mixte [Réf.1].

❖ Les avantages :

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre de poutre.
- N'est pas sensible au tassement différentiel pour les ponts à travées isostatiques.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- L'excellent rapport poids/performance du matériau acier.

❖ Les inconvénients :

- Le coût est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande de mains d'œuvre qualifiée.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Les poutres en **I** sont sensibles au déversement de même pour les ensembles de pièces de pont, montant ou entretoises.
- Instabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.

I. 11. Analyse multicritère :

	Pont à poutre-caisson	Pont à hauban	Pont mixte
Economie	+	-	-
Entretien	+	-	-
Esthétique	+	+	-
Exécution	/	-	/
délai	-	-	+
coût	-	-	-

Tab. I.1 : Evaluation des critères de choix d'un pont.

+ : Favorable,

- : Défavorable,

/ : Médian.

I. 12. Conclusion :

Le choix de l'une ou de l'autre des variantes n'est fait qu'après avoir eu recours à des études technico-économiques avancées, que nous ne pouvons faire.

Donc nous constatons que la variante susceptible de répondre le mieux, techniquement et économiquement, à la problématique posée est la variante « pont construit par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place ».

Chapitre II

Présentation de l'ouvrage

Introduction :

Suite à l'ouverture de l'autoroute Est – Ouest, devant relier la ville de Maghnia (frontière marocaine) à El Tarf (frontière tunisienne) en passant par les grandes villes du nord de l'Algérie, les autorités ont décidé de relier plusieurs wilayas à cette nouvelle infrastructure routière pour pouvoir fluidifier le réseau de routes nationales qui est saturé.
La wilaya de Tizi Ouzou est l'une de ces wilayas qui bénéficiera d'une pénétrante qui devra relier, sur une distance de 48 km, la wilaya de Tizi- Ouzou à l'autoroute Est- ouest, à hauteur de l'échangeur de Djebahia, dans la wilaya de Bouira.
Le présent travail a pour objet l'étude d'un ouvrage d'art, plus précisément un viaduc qui fera partie intégrante de cette nouvelle voie express de 2 x 3 voies, qu'on appelle pénétrante autoroutière.

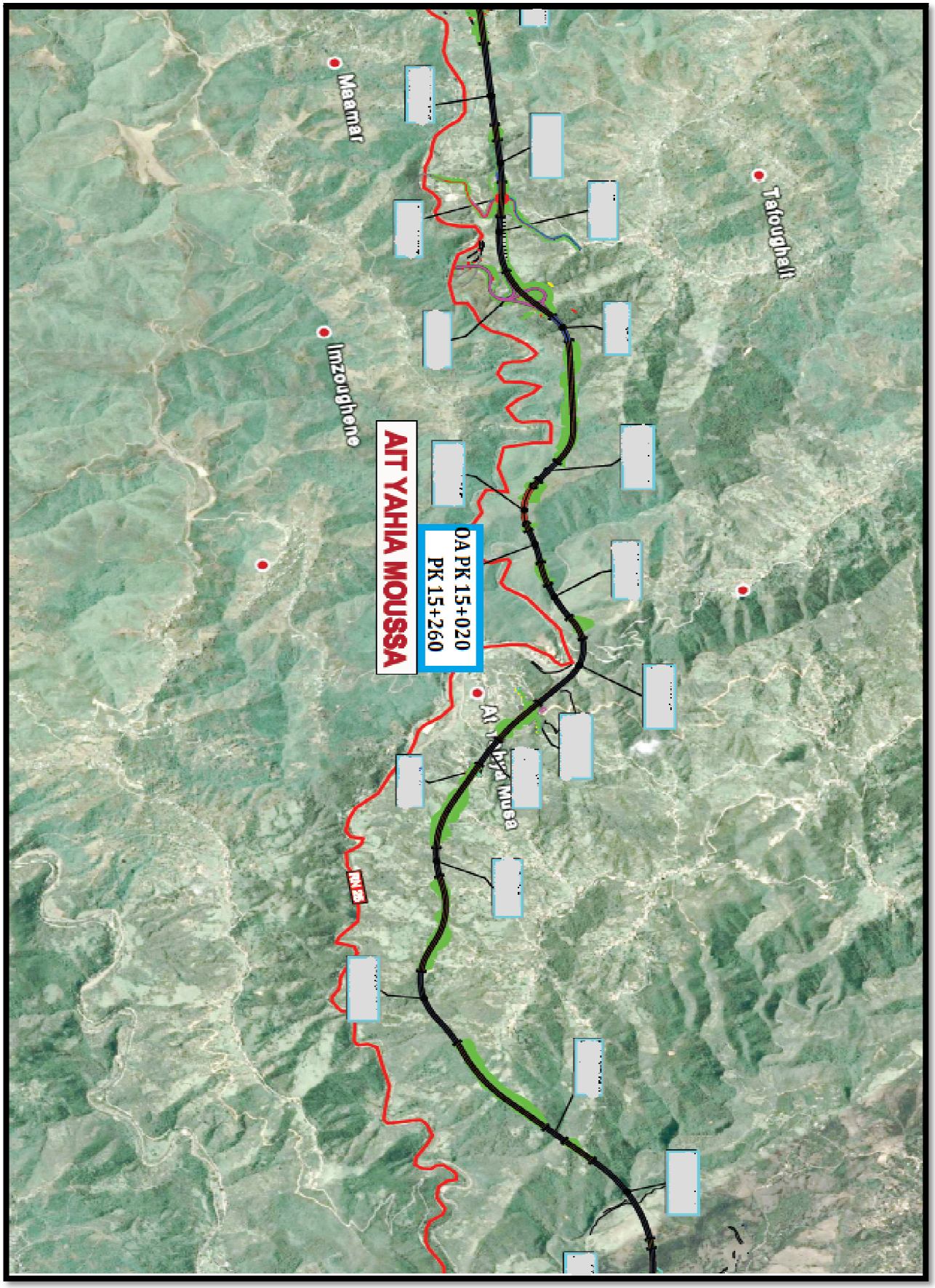

Fig. II. 1. Situation de l'ouvrage.

II. 1. Description et présentation de l'ouvrage :

Ce projet a été proposé par la Direction des Travaux Publics de la Wilaya de Tizi Ouzou. L'ouvrage est constitué de deux viaducs similaires construits l'un à coté de l'autre (distants de moins de 1 mètre). Cette conception a permis de faire en sorte que chaque viaduc puisse porter un seul sens de circulation. Durant la suite de cette étude, nous nous focaliserons sur la conception d'un seul viaduc.
Situé au kilomètre 15 (en partant de Bouira) de la pénétrante autoroutière, ce viaduc long de 240 m a été divisé en trois travées :
_ deux travées de rives ayant chacune 70,00 m de longueur,
_ une travée centrale de 100,00 m de long.

Le tablier repose donc sur deux piles de hauteurs respectives 22,90 m et 17,30 m et deux culées.
Le viaduc possède une pente longitudinale de 4,20 %.

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

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

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

II. 1.1. Exigences relatives à la voie portée :

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

Tracé en plan :

Le tracé en plan est la projection verticale sur un plan horizontale de la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, cela permet de définir la longueur de l'ouvrage (240 m), le biais si il existe et la courbure.

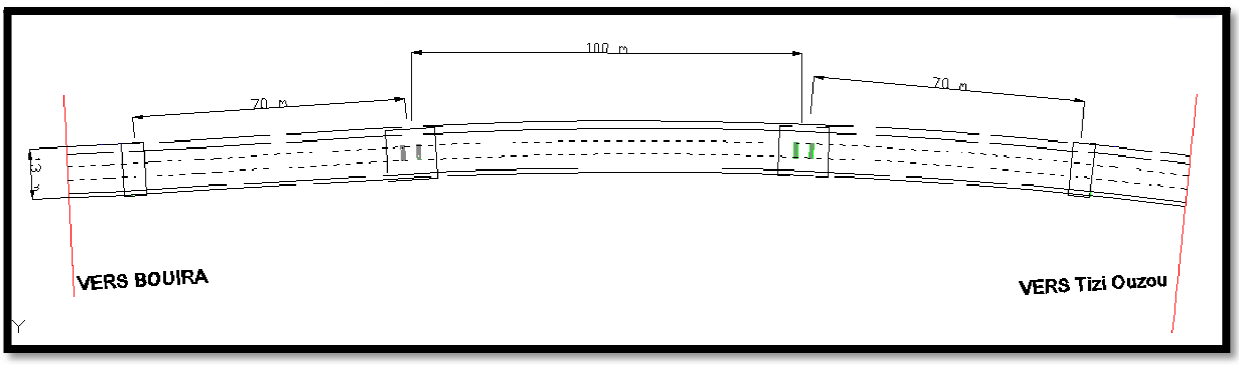

Fig. II. 2. Tracé en plan.

On remarque que l'ouvrage présente une légère courbure.

Profil en long :

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

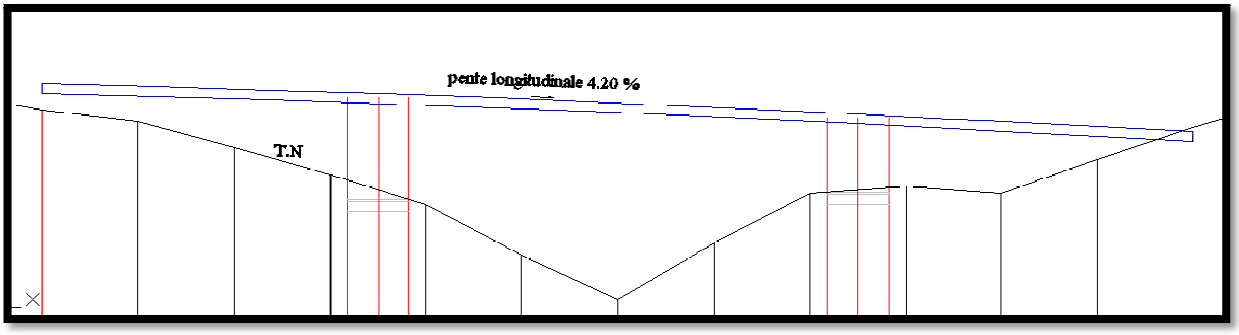

Fig. II. 3. Profil en long.

L'ouvrage présente une pente longitudinale de 4,20%.

Profil en travers :

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

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

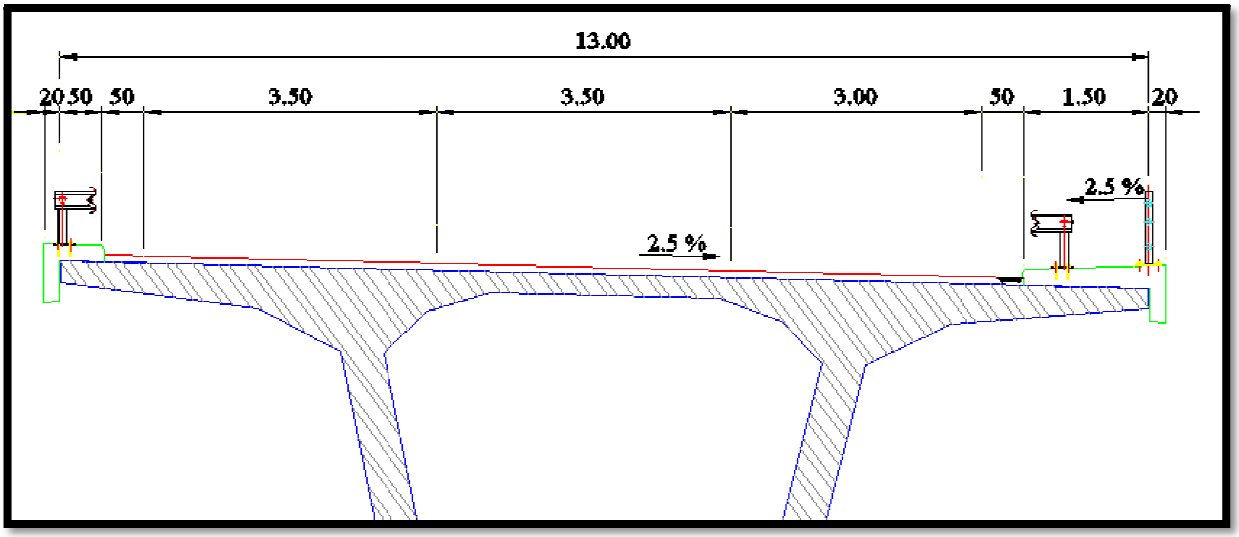

Fig. II. 4. Profil en travers.

_ Largeur utilisé $\mathbf{L_t = 13{,}00\ m}$

_ La largeur rouable $\mathbf{L_r = 10{,}00\ m}$

_ Nombre de voies de circulation : **3 voies**

_ Largeur des trottoirs : **1,50 m** (pour le trottoir de droite).

_ Le devers : **2,5%**

II. 1.2. Exigences naturelles :

Données géotechniques :

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

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

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

– paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante);

– paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage);

– compacité (pour les problèmes de terrassements);

– perméabilité (pour les problèmes d'épuisements ou de bétonnage dans les fouilles).

Ces essais, réalisés par le Laboratoire Central des Travaux Publics, ont permis de déterminer la nature du sol que l'ouvrage devra traverser.
Les résultats finaux des sondages géotechniques sont les suivants :

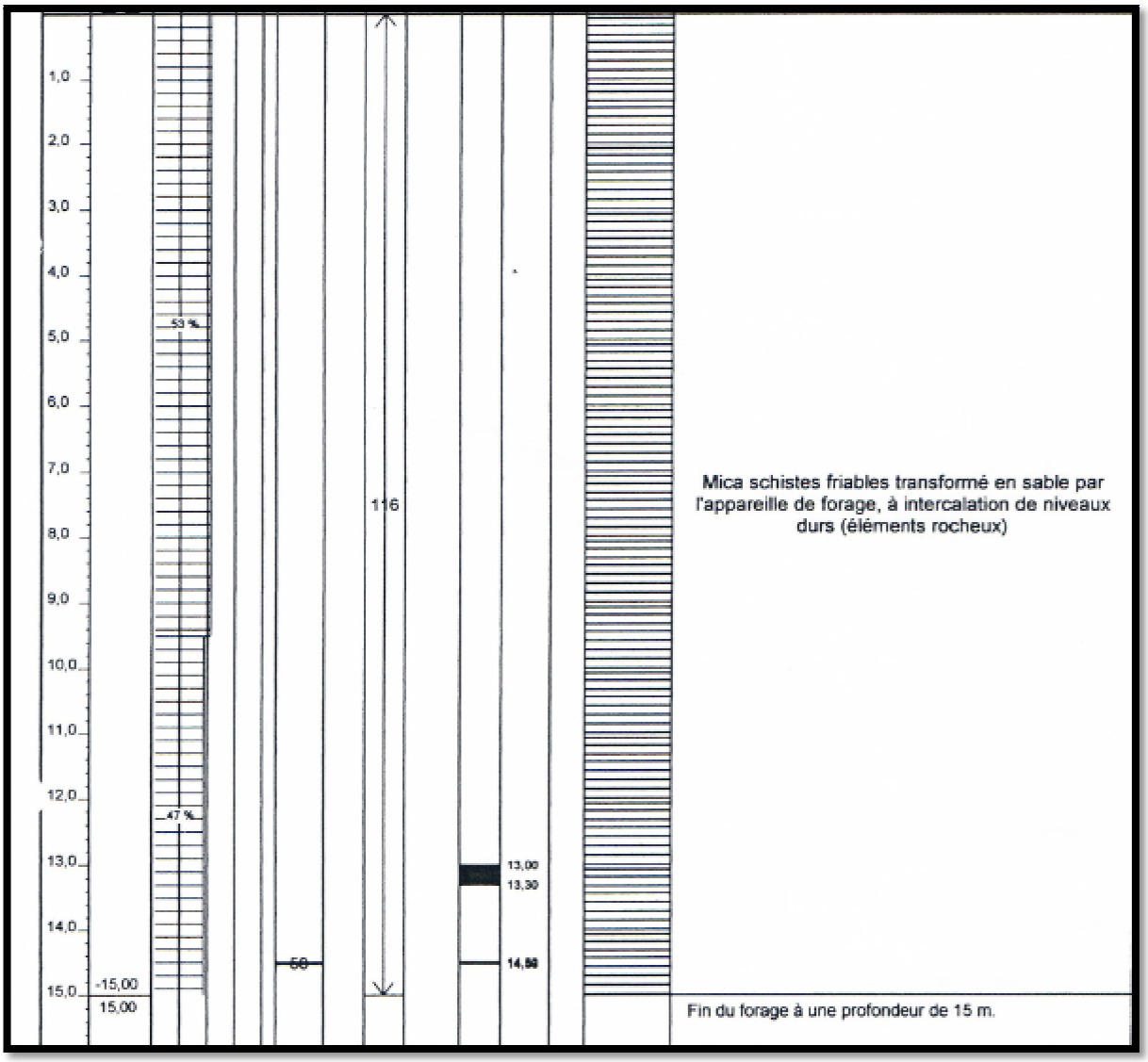

Fig. II. 5. Rapport géotechnique.

D'après ce rapport, le sol en place possède de très bonnes caractéristiques mécaniques, il est composé de mica schistes sur 15 m de profondeur, qui est une roche métamorphique.

On va donc opter, dans la suite de notre étude, pour l'utilisation de fondations superficielles.

Données climatiques :

La Température

Les effets du gradient (variation) de température seront pris en compte dans les calculs et dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis.

La Neige

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans les calculs des ponts mais ils peuvent intervenir dans quelques cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

Le vent

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule 61, Titre II définissant les surcharges appliqués aux ponts routiers.

Données sismiques :

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

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale. Notre ouvrage se situe dans la wilaya de Tizi Ouzou, qui est classée par le Règlement parasismique Algérien pour les ouvrages d'art (RPOA) dans la zone II A c'est-à-dire une zone à sismicité moyenne.

II. 2. Méthode de construction :

II. 2.1. Définition des fléaux :

L'ouvrage a une longueur totale de 240 m, avec une longueur construite en encorbellement de 4 x 50 m et deux parties coulées sur cintre de 19 m chacune.
Un fléau représente une partie du viaduc construite en encorbellement.

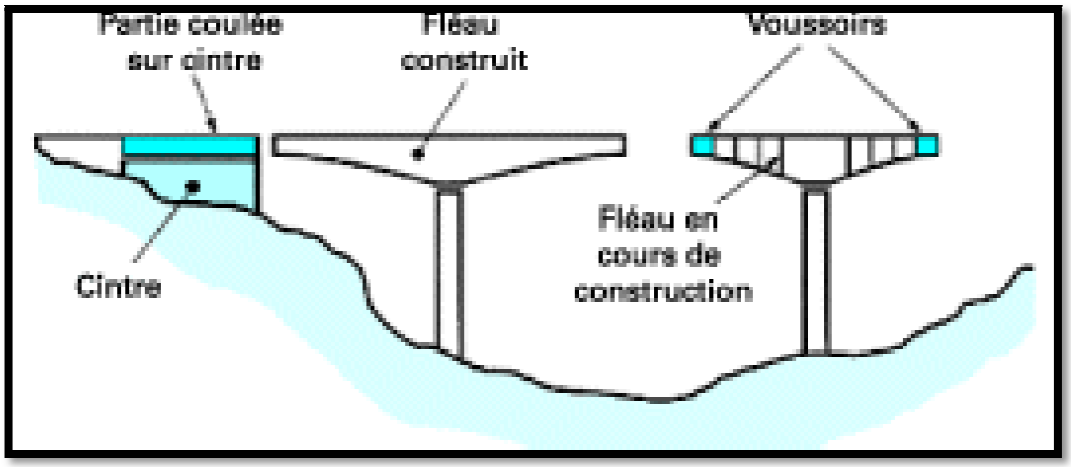

Fig. II. 6. Construction en encorbellement [Réf.14].

II. 2.2. Réalisation des voussoirs :

La construction par encorbellement consiste à réaliser le tablier en console au dessus du vide, sans l'aide d'échafaudage, en opérant par tronçon successif appelé « voussoir» et, en faisant supporter à la partie déjà réalisée le poids des tronçons suivants.

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

Fig. II. 7. Réalisation d'un voussoir sur pile (France).

Dans le cas de l'ouvrage dont nous réaliserons l'étude, le voussoir sur pile est encastré sur ladite pile.
Dans certains cas, le voussoir sur pile repose sur des appareils d'appui en phase d'exploitation mais il doit, en phase de construction, être encastré à la pile pour des raisons de stabilité évidentes.

Le choix d'encastrer ou non le voussoir sur pile est fait suivant la hauteur de la pile, plus la pile est haute et souple plus on peut reporter une partie des efforts de la structure dans les appuis.

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

Fig. II. 8. Réalisation d'un fléau (France).

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

Fig. II. 9. Ferraillage du voussoir de Clavage (France).

II. 3. Cinématique de la construction :

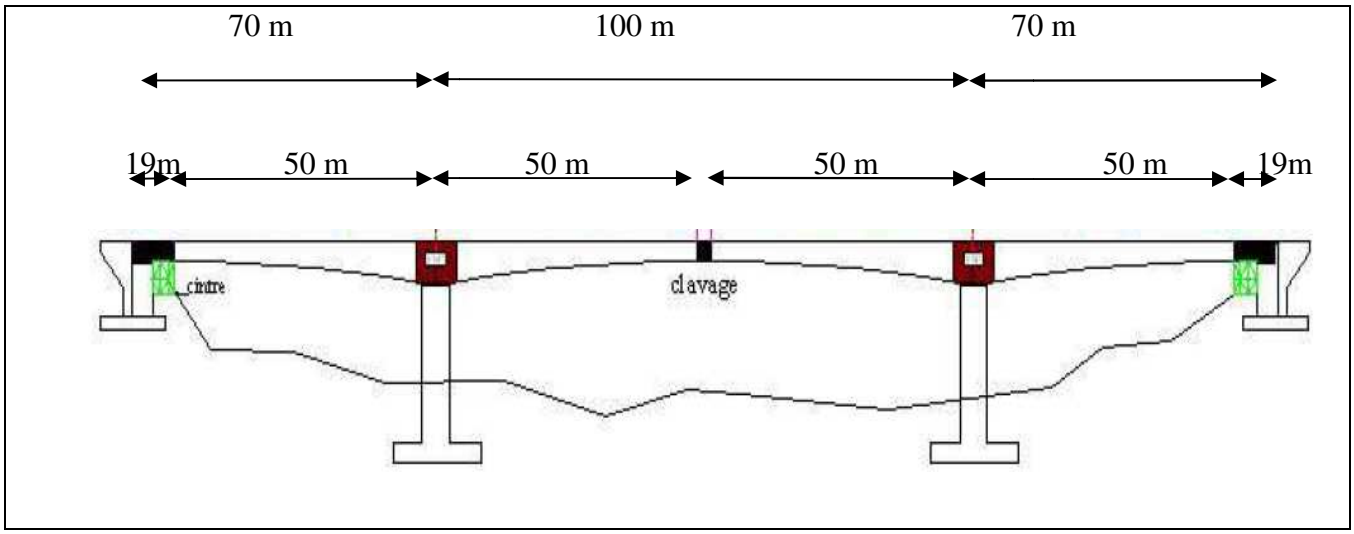

Fig. II. 10. Répartition des fléaux.

II. 3.1. Construction des piles et des culées :

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

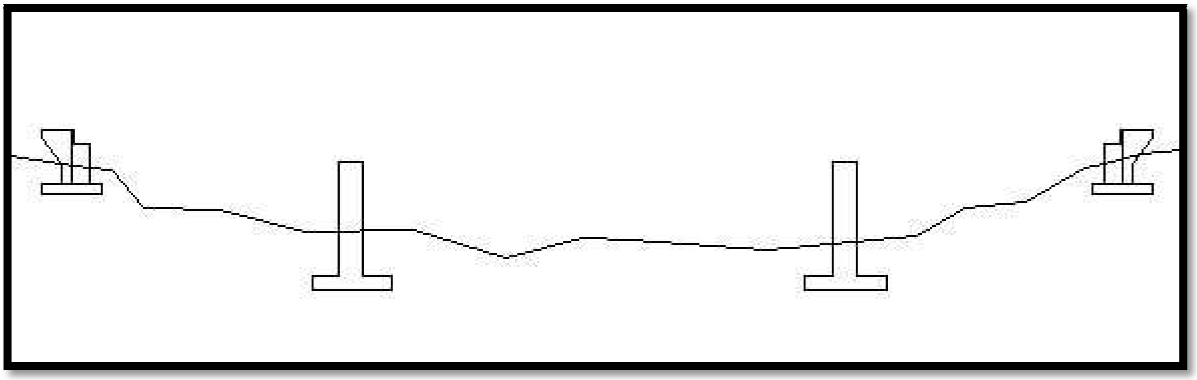

Fig. II. 11. Construction des piles et des culées.

II. 3.2. Construction de chaque fléau sur pile:

Après bétonnage du voussoir sur pile, les voussoirs courants sont bétonnés sur place, à l'aide d'un coffrage mobile, de part et d'autre de la pile symétriquement.
La longueur du voussoir sur pile sera assez importante (environ 8 m soit la longueur de deux

voussoirs courants) pour permettre de placer les 2 équipages mobiles de chaque coté du fléau et réaliser convenablement la mise en tension des câbles.

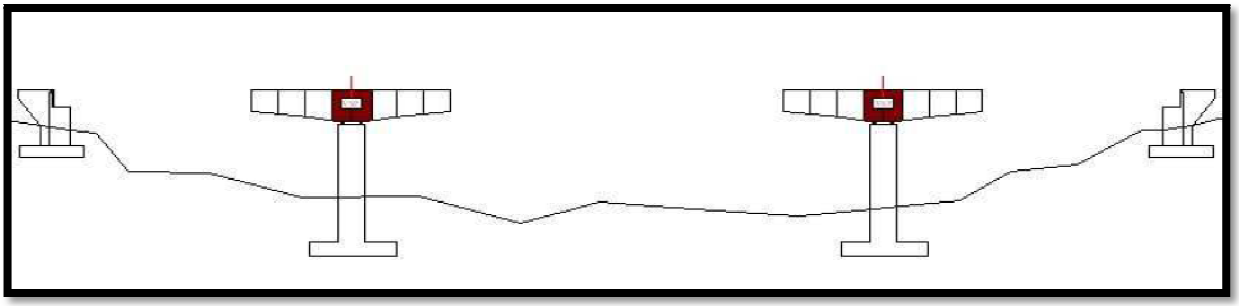

Fig. II. 12. Construction des fléaux.

II. 3.3. Clavage des travées de rives :

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

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

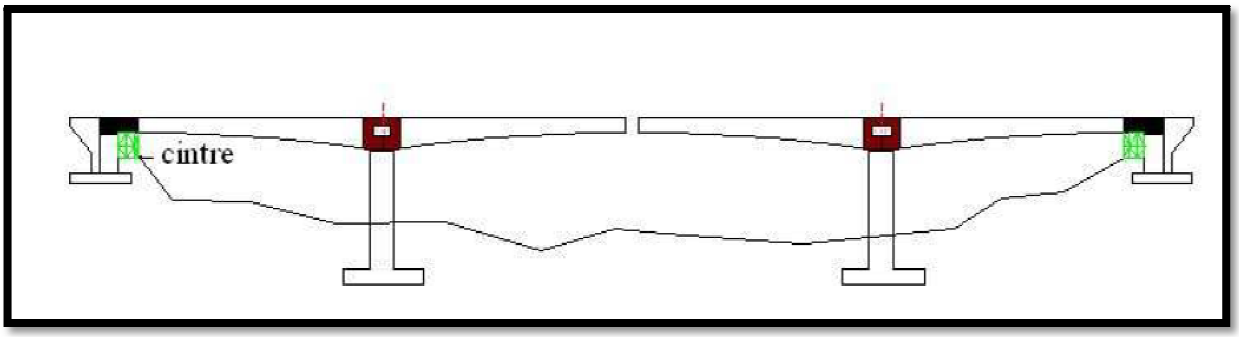

Fig. II. 13. Clavage des deux travées de rive.

II. 3.4. Clavage de la travée centrale :

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

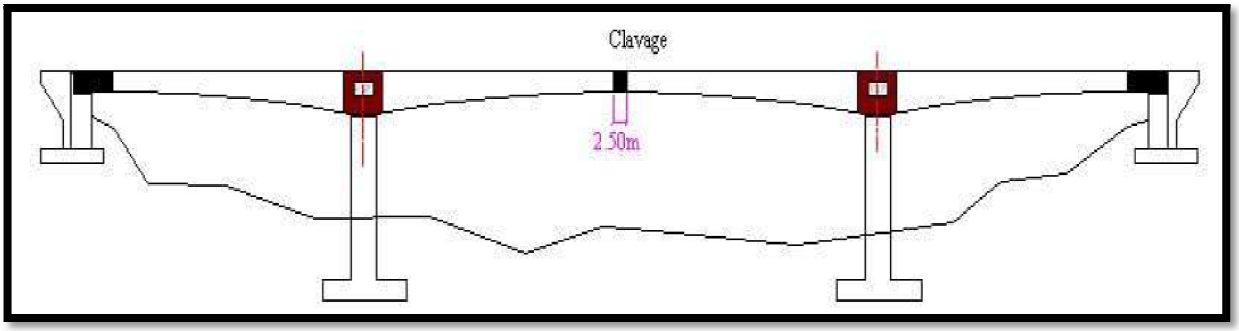

Fig. II. 14. Clavage de la travée centrale.

Chapitre III

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III. 1. Caractéristiques des matériaux utilisés :

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

III. 2. Béton :

Le béton est un mélange dans des proportions prédéfinies de liant (ciment), de granulat (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau et parfois d'autres ajouts, conformément aux prescriptions du **BAEL** ou du **BPEL**.
Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il est utilisé sous des contraintes plus élevées, ces qualités sont alors:

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

a. Dosage :

Le béton est dosé à **400 kg/m^3** de ciment **CPJ 425,** avec un contrôle strict.

b. Densité :

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

III. 2.1. La résistance caractéristique à la compression :

Pour l'établissement des projets et dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Elle est notée $\mathbf{f_{c28}}$ et est choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage au m^3.

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

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

- Quand $1 \leq j \leq 28$

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

- Quand j > 28

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

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

- Quand 1≤ j ≤ 28

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

- Quand j > 28

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

III. 2.2. La résistance caractéristique à la traction :

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

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

Pour
- Le tablier : $\mathbf{f_{tj}} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{\mathbf{cj}} = 0{,}6 + (0{,}06)\ 35 = 2{,}7$ MPa
- Les appuis : $\mathbf{f_{tj}} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{\mathbf{cj}} = 0{,}6 + (0{,}06)\ 27 = 2{,}2$ MPa

Avec : $\mathbf{f_{tj}}$ et $\mathbf{f_{cj}}$ **en** MPa.

III. 2.3. Contrainte de calcul à l'état limite ultime :

Le diagramme contraintes ($\boldsymbol{\sigma_{bc}}$) déformations ($\boldsymbol{\varepsilon_{bc}}$) du béton aux ELU règlementaires est le diagramme de calcul simplifié dit "PARABOLE- RECTANGLE". Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions.

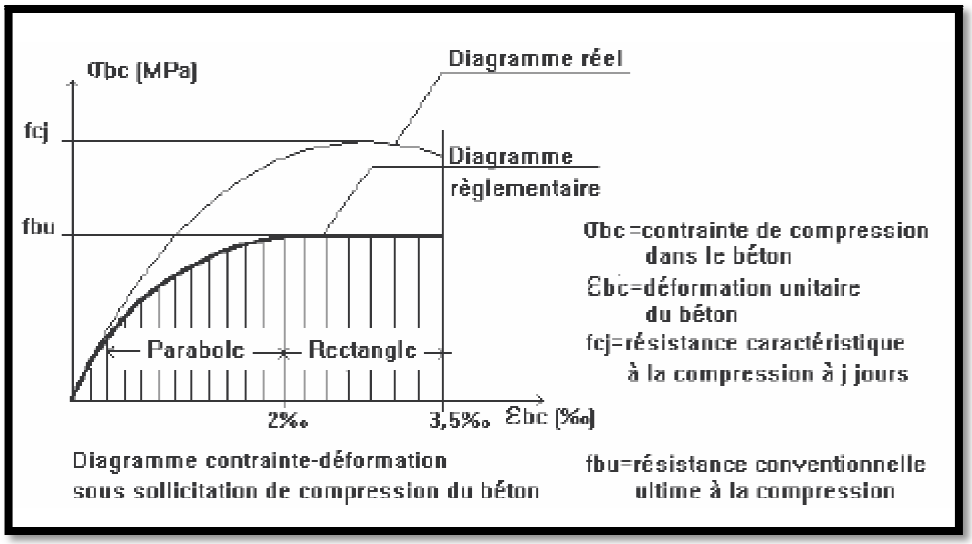

Fig. III.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU [Réf.12].

La valeur $\mathbf{f_{bu}}$ de la contrainte de calcul pour une déformation supérieure ou égale à 2.10^{-3} est égale à :

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

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

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

III. 2.4. Contrainte de calcul à l'état limite de service :

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

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

III. 2.5. Coefficient de poisson :

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

Δt: Augmentation relative de la dimension transversale.
Δl: raccourcissement relatif longitudinal.

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

III. 2.6. Module de déformation longitudinale :

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

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

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

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

III. 2.7. Module de déformation transversale :

Il est donné par la formule suivante :

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

III. 3. Les aciers :

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

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

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

III. 3.1. Les aciers passifs :

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

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **FeE500**, leur limite élastique est égale à **500 MPa**.

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

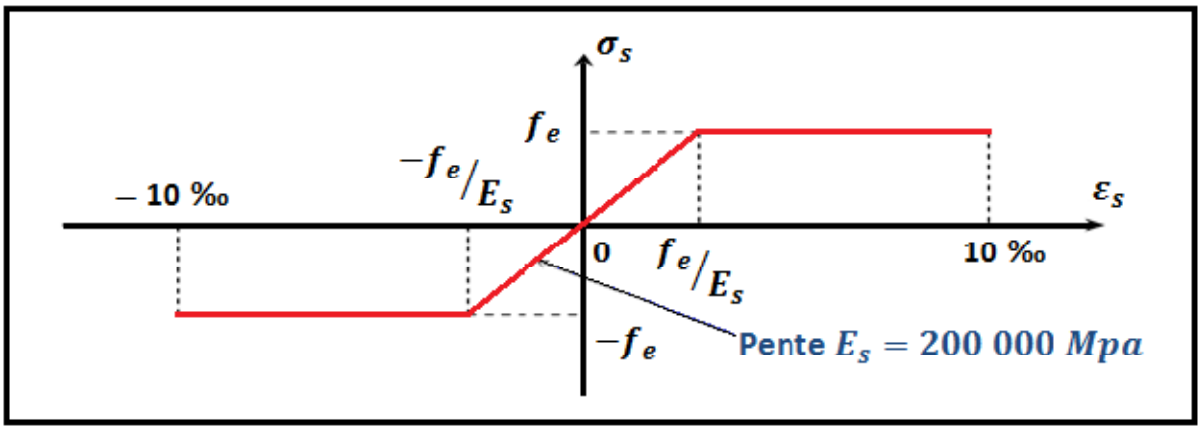

Fig. III.2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier [Réf.12].

➢ Etat limite ultime (ELU) :

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

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : coefficient de sécurité

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

➢ Etat limite de service (ELS) :

La contrainte limite de traction $\overline{\sigma_s}$ dépend du type de fissuration.

Pour la fissuration peu nuisible : $\overline{\sigma_s} = f_e$

Pour la fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right\}$

Pour la fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = min\left\{\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{nf_{tj}}\right\}$

III. 3.2. Aciers de précontrainte « actif » :

Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont une plus forte teneur en carbone. On utilisera des câbles **19T15S (super)** car ce type de câble est réservé aux ouvrages de portées moyennes à grandes.

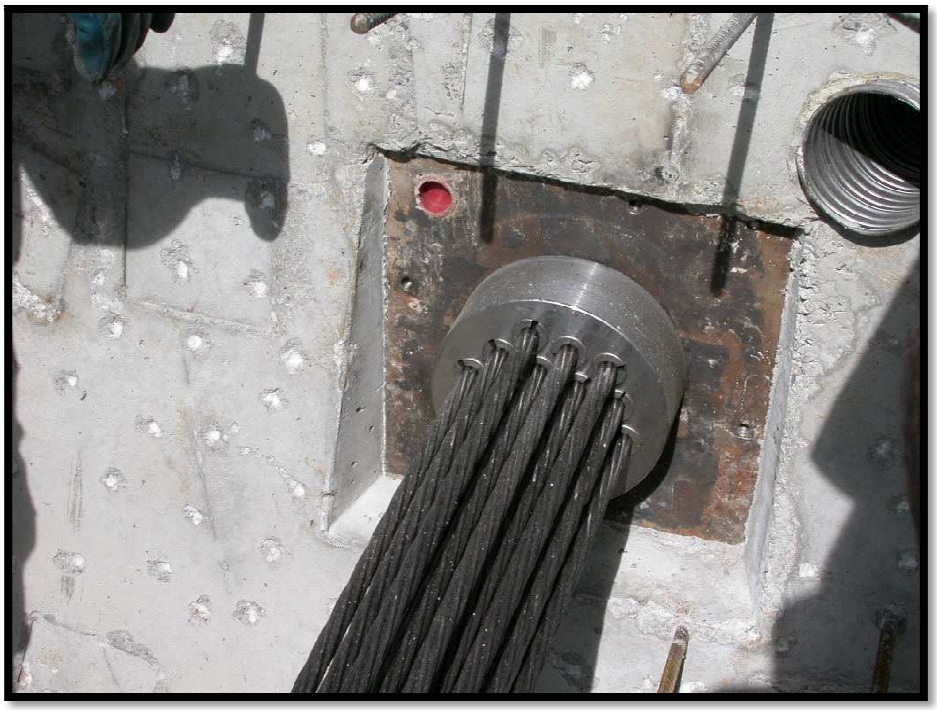

Fig. III.3 : Acier actif (19T15S) [Réf.15].

III. 3.3. Caractéristiques géométriques :

Section nominale d'un toron : 150 mm
Section nominale d'un câble à 19 torons : 2850 mm²
Diamètre extérieur de la gaine : $\phi_{ext} = 100$ mm
Diamètre intérieur de la gaine : $\phi_{int} = 97$ mm

III. 3.4. Caractéristiques mécaniques :

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

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

Coefficient de frottement angulaire : $f = 0{,}22\ rd^{-1}$

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

Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2{,}50$ % (acier à très basse relaxation TBR)
$\mu_0 = 0{,}43$ % (TBR).

Recul d'ancrage : 6 mm.

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

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

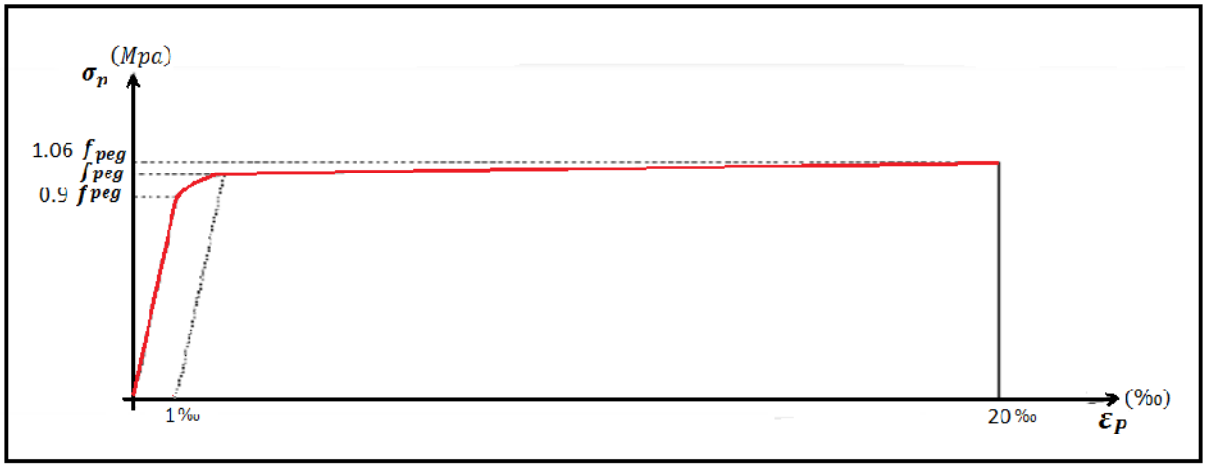

Fig. III.4 : Diagramme contraintes - déformations des aciers de précontrainte [Réf.13].

Chapitre IV

Pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement est essentiel dans la conception de tout ouvrage de Génie Civil. Dans le cas de l'étude d'un pont, on doit procéder à deux dimensionnements, l'un qui sera longitudinal et l'autre transversal.

IV.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage :

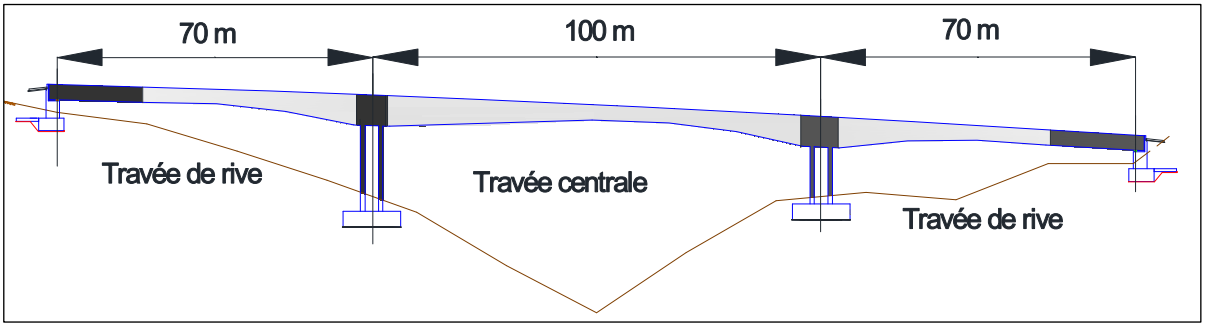

Fig. IV.I : Coupe longitudinale.

Le viaduc comporte deux travées de rive et une travée intermédiaire (centrale) ayant respectivement les portées suivantes : 70 m et 100 m.

Le tablier se compose d'une poutre caisson, qui est divisée en plusieurs éléments que l'on appelle plus communément des voussoirs,
Cette poutre caisson possède une hauteur variable et est réalisée en béton précontraint, elle repose sur deux piles avec un encastrement parfait et sur des appareils d'appuis au niveau des culées.

IV.1.1. Distribution des travées :

L'emplacement des piles dépend de la longueur des travées à utiliser et de la stabilité d'ensemble.

En ce qui concerne les travées de rives, on serait tenté de leur donner une longueur sensiblement égale à la moitié de celle d'un demi-fléau. Mais à cause d'une telle disposition, les extrémités du tablier risqueraient de se soulever sous l'effet des charges d'exploitation placées sur la partie négative de la ligne d'influence (à mi travée).
C'est pourquoi, la longueur des travées de rives est augmentée d'une portion de tablier, de hauteur constante, coulée sur cintre.
Le cintre étant un étaiement de type échafaudage renforcé, qui soutient le coffrage permettant de couler le tablier. Le cintre peut prendre appui sur le sol (classique) ou prendre appui sur le tablier en construction (auto porteur).

Fig. IV.2 : Tablier coulé sur cintre (France).

Selon J.A. Calgaro, [Réf.3], la longueur des travées de rives doit être comprise dans l'intervalle suivant :

$$0,58L_i \le L_r \le 0,70L_i \qquad \begin{cases} L_i = 100m \\ 0,58L_i = 58m \\ 0,70L_i = 70m \end{cases}$$

On choisira une longueur de travée de rive L_r égale à 70 mètre.

IV.1.2. Hauteur de la poutre : (SETRA [Réf.6])

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

- **Hauteur sur pile :**

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

$$\frac{L_i}{18} \le h_p \le \frac{L_i}{16} \quad \begin{cases} L_i = 100m \\ \frac{L_i}{18} = 5,56m \\ \frac{L_i}{16} = 6,25m \end{cases} \Longrightarrow \quad 5,56m \le h_p \le 6,25m$$

On choisira : $h_p = 6,00m$.

- **<u>Hauteur à la clé :</u>**

  La hauteur à la clé h_c est en général comprise entre le L_i/30 et le L_i/35 de la portée de la travée considérée, avec un minima de 2,20 m permettant un cheminement aisé dans le caisson.

$$\frac{L_i}{35} \le h_c \le \frac{L_i}{30} \quad \begin{cases} L_i = 100m \\ \frac{L_i}{35} = 2,86m \\ \frac{L_i}{30} = 3,33m \end{cases} \Longrightarrow \quad 2,86m \le h_c \le 3,33m$$

On choisira : $h_c = 3,00m$.

IV.1.3. <u>Découpage en voussoirs :</u>

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

- Voussoir sur pile : **8 m** (02 voussoirs)
- Voussoir courant : **3 m** (60 voussoirs)
- Voussoir sur culée : **19 m** (02 voussoirs coulés sur cintre)
- Voussoir de clavage : **2 m** (03 voussoirs).

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

IV.2.1. Choix d'une section transversale :

Les concepteurs ont choisi la section transversale en caisson car c'est elle qui présentait le plus d'avantages, que l'on peut citer :

- Une bonne résistance à la torsion, provoquée par les importants porte-à-faux réalisés en cours de construction.
- Ces sections possèdent un hourdis inferieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur les piles.
  Le tablier travaille en console, donc engendre des moments négatifs sur la majeure partie des travées, qui sont très importants au voisinage des appuis.
  Les membrures inferieures doivent alors résister à des efforts de compression élevés, d'où l'utilité de réaliser un hourdis inferieur continu entre âmes qui va former une table de compression.
- Le caisson continu facilite les problèmes d'entretien, le passage des canalisations de conduites diverses.

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

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

Or dans notre cas, la largeur du tablier **B** est de 13 mètre. Notre choix se portera alors sur une section type mono caisson à deux âmes.

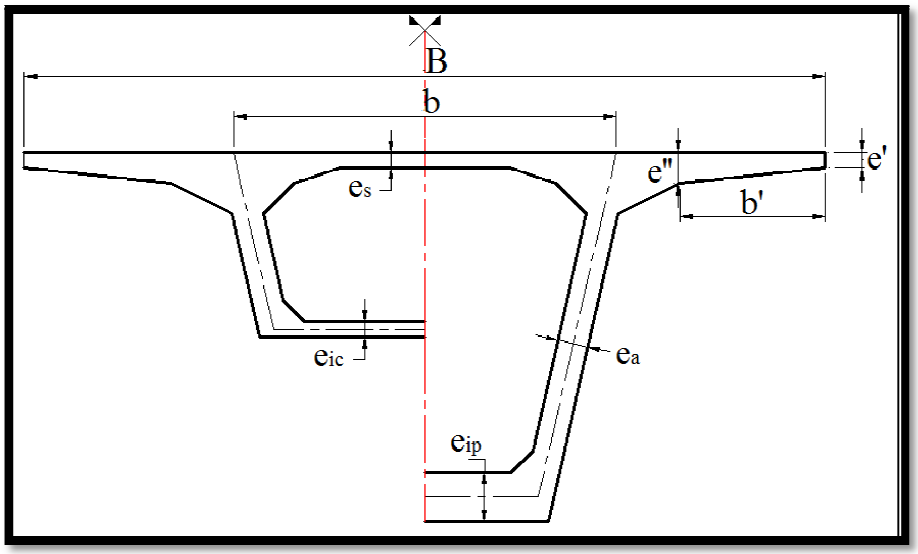

Fig. IV.3 : Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes.

IV.2.3. Epaisseur des âmes :

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage, réduit la largeur des têtes de pile et provoque une diminution de la charge permanente. Les parements extérieurs des âmes sont aussi souvent de meilleure qualité lorsqu'elles sont inclinées. L'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30 %.
L'épaisseur des âmes est conditionnée par le type de câblage adopté et les conditions de résistance à l'effort tranchant.
Dans le cas d'un câblage traditionnel (cas de notre projet), les épaisseurs minimales doivent être :

- e_a = 36 cm pour un câblage à base d'unités de 12T13.
- e_a = 44 cm pour un câblage à base d'unités de 12T15.
- e_a = 49 cm pour un câblage à base d'unités de 19T15.

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

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

D'où $e_a = 46cm$

On optera pour une épaisseur des âmes e_a égale à 50 cm.

- **Inclinaison des âmes** :

L'inclinaison adoptée est de 23 %, soit $tg\alpha = 0,23$ et donc $\alpha = 12,95°$.

IV.2.4. Epaisseur du hourdis supérieur :

Le hourdis supérieur e_s est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité d'y loger des câbles de précontraintes longitudinaux.

$$\frac{b}{30} \leq e_s \leq \frac{b}{25} \qquad \begin{cases} b = 6,5m & \text{(Portée entre axes des âmes)} \\ \frac{b}{30} = 22cm \\ \frac{b}{25} = 26cm \end{cases}$$

On prendra $e_s = 25cm$.

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

On prendra aussi $e' = 25cm$.

IV.2.5. Epaisseur du hourdis inférieur :

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

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

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

- **A la clé :**

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

$$e_{ic} \geq \max(18cm; 3\Phi; \frac{e_a}{3})$$

Avec Φ = 8,0 cm : diamètre extérieur des conduits de précontrainte.

e_a : épaisseur des âmes.

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

On prendra $e_{ic} = 25cm$.

- **Sur pile :**

Au voisinage des piles, c'est l'intensité des contraintes normales dues à la flexion longitudinale qui est prépondérante. Pour un pré dimensionnement, on peut utiliser la règle suivante :

$$e_{ip} = 2,5xe_{ic}$$
$$e_{ip} = 2,5x25 = 62,5cm$$

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

IV.2.6. Dimensionnement des goussets :

- **Gousset supérieur :**

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

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

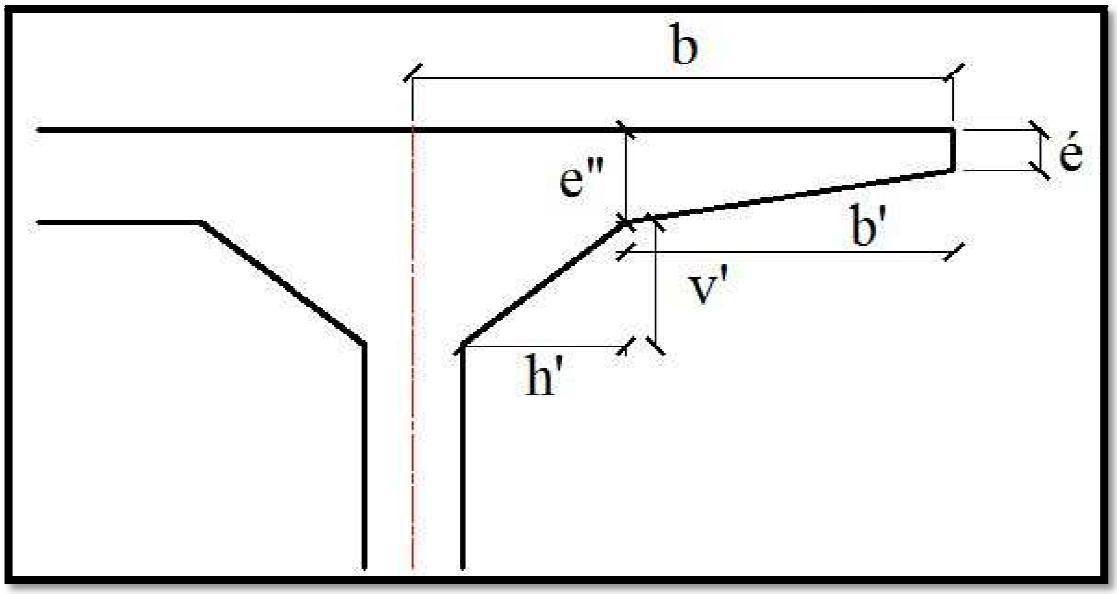

Fig. IV.4 : Gousset supérieur.

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

Si on considère $b' = 236cm$ alors on aura : $33,74cm \leq e'' \leq 47,2cm$

On choisira $e'' = 50cm$.

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

$tg\alpha = 0,50$, or $tg\alpha = \frac{v'}{h'}$ si on prend $h' = 100cm$ alors $v' = 50cm$.

- **Gousset inférieur :**

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

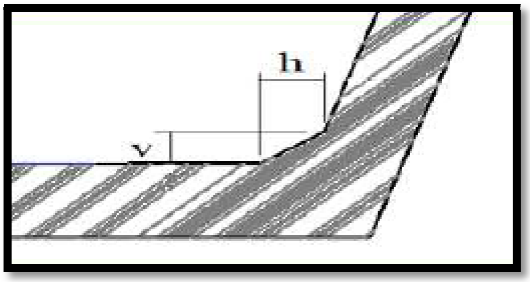

Fig. IV.5 : Gousset inférieur.

Le gousset inferieur a une inclinaison comprise entre 40 et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de ségrégation ou de tout autre défaut de bétonnage.

On opte pour une inclinaison de 45°, donc $h = v = 35cm$.

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

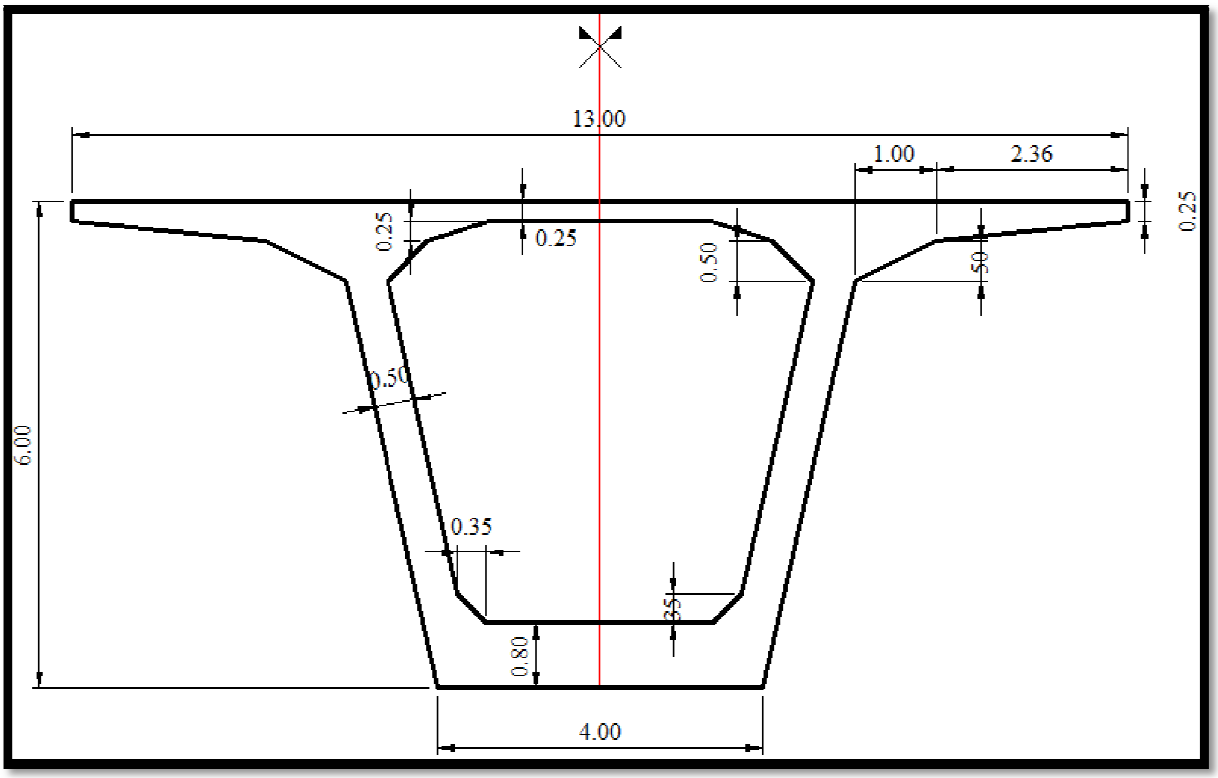

Fig. IV.6 : Coupe transversale d'un voussoir sur pile.

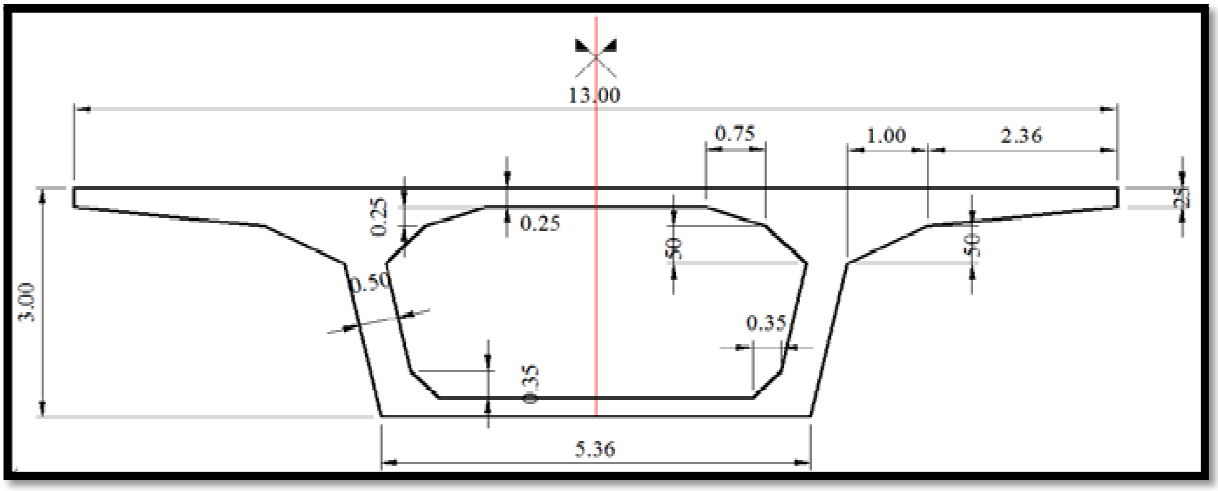

Fig. IV.7 : Coupe transversale d'un voussoir à la clé.

Chapitre V

Caractéristiques géométriques

V.1. Forme du tablier en élévation :

Au delà d'une portée de 70 m, le poids propre d'un ouvrage devient prépondérant dans le calcul des charges globales. Or la plus grande partie de ces charges sont reprises par les sections voisines des appuis (piles).
Les sections en travée étant moins sollicitées que les sections sur pile, il convient alors mieux d'adapter les dimensions des sections à l'intensité des moments fléchissant.
Ce qui nous conduit à faire le choix d'un tablier à hauteur variable, une hauteur maximale à l'appui et minimale à la clé, la clé étant le bout d'un fléau.

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

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

V.2. Calcul des caractéristiques géométriques des sections :

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

La notation utilisée est donnée dans le tableau suivant :

b_i : largeur de l'élément	
h_i : hauteur de l'élément	
S_i : surface de l'élément	$S_i = b_i x h_i$ rectangle $S_i = \frac{b_i x h_i}{2}$ triangle
Y_{Gi} : position du centre de gravité de l'élément par rapport à l'axe X (axe passant par la base du caisson).	
d_i : position de centre de gravité de l'élément par rapport à l'axe X' (axe passant par le centre de gravité du caisson).	
I_{pi} **: moment d'inertie de l'élément par rapport à un axe passant par son centre de gravité.**	$I_{pi} = \frac{b_i x h_i^3}{12}$ rectangle $I_{pi} = \frac{b_i x h_i^3}{36}$ triangle
$I_{pi}(x')$ **: inertie de l'élément par rapport à l'axe X'**	$I_{pi}(x') = I_{pi} + d_i^2 x S_i$
I_Y **: moment d'inertie à la flexion (par rapport à l'axe horizontale passant par G).**	$I_Y = \sum I_{Pi}(x')$
V : la distance du cdg G à la fibre supérieure.	
V' : la distance de cdg G à la fibre inferieure	
ρ : le rendement géométrique de la section	$\rho = \frac{I_Y}{SVV'}$
C : ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau centrale	$C = \rho V$
C' : ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau centrale	$C' = \rho V'$

Tab. V.1 : Notations et formules.

V.2.1. Caractéristiques géométriques du caisson sur pile :

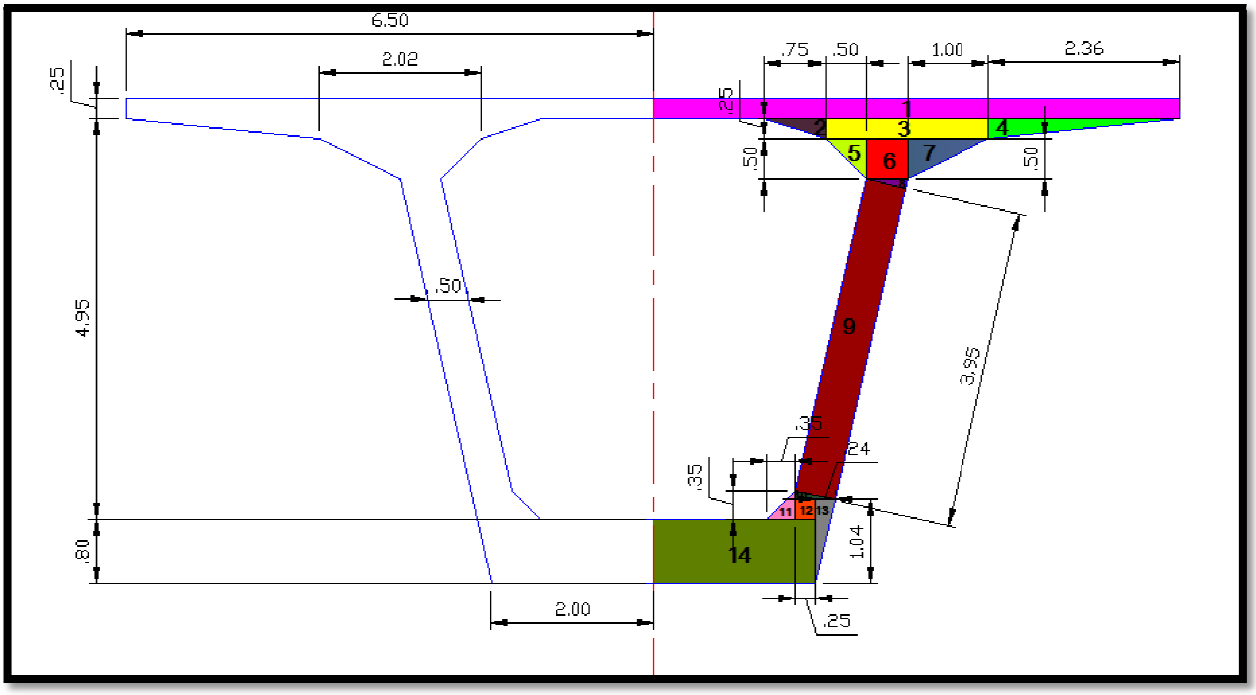

Fig. V.1 : Coupe transversale du voussoir sur pile.

Les résultats sont resumés dans le tableau ci-dessous :

N°	Elément	b_i (m)	h_i (m)	S_i (m^2)	Y_{Gi} (m)	$S_i \times Y_{Gi}$ (m^3)	d_i (m)	d_i^2 (m)	$d_i^2 \times S_i$ (m^4)	I_{pi} (m^4)	$I_{pi}(x')$ (m^4)
1		6,5000	0,2500	1,6250	5,8750	9,5469	2,3295	5,4265	8,8181	0,0085	8,8265
2		0,7500	0,2500	0,0938	5,6667	0,5313	2,1212	4,4993	0,4218	0,0003	0,4221
3		2,0200	0,2500	0,5050	5,6250	2,8406	2,0795	4,3243	2,1838	0,0026	2,1864
4		2,3600	0,2500	0,2950	5,6667	1,6717	2,1212	4,4993	1,3273	0,0010	1,3283
5		0,5000	0,5000	0,1250	5,3333	0,6667	1,7878	3,1963	0,3995	0,0017	0,4013
6		0,5200	0,5000	0,2600	5,2500	1,3650	1,7045	2,9053	0,7554	0,0054	0,7608
7		1,0000	0,5000	0,2500	5,3333	1,3333	1,7878	3,1963	0,7991	0,0035	0,8025
8		0,5000	0,1100	0,0275	4,9267	0,1355	1,3812	1,9076	0,0525	0,00002	0,0525
9		0,5000	3,9500	1,9750	3,0200	5,9645	-0,5255	0,2762	0,5454	2,5679	3,1133
10		0,4900	0,1100	0,0270	1,0767	0,0290	-2,4688	6,0952	0,1643	0,00002	0,1643
11		0,3500	0,3500	0,0613	0,9167	0,0561	-2,6288	6,9108	0,4233	0,0004	0,4237
12		0,2500	0,2400	0,0600	0,9200	0,0552	-2,6255	6,8933	0,4136	0,0003	0,4139
13		0,2400	1,0400	0,1248	0,6933	0,0865	-2,8522	8,1349	1,0152	0,0075	1,0227
14		2,0000	0,8000	1,6000	0,4000	0,6400	-3,1455	9,8942	15,8308	0,0853	15,9161
2Σ	/	/	/	14,0585	/	49,8446	/				71,6691

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

On obtient après calcul :

$$Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} x S_i}{\sum S_i} = \frac{49,8446}{14,0585} = 3,546m$$

$$X_G = 6,50m(symétrie)$$

$$S = 14,0585m^2$$

$$I_Y = \sum I_{Pi}(x') = 71,6691m^4$$

$$V = H - Y_G = 2,454m$$

$$V' = Y_G = 3,546m$$

$$\rho = \frac{I_Y}{SVV'} = \frac{71,6691}{14,0585x2,454x3,546} = 0,586$$

$$C = \rho V = 0,586x2,454 = 1,438m$$

$$C' = \rho V' = 0,586x3,546 = 2,078m$$

V.2.2. Caractéristiques géométriques du caisson sur culée :

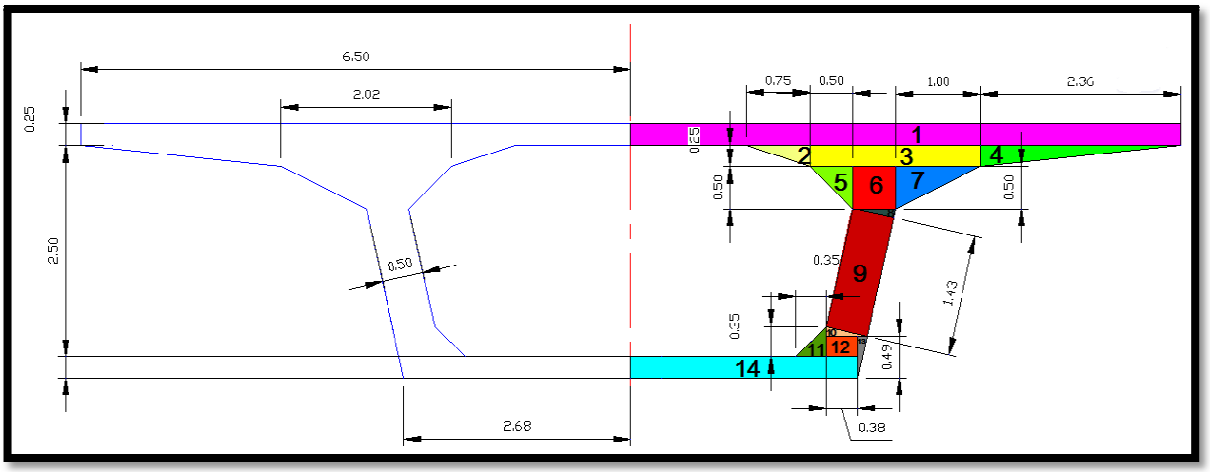

Fig. V.2 : Coupe transversale du voussoir sur culée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

N°	Elément	b_i (m)	h_i (m)	S_i (m^2)	Y_{Gi} (m)	$S_i \times Y_{Gi}$ (m^3)	d_i (m)	d_i^2 (m)	$d_i^2 \times S_i$ (m^4)	I_{pi} (m^4)	$I_{pi}(x')$ (m^4)
1		6,5000	0,2500	1,6250	2,8750	4,6719	0,8633	0,7454	1,2112	0,0085	1,2197
2		0,7500	0,2500	0,0938	2,6667	0,2500	0,6550	0,4290	0,0402	0,0003	0,0405
3		2,0200	0,2500	0,5050	2,6250	1,3256	0,6133	0,3762	0,1900	0,0026	0,1926
4		2,3600	0,2500	0,2950	2,6667	0,7867	0,6550	0,4290	0,1266	0,0010	0,1276
5		0,5000	0,5000	0,1250	2,3333	0,2917	0,3217	0,1035	0,0129	0,0017	0,0147
6		0,5200	0,5000	0,2600	2,2500	0,5850	0,2383	0,0568	0,0148	0,0054	0,0202
7		1,0000	0,5000	0,2500	2,3333	0,5833	0,3217	0,1035	0,0259	0,0035	0,0293
8		0,5000	0,1100	0,0275	1,9264	0,0530	-0,0853	0,0073	0,0002	0,00002	0,0002
9		0,5000	1,4300	0,7150	1,2458	0,8907	-0,7659	0,5865	0,4194	0,1218	0,5412
10		0,4900	0,1100	0,0270	0,5268	0,0142	-1,4849	2,2048	0,0594	0,00002	0,0594
11		0,3500	0,3500	0,0613	0,3667	0,0225	-1,6450	2,7060	0,1657	0,0004	0,1662
12		0,3800	0,2400	0,0912	0,3700	0,0337	-1,6417	2,6950	0,2458	0,0004	0,2462
13		0,4900	0,1100	0,0270	0,3267	0,0088	-1,6850	2,8392	0,0765	0,0000	0,0765
14		2,6800	0,2500	0,6700	0,1250	0,0838	-1,8867	3,5595	2,3849	0,0035	2,3883
2Σ	/	/	/	9,5452	/	19,2017	/				10,2455

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

Après calcul, nous obtenons :

$$Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} x S_i}{\sum S_i} = \frac{19,2017}{9,5452} = 2,012m$$
$$X_G = 6,50m(symétrie)$$
$$S = 9,5452m^2$$
$$I_Y = \sum I_{Pi}(x') = 10,2455m^4$$
$$V = H - Y_G = 0,988m$$
$$V' = Y_G = 2,012m$$
$$\rho = \frac{I_Y}{SVV'} = \frac{10,2455}{9,5452x0,988x2,012} = 0,540$$
$$C = \rho V = 0,540x0,988 = 0,534m$$
$$C' = \rho V' = 0,540x2,012 = 1,086m$$

V.3. Loi de variation des différents paramètres :

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

- **La travée de rive :**

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

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

_ L'intrados (face inferieure de l'arc) a une hauteur constante égale à **h_c = 3,00 m** sur culée (et à la clé), puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre une hauteur **h_p = 6,00 m** au niveau de la pile.

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

La travée de rive ou bien la demi travée intermédiaire contient 15 voussoirs courants, de 3 m de long chacun, soit 45 m.

C'est cette longueur « L = 45 m » que nous utiliserons pour la suite de nos calculs.

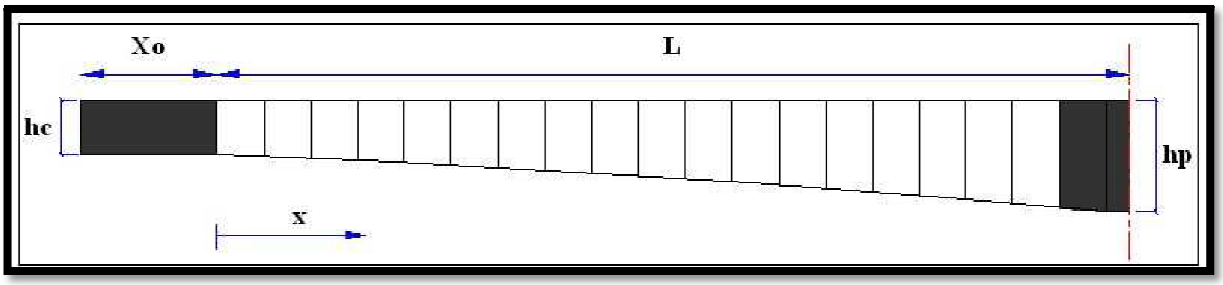

Fig. V.3 : Variation de la hauteur de la travée de rive.

La variation de la hauteur peut être approchée selon la loi qui décrit une variation parabolique : $y = Ax^2 + Bx + C$

Pour $X_0 \le x \le 0$ $\quad h(x) = h_c = 3,00m$

Pour $0 < x \le L$ $\quad h(x) = h_c + (h_p - h_c)(\frac{x}{L})^2 = 3,00 + 0,00148x^2$

Avec h_c : hauteur de la poutre à la clé.

h_p : hauteur de la poutre sur pile.

- **La travée intermédiaire :**

En considérant le fléau intermédiaire représenté sur la figure ci-dessous :

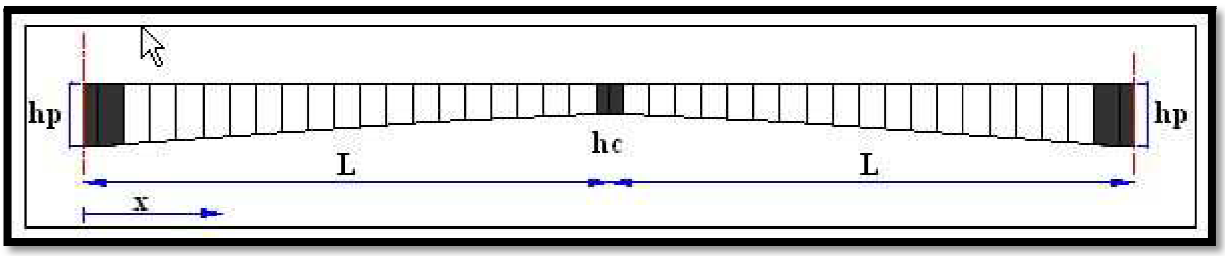

Fig. V.4 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire.

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

Pour $0 \le x \le L$ $\quad h(x) = h_c + (h_p - h_c)(\frac{x}{L})^2 = 3,00 + 0,00148x^2$

Pour $L < x \le 0$ $\quad h(x) = h_c + (h_p - h_c)(\frac{x}{L})^2 = 3,00 + 0,00148x^2$

V.3.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur e(x):

- **La travée de rive :**

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

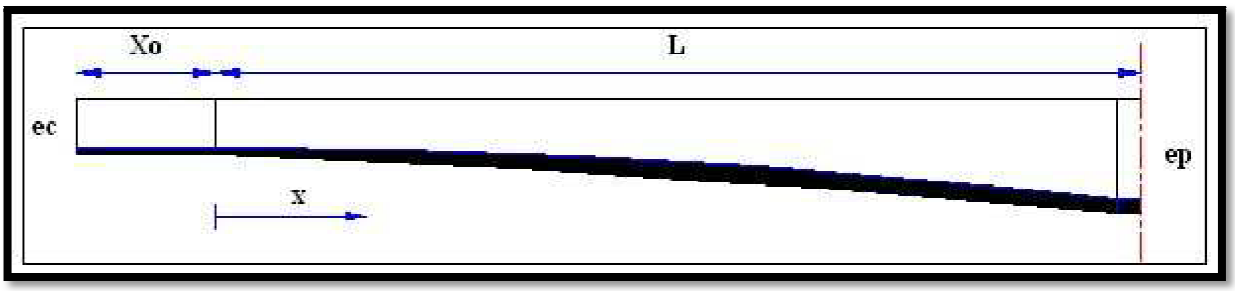

Fig. V.5 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.

Pour $X_0 \le x \le 0$ $\quad e(x) = e_c = 0,25m$

Pour $0 < x \le L$ $\quad e(x) = e_c + (e_p - e_c)(\frac{x}{L})^2 = 0,25 + 0,00027x^2$

Avec : e_c = 0,25 m épaisseur de hourdi inferieur à la clé.

e_p= 0,80 m épaisseur de hourdi inferieur sur pile.

- **La travée intermédiaire :**

En considérant le fléau intermédiaire représenté sur la figure ci-dessous :

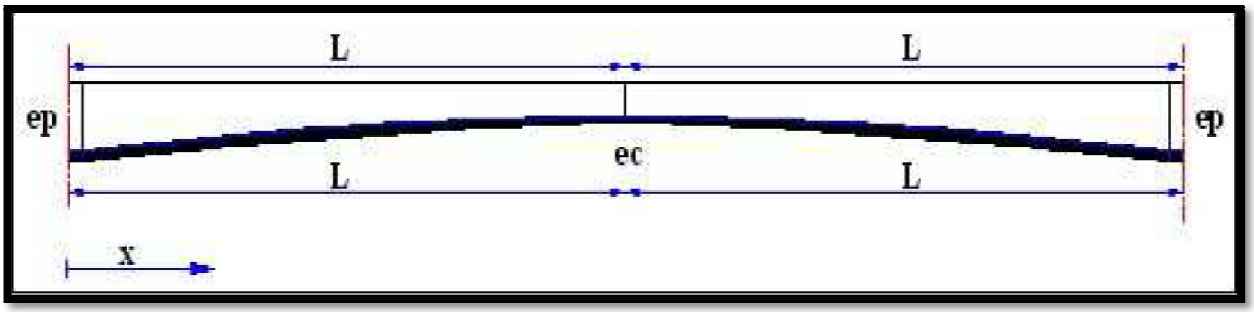

Fig. V.6 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.

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

Pour $0 \le x \le L$ $\quad e(x) = e_c + (e_p - e_c)(\frac{x}{L})^2 = 0,25 + 0,00027x^2$

Pour $L < x \le 0$ $\quad e(x) = e_c + (e_p - e_c)(\frac{x}{L})^2 = 0,25 + 0,00027x^2$

V.3.3. Variation de la section S(x) :

- **La travée de rive :**

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

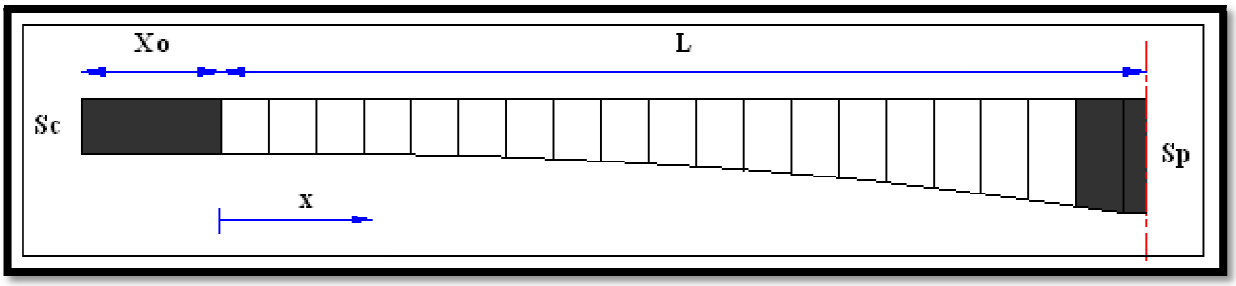

Fig. V.7 : Variation de la section de la travée de rive.

La variation de la section suit la même loi que les paramètres précédents :

Pour $X_0 \le x \le 0$ $\quad S(x) = S_c = 9,5452m^2$

Pour $0 < x \le L$ $\quad S(x) = S_c + (S_p - S_c)(\frac{x}{L})^2 = 9,5452 + 0,00223x^2$

Avec : $S_c = 9,5452\ m^2$ section du caisson à la clé.

$S_p = 14,0585\ m^2$ section du caisson sur pile.

- **La travée intermédiaire :**

En considérant le fléau intermédiaire représenté sur la figure ci-dessous :

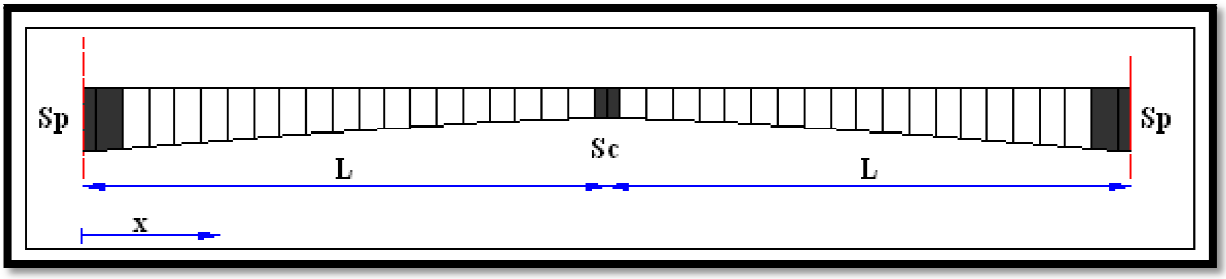

Fig. V.8: Variation de la section de la travée intermédiaire.

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

Pour $0 \le x \le L$ $\quad S(x) = S_c + (S_p - S_c)(\frac{x}{L})^2 = 9,5452 + 0,00223x^2$

Pour $L < x \le 0$ $\quad S(x) = S_c + (S_p - S_c)(\frac{x}{L})^2 = 9,5452 + 0,00223x^2$

V.3.4. Variation de la position du centre de gravité du voussoir $Y_G(x)$:

- **La travée de rive :**

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

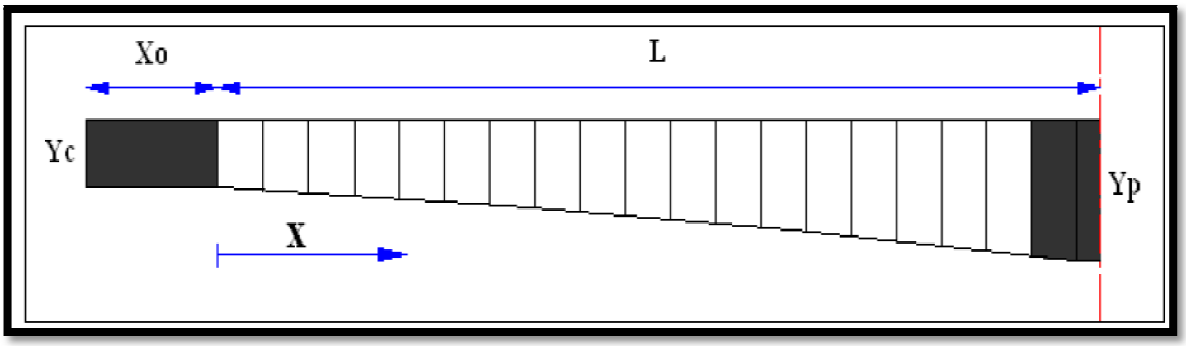

Fig. V.9 : Variation de la position du centre de gravité de la travée de rive.

Pour $X_0 \le x \le 0$ $\quad Y(x) = Y_{Gc} = 2,012m$

Pour $0 < x \le L$ $\quad Y(x) = Y_{Gc} + (Y_{Gp} - Y_{Gc})(\frac{x}{L})^2 = 2,012 + 0,00076x^2$

Avec : $Y_{Gc} = 2,012$ m position du centre de gravité de la section à la clé.

$Y_{Gp} = 3,546$ m position du centre de gravite de la section sur pile.

- **La travée intermédiaire :**

En considérant le fléau intermédiaire représenté sur la figure ci-dessous :

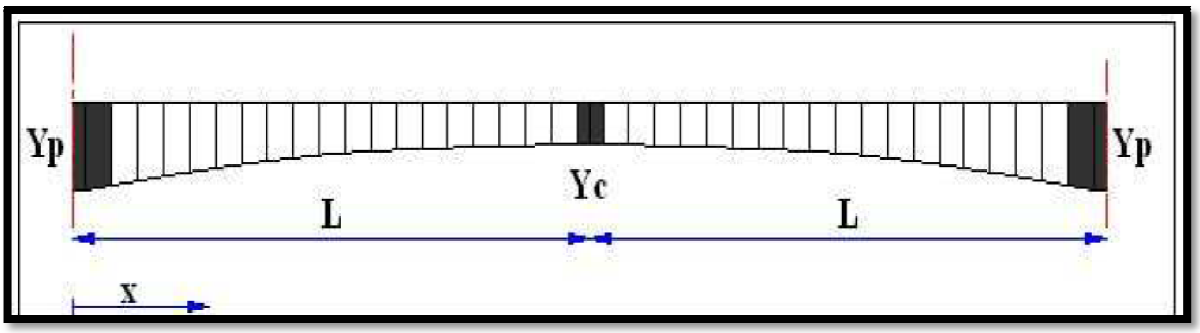

Fig. V.10 : Variation de la position du centre de gravité de la travée intermédiaire.

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

Pour $0 \le x \le L$ $\quad Y(x) = Y_{Gc} + (Y_{Gp} - Y_{Gc})(\frac{x}{L})^2 = 2,012 + 0,00076x^2$

Pour $L < x \le 0$ $\quad Y(x) = Y_{Gc} + (Y_{Gp} - Y_{Gc})(\frac{x}{L})^2 = 2,012 + 0,00076x^2$

V.3.5. Variation de l'inertie $I_y(x)$:

En général, la variation de l'inertie d'une poutre à hauteur variable suit une loi du type $I = Kh^B$, h étant la hauteur de la poutre.

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

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

- **La travée de rive :**

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

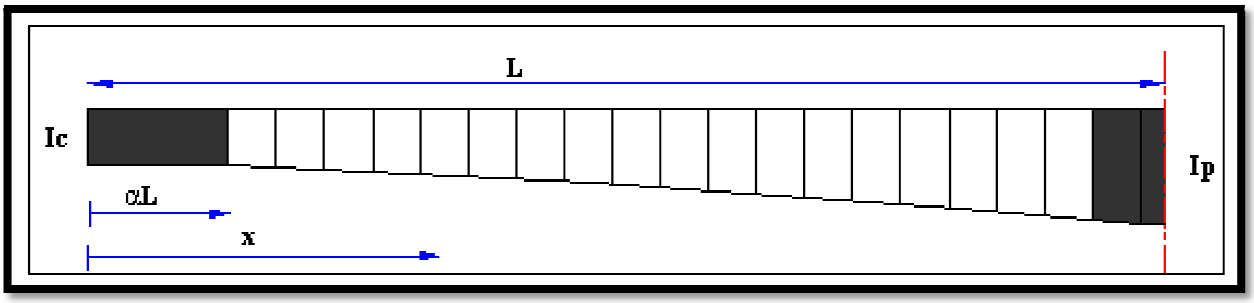

Fig. V.11 : Variation de l'inertie de la travée de rive.

Pour $0 \le x \le \alpha L$ $\quad I_Y(x) = I_{Yc} = 10,2455m^4$

Pour $\alpha L < x \le L$ $\quad I_Y(x) = I_{Yc}\left[1 + K\left(\frac{x-\alpha L}{L-\alpha L}\right)^2\right]^{5/2} = 10,2455\left[1 + 1,177\left(\frac{x-19}{26}\right)^2\right]^{5/2}$

Avec : L = 45 m

α L = 19 m (partie coulée sur cintre)

$$K = \left[\left(\frac{I_{Yp}}{I_{Yc}}\right)^{0,4} - 1\right]$$

$$K = \left[\left(\frac{71,6691}{10,2455}\right)^{0,4} - 1\right]$$

$$K = 1,177$$

$I_{Yp} = 71,6691 m^4$

$I_{Yc} = 10{,}2455\ m^4$

- **La travée intermédiaire :**

En considérant le fléau intermédiaire représenté sur la figure ci-dessous :

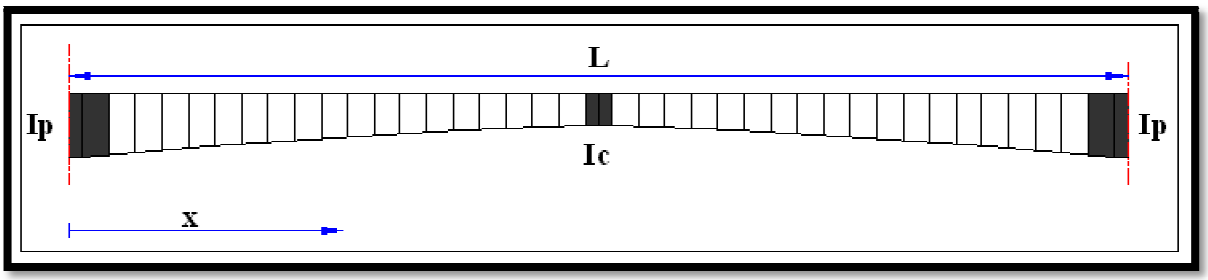

Fig. V.12 : Variation de l'inertie de la travée intermédiaire.

Pour $0 \le x \le L$

$$I_Y(x) = I_{Yc}\left[1 + K\left(1 - \frac{2x}{L}\right)^2\right]^{5/2} = 10{,}2455\left[1 + 1{,}177\left(1 - 0{,}022x\right)^2\right]^{5/2}$$

Avec : L = 90 m.

Abs(x) (m)	h(x) (m)	e(x) (m)	S(x) (m^2)	Y_G (x) (m)	I_Y(x) (m^4)	V (m)	V'(m)	ρ	C (m)	C' (m)
-21	**3,000**	**0,250**	**9,545**	**2,012**	**10,2455**	**0,988**	**2,012**	**0,540**	**0,534**	**1,086**
-2	**3,000**	**0,250**	**9,545**	**2,012**	**10,2455**	**0,988**	**2,012**	**0,540**	**0,534**	**1,086**
0	**3,000**	**0,250**	**9,545**	**2,012**	**10,2455**	**0,988**	**2,012**	**0,540**	**0,534**	**1,086**
3	3,013	0,252	9,565	2,019	10,3800	0,995	2,019	0,540	0,538	1,091
6	3,053	0,260	9,625	2,039	10,7899	1,014	2,039	0,542	0,550	1,105
9	3,120	0,272	9,726	2,073	11,4943	1,047	2,073	0,545	0,570	1,129
12	3,213	0,289	9,866	2,120	12,5257	1,093	2,120	0,548	0,599	1,161
15	3,333	0,311	10,047	2,181	13,9308	1,152	2,181	0,552	0,636	1,203
18	3,480	0,337	10,268	2,255	15,7713	1,225	2,255	0,556	0,681	1,254
21	3,653	0,369	10,529	2,343	18,1254	1,310	2,343	0,561	0,735	1,314
24	3,852	0,406	10,830	2,444	21,0895	1,408	2,444	0,566	0,797	1,383
27	4,079	0,447	11,171	2,559	24,7796	1,520	2,559	0,570	0,867	1,459
30	4,332	0,493	11,552	2,687	29,3334	1,645	2,687	0,574	0,945	1,544
33	4,612	0,544	11,974	2,829	34,9120	1,783	2,829	0,578	1,031	1,635
36	4,918	0,600	12,435	2,984	41,7024	1,934	2,984	0,581	1,124	1,734
39	5,251	0,661	12,937	3,153	49,9193	2,098	3,153	0,583	1,224	1,839
42	5,611	0,726	13,479	3,335	59,8075	2,276	3,335	0,585	1,330	1,950
45	**6,00**	**0,800**	**14,059**	**3,546**	**71,6691**	**2,454**	**3,546**	**0,586**	**1,438**	**2,078**

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

Abs(x) (m)	h(x) (m)	e(x) (m)	S(x) (m^2)	YG (x) (m)	IY(x) (m^4)	V (m)	V' (m)	ρ	C (m)	C' (m)
0	**6,00**	**0,800**	**14,059**	**3,546**	**71,6691**	**2,454**	**3,546**	**0,586**	**1,438**	**2,078**
4	**6,00**	**0,800**	**14,059**	**3,546**	**71,6691**	**2,454**	**3,546**	**0,586**	**1,438**	**2,078**
7	5,611	0,726	13,479	3,335	59,9157	2,276	3,335	0,586	1,333	1,953
10	5,251	0,661	12,937	3,153	50,0998	2,098	3,153	0,585	1,228	1,846
13	4,918	0,600	12,435	2,984	41,9270	1,934	2,984	0,584	1,130	1,743
16	4,612	0,544	11,974	2,829	35,1590	1,783	2,829	0,582	1,038	1,647
19	4,332	0,493	11,552	2,687	29,5865	1,645	2,687	0,579	0,953	1,557
22	4,079	0,447	11,171	2,559	25,0270	1,520	2,559	0,576	0,876	1,474
25	3,852	0,406	10,830	2,444	21,3227	1,408	2,444	0,572	0,806	1,398
28	3,653	0,369	10,529	2,343	18,3387	1,310	2,343	0,568	0,743	1,330
31	3,480	0,337	10,268	2,255	15,9608	1,225	2,255	0,563	0,689	1,269
34	3,333	0,311	10,047	2,181	14,0941	1,152	2,181	0,558	0,643	1,217
37	3,213	0,289	9,866	2,120	12,6610	1,093	2,120	0,554	0,605	1,174
40	3,120	0,272	9,726	2,073	11,6000	1,047	2,073	0,550	0,575	1,139
43	3,053	0,260	9,625	2,039	10,8643	1,014	2,039	0,546	0,554	1,113
46	3,013	0,252	9,565	2,019	10,4205	0,995	2,019	0,543	0,540	1,095
49	**3,000**	**0,250**	**9,545**	**2,012**	**10,2455**	**0,988**	**2,012**	**0,540**	**0,534**	**1,086**
51	**3,000**	**0,250**	**9,545**	**2,012**	**10,2455**	**0,988**	**2,012**	**0,540**	**0,534**	**1,086**
54	3,013	0,252	9,565	2,019	10,4205	0,995	2,019	0,543	0,540	1,095
57	3,053	1,127	16,790	4,449	10,8643	-1,395	4,449	-0,104	0,145	-0,464
60	3,120	1,222	17,573	4,712	11,6000	-1,592	4,712	-0,088	0,140	-0,415
63	3,213	1,322	18,396	4,989	12,6610	-1,776	4,989	-0,078	0,138	-0,388
66	3,333	1,426	19,259	5,279	14,0941	-1,946	5,279	-0,071	0,139	-0,376
69	3,480	1,535	20,162	5,583	15,9608	-2,103	5,583	-0,067	0,142	-0,376

72	3,653	1,650	21,106	5,900	18,3387	-2,247	5,900	-0,066	0,147	-0,387
75	3,852	1,769	22,089	6,231	21,3227	-2,378	6,231	-0,065	0,155	-0,406
78	4,079	1,893	23,113	6,575	25,0270	-2,496	6,575	-0,066	0,165	-0,434
81	4,332	2,021	24,176	6,933	29,5865	-2,601	6,933	-0,068	0,177	-0,471
84	4,612	2,155	25,280	7,304	35,1590	-2,692	7,304	-0,071	0,190	-0,517
87	4,918	2,294	26,424	7,689	41,9270	-2,771	7,689	-0,074	0,206	-0,573
90	5,251	2,437	27,608	8,087	50,0998	-2,836	8,087	-0,079	0,224	-0,640
93	5,611	2,585	28,832	8,499	59,9157	-2,888	8,499	-0,085	0,245	-0,720
96	**6,00**	**0,800**	**14,059**	**3,546**	**71,6691**	**2,454**	**3,546**	**0,586**	**1,438**	**2,078**

Tab. V.5 : Tableau récapitulatif de la variation des différents paramètres de la travée intermédiaire.

V.4. Caractéristiques géométriques du voussoir sur pile :

Les différentes caractéristiques données dans le **tableau V.2** sont incorrects, celles-ci ne seront utilisées que pour établir les lois de variation.
En effet, un voussoir sur pile est une section quasiment pleine car la poutre caisson est dotée d'une entretoise robuste qui a pour rôle de la rigidifier à la torsion et d'assurer l'indéformabilité de la section droite.

Les dimensions réelles sont représentées sur le schéma suivant :

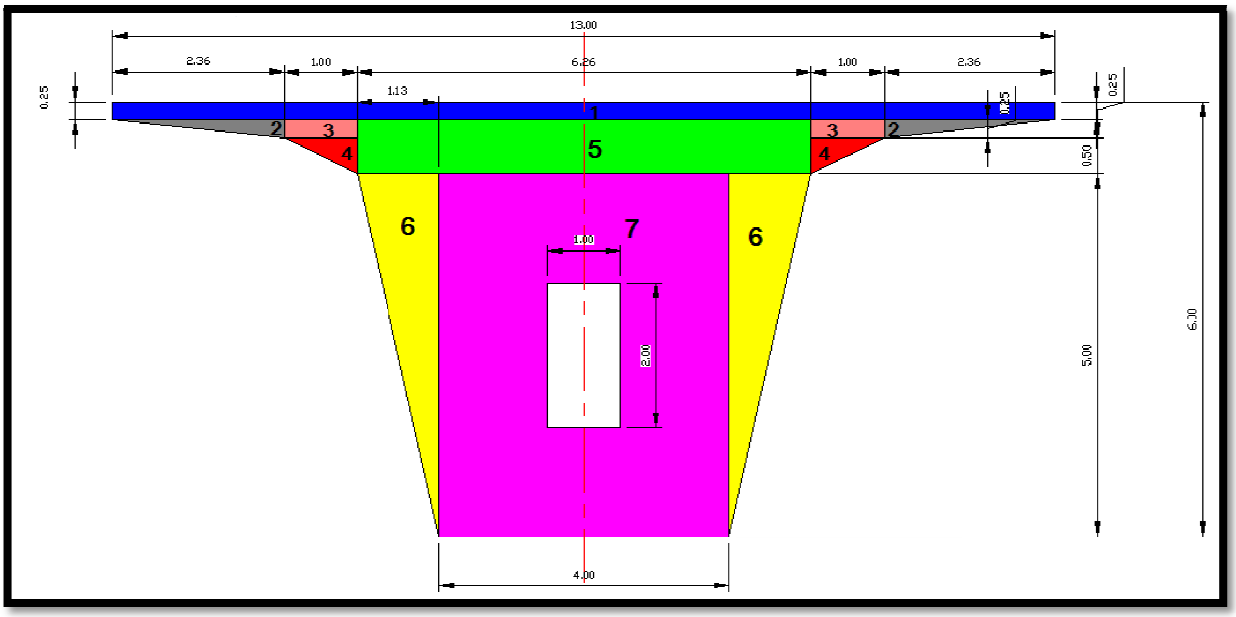

Fig. V.13 : Voussoir sur pile.

Remarque : Pour permettre la communication entre les travées, on laisse une ouverture dont la dimension est de l'ordre de 1m x 2m.

N°	Elément	b_i (m)	h_i (m)	S_i (m²)	Y_{Gi} (m)	$S_i \times Y_{Gi}$ (m³)	d_i (m)	d_i^2 (m)	$d_i^2 \times S_i$ (m⁴)	I_{pi} (m⁴)	$I_{pi}(x')$ (m⁴)
1		13,0000	0,2500	3,2500	5,8750	19,0938	2,3498	5,5214	17,9444	0,0169	17,9613
2		2,3600	0,2500	0,5900	5,6667	3,3433	2,1414	4,5857	2,7056	0,0020	2,7076
3		1,0000	0,2500	0,5000	5,6250	2,8125	2,0998	4,4090	2,2045	0,0026	2,2071
4		1,0000	0,5000	0,5000	5,3333	2,6667	1,8081	3,2692	1,6346	0,0069	1,6415
5		6,2600	0,7500	4,6950	5,3750	25,2356	1,8498	3,4216	16,0644	0,2201	16,2845
6		5,0000	1,1300	5,6500	3,3333	18,8333	-0,1919	0,0368	0,2081	0,4008	0,6089
7		4,0000	5,0000	20,0000	2,5000	50,0000	-1,0252	1,0511	21,0225	41,6667	62,6892
Vide		1,0000	2,0000	-2,0000	2,5000	-5,0000	-1,0252	1,0511	-2,1022	0,6667	-1,4356
Σ		/	/	33,1850	/	116,9852	/	/	/	/	102,6645

Tab. V.6 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

On obtient les résultats suivant, après calcul :

$$Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} x S_i}{\sum S_i} = \frac{116,9852}{33,1850} = 3,525m$$

$$X_G = 6,50m(symétrie)$$

$$S = 33,1850m^2$$

$$I_Y = \sum I_{Pi}(x') = 102,6645m^4$$

$$V = H - Y_G = 2,475m$$

$$V' = Y_G = 3,525m$$

$$\rho = \frac{I_Y}{SVV'} = \frac{102,6645}{33,1850x2,475x3,525} = 0,355$$

$$C = \rho V = 0,355x2,475 = 0,879m$$

$$C' = \rho V' = 0,355x3,525 = 1,251m$$

Chapitre VI

Charges et surcharges

Introduction :

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

VI. 1. Caractéristiques de l'ouvrage :

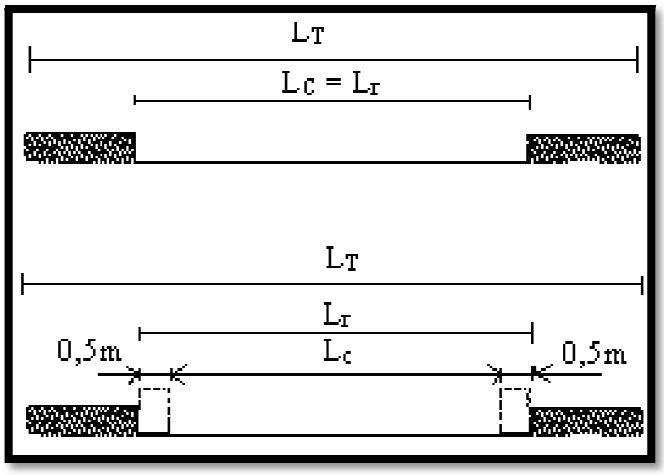

Fig. VI.1 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont [Réf.2].

VI. 1.1. La largeur roulable L_R :

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

Dans notre cas **L_R =11m**

VI. 1.2. Largeur chargeable L_C :

Est déduite de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,5 m le long de chaque dispositif de sécurité.

Dans notre cas **L_C = 10m**

VI. 1.3. Largeur totale L_T :

La largeur total est de **L_T= 13m**

VI.1.4. Nombre de voies de circulation :

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

D'où $N_v = \frac{L_c}{3} = \frac{10}{3} = 3{,}33$

Le nombre de voies de circulation est **N_V=3 voies**.

VI. 1.5. Largeur de la voie :

$$L_v = \frac{L_c}{N_v} = \frac{10}{3} = 3{,}33 \text{ m}$$

La largeur de la voie est **L_v=3,5m.**

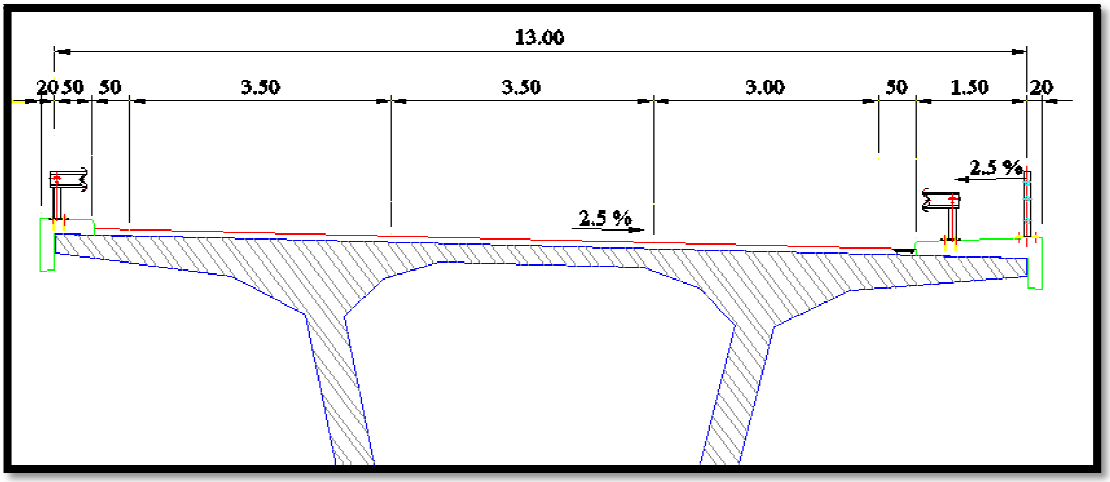

Fig. VI.2 : Profil en travers du pont.

VI. 1.6. Classe du pont :

- **Pont de 1ère classe :**
  - Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à sept mètres ($L_R \geq 7{,}00$ m).
  - Tous les ponts supportant des bretelles d'accès.
  - Tous les ponts dans la largeur roulable est inférieure à sept mètre ($L_R \leq 7{,}00$ m) mais désignés par le **CPS.**

- **Pont de 2ème classe :**
  Ce type de ponts supporte des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5,5 m et 7 m (5,50 m < LR < 7,00 m).

- **Pont de 3ème classe :**
  Autres que ceux énumérés ci-dessus, les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inferieure ou égale à 5,5m (LR ≤ 5,50 m).

Conclusion :

Comme $\mathbf{L_R = 11m,}$ notre ouvrage est un pont de première classe.

VI. 2. Classification des charges :

On distingue deux types de charges, les charges permanentes et les charges variables.

VI. 2.1. Les charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent :

- Le poids des éléments porteurs : (poutre, dalle).
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniches, garde-corps, glissières, revêtement).

VI. 2.2. Les charges variables :

Les charges variables comprennent :

- **Les charges d'exploitation** : elles sont définies le plus souvent par un règlement, dans le cas d'un pont routier, elles sont définies dans le **fascicule 61 titre II**, ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre, ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation. L'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de façon à satisfaire trop strictement aux conditions prévues, tout changement de celles-ci impose des renforcements très onéreux des structures porteuses.
- **Les charges climatiques** : essentiellement le vent et la variation de température.
- **Les actions accidentelles** : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par le règlement parasismique Algérien spécifique aux ouvrages d'Art (RPOA 08).

L'achèvement de ce travaille nous conduira à effectuer le calcul à la rupture selon l'ensemble des actions et la prise en compte de leurs différentes combinaisons pour la vérification de la stabilité de l'ouvrage.

VI.3. Calcul des charges permanentes :

VI. 3.1. Charges permanents (CP) :

C'est le poids propre des éléments porteurs, soit **les voussoirs** dans notre cas.
Il est calculé en utilisant la formule suivante :

$$\mathbf{G = 2 \times G_1 + G_2}$$

Tel que : G : poids total du tablier,
G_1 : poids propre d'une travée de rive,
G_2 : poids propre de la travée centrale.

- **Calcul de G_1 :**

$$\mathbf{G_1 = G_1^1 + G_1^2 + G_1^3}$$

$\mathbf{G_1^1}$: poids de la partie coulée sur cintre + voussoir de clavage,
$\mathbf{G_1^2}$ **:** poids de la partie à hauteur variable,
$\mathbf{G_1^3}$ **:** poids d'un demi-voussoir sur pile.

Donc ;

$\mathbf{G_1^1} = \gamma_b$ x S_c x 21 = 25 x 9,5452 x 21 = 5011,23 kN

$$\mathbf{G_1^2} = \gamma_b x 3 x \int_0^L (S_c + (S_p - S_c)(\frac{x}{L})^2) dx = 25x3x168,062 = 12604,65kN$$

$\mathbf{G_1^3} = \gamma_b$ x S_p x 4 = 25 x 33,1850 x 4= 3318,50 kN

D'où, $\mathbf{G_1 =}$ 5011,23 + 12604,65 + 3318,5
$\mathbf{G_1 =}$ 20934,38 kN

- **Calcul de G_2 :**

$$\mathbf{G_2 = G_2^1 + 2 x G_2^2 + 2 x G_2^3}$$

$\mathbf{G_2^1}$: poids du voussoir de clavage,
$\mathbf{G_2^2}$ **:** poids de la partie à hauteur variable,
$\mathbf{G_2^3}$ **:** poids de deux demi - voussoirs sur pile.

Donc ;

$\mathbf{G_2^1} = \gamma_b$ x S_c x 2 = 25 x 9,5452 x 2 = 477,26 kN

$$\mathbf{G_2^2} = 2x\gamma_b x 3 x \int_0^L (S_c + (S_p - S_c)(\frac{x}{L})^2) dx = 2x25x3x168,062 = 25209,30kN$$

$\mathbf{G_2^3} =$ 2 x γ_b x S_p x 4 = 2 x 2,5 x 33,1850 x 4= 6637 kN

D'où, $\mathbf{G_2 =}$ 477,26 + 25209,3 + 6637
$\mathbf{G_2 =}$ 32323,56 kN

Finalement : $\mathbf{G = 2 x G_1 + G_2}$

$\mathbf{G = 2 x 20934,38 + 32323,56}$

$\mathbf{G = 74192,32\ kN}$

VI. 3.2. Charges complémentaires permanents (CCP) :

Ce sont les éléments non porteurs et les installations fixes.

- Le revêtement.
- La corniche.
- Trottoirs.
- Le garde-corps.
- La glissière de sécurité.

a) Poids du revêtement :

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité de 1 cm et d'une couche de roulement de 7 cm pour le trafic, avec les densités suivantes 20 kN/m^3 et 24 kN/m^3.

$$P_{rev} = e \times L_r \times \gamma_{BB} = 0{,}01 \times 11 \times 20 + 0{,}07 \times 11 \times 24 = 19{,}14 \text{ kN/m}$$

P_{rev} = 19,14 kN/ml

Avec :
e : Epaisseur du revêtement.
L_r : Largeur roulable qui est égale à 11m.
γ_{BB} : Poids volumique (densité) du béton bitumineux.

b) Poids du trottoir + poids de la corniche :

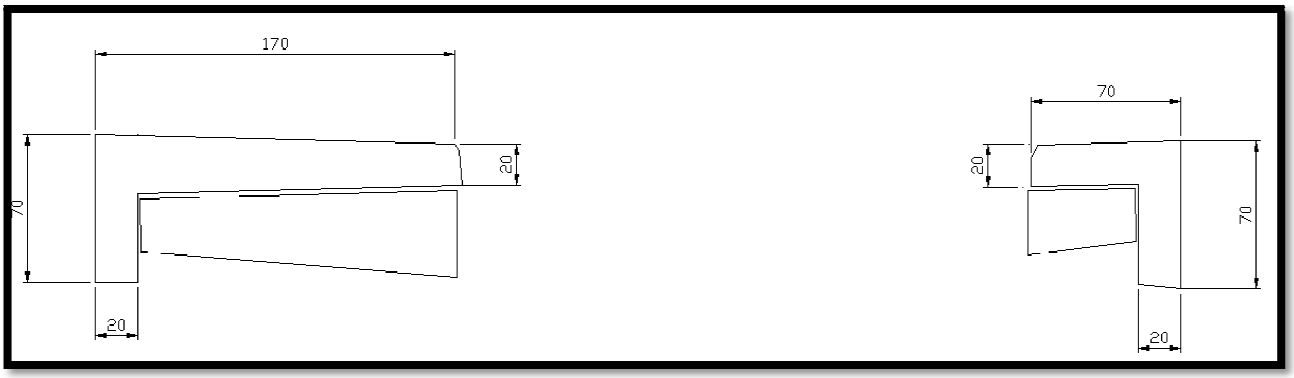

Fig. VI.3 : Coupe transversale des trottoirs.

Pour le trottoir de gauche : $P_{(trot+corniche)} = 25 \times 0{,}4972 = 12{,}43$ kN/ml
Pour le trottoir de droite : $P_{(trot+corniche)} = 25 \times 0{,}2367 = 5{,}918$ kN/ml

Par suite, **$P_{(trot+corniche)}$ = 18,258 kN/ml**

c) Poids du garde corps :

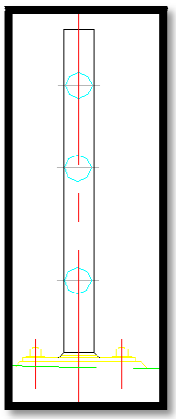

Fig. VI.4 : Schéma d'un garde corps.

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

$$\mathbf{P_{gc} = 1\ kN/ml.}$$

Remarque : Le trottoir de gauche ne contient pas de garde corps.

d) Poids de la glissière de sécurité :

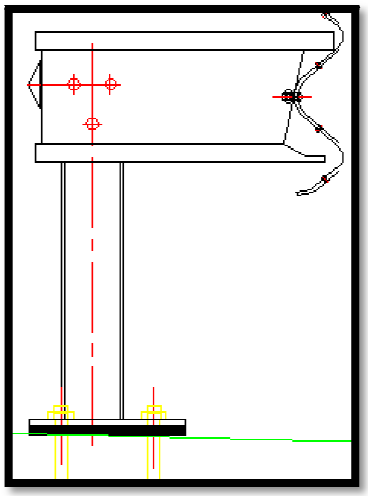

Fig. VI.5 : Coupe transversale d'une glissière de sécurité.

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de : 0,6 kN/ml
Le poids de deux glissières est donc :

$$\mathbf{P_{gli} = 1,2\ kN/ml}$$

Finalement :

$CCP = P_{revêtement} + P_{corniche + Trottoirs} + P_{garde\ corps} + P_{glissière\ de\ sécurité}$

$CCP = 19{,}140 + 18{,}258 + 1 + 1{,}2$

CCP = 39,6 kN/ml

VI. 4. Les surcharges routières :

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

- La surcharge de type A(L).
- Système B (B_c, B_t et B_r).
- La surcharge militaire M_{c80} et M_{c120}.
- Le convoi exceptionnel D_{240}.
- Les surcharges sur les trottoirs.

VI. 4.1. Système de charge A(L) :

D'après le fascicule 61titre II, pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus **200 m**, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(L), donnée ci-après, par des coefficients $a_1 et\ a_2$ que nous définiront.
La masse A(L) est exprimée en kilogrammes par mètre carré (kg/m²) et est donnée en fonction de la longueur chargée, soit :

$$\mathbf{A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}}$$

$$\mathbf{A_2(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)}$$

• **a_1 :** coefficient déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, il est donné dans le tableau suivant :

Nombre de voies chargées		**1**	**2**	**3**	**4**	**≥ 5**
Classe de pont	**1ère**	1	1	0.9	0.75	0.7
	2ème	1	0.9	-	-	-
	3ème	0.9	0.8	-	-	-

Tab. VI.1 : Coefficient a_1 fonction du nombre de voies et la classe du pont [Réf.11].

• **a_2 :** coefficient donné par le rapport : $\frac{v_0}{v}$

Avec :

- **v_0 = 3,5 m** pour un pont de 1ère classe,
- **v** : largeur de la voie,

- $\mathbf{v} = \frac{11}{3} = 3{,}667$

Donc :

$$\mathbf{a_2} = \frac{\mathbf{v_0}}{\mathbf{v}} = \frac{\mathbf{3.5}}{\mathbf{3.667}} = 0{,}955$$

Il faut envisager différents cas de chargement possible, pour pouvoir déterminer l'emplacement de la charge A(L), sur les travées, qui donnera les moments fléchissants et les efforts tranchants maximums.

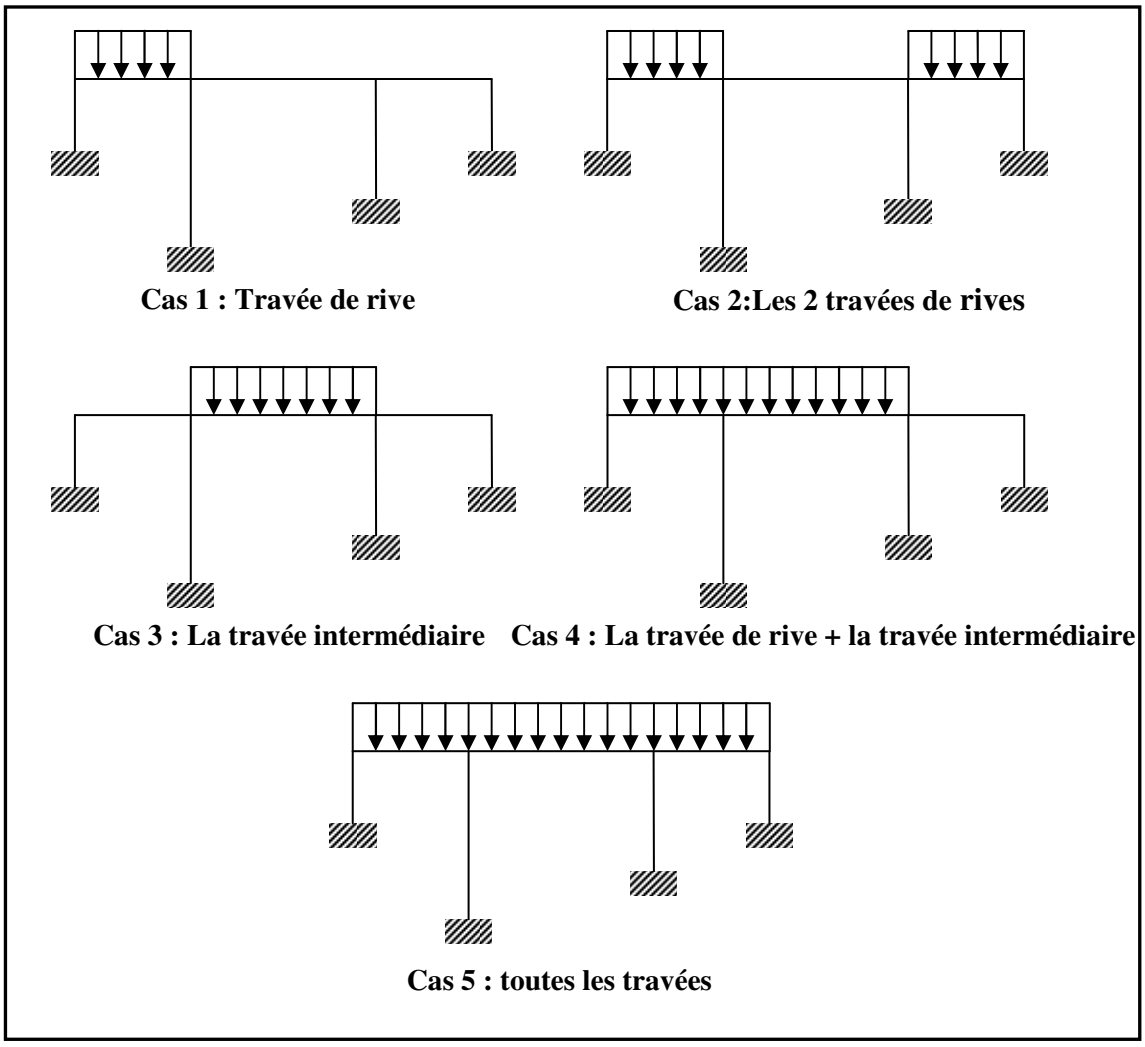

Fig. VI.6 : Les différents cas de placement de la surcharge A(L) sur le tablier.

Les différentes valeurs de A(L) sont données dans le tableau suivant :

Cas	L(m)	A(l) (kN/m^2)	a_2	a_1 (1 et 2 voies chargées)	a_1 (3 voies chargées)	$A_2(L)$ 1 et 2 voies (kN/m^2)	$A_2(L)$ 3 voies (kN/m^2)	1 voie 3.5m (kN/ml)	2 voies 7m (kN/ml)	3 voies 10m (kN/ml)
1	70	6,690	0,955	1	0,9	6,389	5,750	22,362	44,723	57,500
2	140	4,668	0,955	1	0,9	4,458	4,012	15,603	31,206	40,120
3	100	5,514	0,955	1	0,9	5,266	4,739	18,431	36,862	47,390
4	170	4,278	0,955	1	0,9	4,085	3,677	14,298	28,595	36,770
5	240	3,728	0,955	1	0,9	3,560	3,204	12,460	24,920	32,040

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

VI. 4.2. Système de charge B :

Le système de charge B comporte trois sous systèmes de chargement :

- Sous système **B_c :** composé de camion de 300 kN,
- Sous système **B_r :** composé d'une roue isolée,
- Sous système **B_t :** composé d'un groupe de deux essieux appelés essieux « tandems ».

a) Sous système B_c :

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

Masse totale ……..300 kN.
Masse portée par chacun des essieux arrière…….120 kN.
Masse portée par l'essieu avant…….....60 kN.
Longueur d´encombrement……10,50 m.
Largeur d´encombrement…….2,50 m.
Distance entre les deux essieux arrière……1,5 m.
Distance entre l'essieu avant et le premier essieu arrière…….....4,5 m.
Distance d'axe des deux roues d'un essieu……...2 m.
Surface d´impact d´une roue arrière: carré de 0,25 m de côté.
Surface d´impact d´une roue avant: carré de 0,20 m de côté.

Disposition dans le sens transversal : le nombre maximum de files que l'on peut disposer est égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal : le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

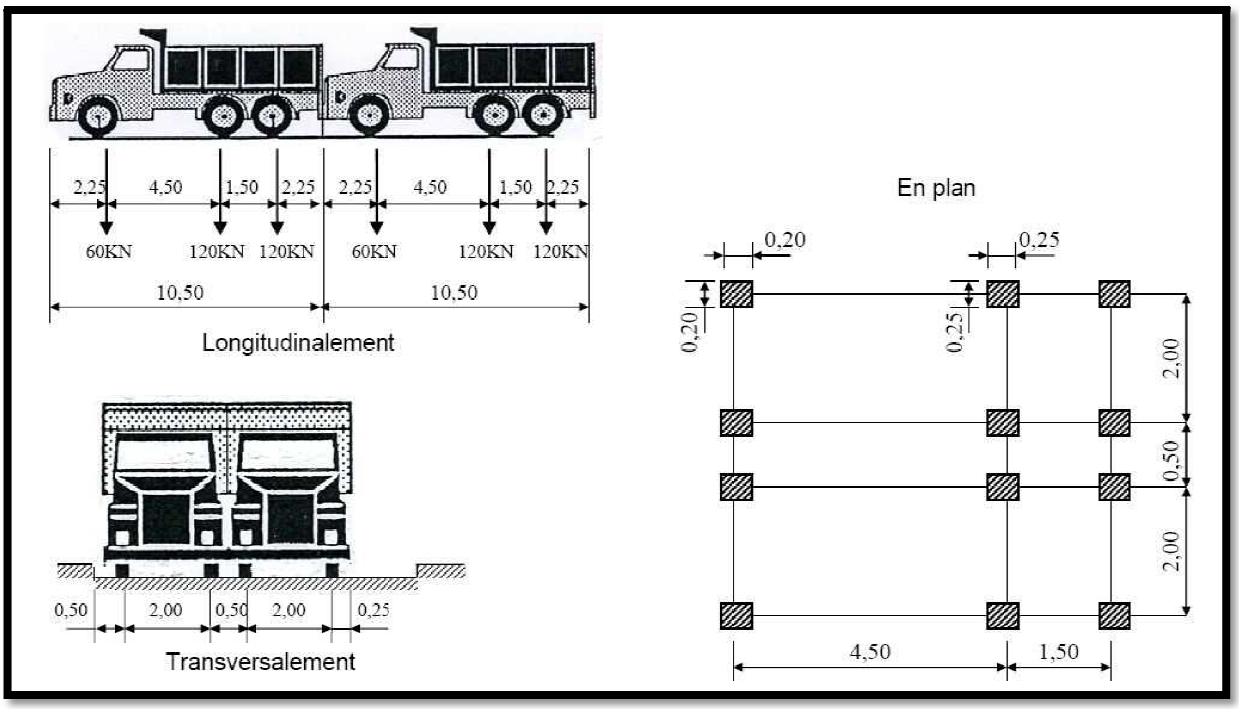

Fig. VI.7 : Les dimensions du sous - système B_c [Réf.11].

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du sous système $\mathbf{B_c}$ prise en compte est multipliée par le coefficient b_c qui est donné dans le tableau suivant :

Nombre de fils		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	1ère	1,20	1,10	0,95	0,8	0,7
	2ème	1	1	-	-	-
	3ème	1	0,8	-	-	-

Tab. VI.3 : Valeurs de b_c en fonction de la classe du pont et du nombre de files chargées [Réf.11].

Nota : les charges du sous système $\mathbf{B_c}$ sont frappées de majoration dynamique.
Le coefficient de majoration dynamique relatif à une telle charge est déterminé par la formule suivante :

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

L : Longueur de la travée.
G : La charge permanente de l'ouvrage.
S : La charge B maximale.

Calcul du coefficient dynamique :
La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c, qui est fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées.

$$b_c = \begin{cases} 1{,}20 \cdots\cdots pour\ 1\ file \\ 1{,}10 \cdots\cdots pour\ 2\ files \\ 0{,}95 \cdots\cdots pour\ 3\ files \end{cases}$$

Notre pont est de 1ère classe et possède trois voies de circulation donc :

$$S = n \times 300 \times b_c$$

Avec **n** : nombre de camion, (un camion = 300 kN)

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Cas	L (m)	G (kN)	b_c pour 1 file chargée	b_c pour 2 files chargées	b_c pour 3 files chargées	S pour 1 file chargée (kN)	S pour 2 files chargées (kN)	S pour 3 files chargées (kN)	δ pour 1 file chargée	δ pour 2 files chargées	δ pour 3 files chargées
1	70	20934,38	1,20	1,10	0,95	720	1320	1710	1,032	1,036	1,039
2	140	41868,76	1,20	1,10	0,95	720	1320	1710	1,016	1,018	1,020
3	100	32323,56	1,20	1,10	0,95	720	1320	1710	1,022	1,025	1,027
4	170	53257,94	1,20	1,10	0,95	720	1320	1710	1,013	1,015	1,016
5	240	74192,32	1,20	1,10	0,95	720	1320	1710	1,010	1,011	1,012

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

b) Sous système B_t :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe. Le sous système $\mathbf{B_t}$ se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun. La surface d'impact de chaque roue sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,25 m. Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinal de 3m de large : pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contigües ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

La disposition de ces bandes longitudinales par rapport aux bords de la largeur chargeable ou de la largeur roulable est, soumise aux mêmes règles que les bandes considérées pour les camions B_c.

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

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du sous système $\mathbf{B_t}$ prise en compte sont multipliées par le coefficient b_t qui est présenté dans le tableau suivant :

Classe de pont	**Première**	**deuxième**
Coefficient b_t	1	0,9

Tab.VI.5 : Valeurs du coefficient b_t [Réf.11].

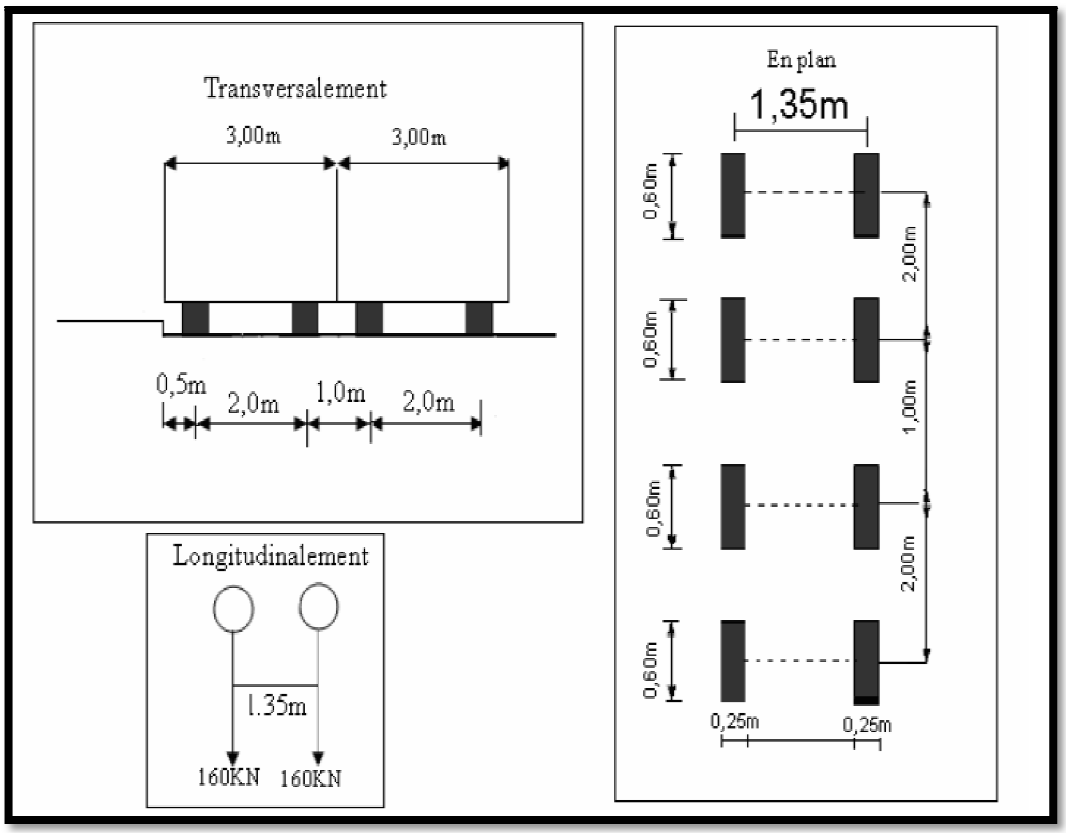

Fig. VI.8 : Les dimensions du sous - système B_t [Réf.11].

Les surcharges du sous système $\boldsymbol{B_t}$ sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique.
Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

L : Longueur de la travée.
G : La charge permanente de l'ouvrage.
S : La charge B maximale.

Avec: $\mathbf{S = n \times 320 \times b_t}$

n: nombre de camion, (camion de 320 kN)

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Cas	L (m)	G (kN)	b_t	S pour 1 file chargée (kN)	S pour 2 files chargées (kN)	δ pour 1 file chargée	δ pour 2 files chargées
1	70	20934,38	1	320	640	1,029	1,031
2	140	41868,76	1	320	640	1,015	1,016
3	100	32323,56	1	320	640	1,021	1,022
4	170	53257,94	1	320	640	1,012	1,013
5	240	74192,32	1	320	640	1,009	1,009

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

c) Sous système B_r :

La roue isolée, qui constitue le sous système $\mathbf{B_r}$ porte une charge de 100 kN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé, dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m. Le rectangle d'impact de la roue $\mathbf{B_r}$, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

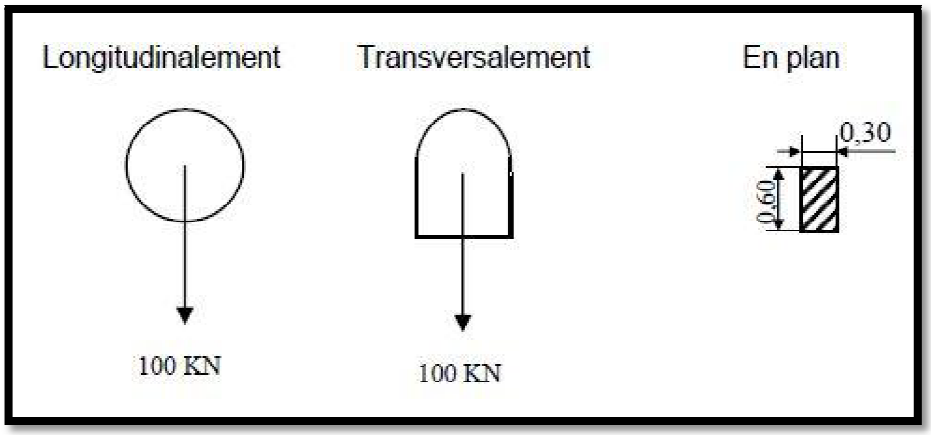

Fig. VI.9 : Dimensions du sous - système B_r [Réf.11].

Les surcharges du sous système B_r sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique.
Ce coefficient est déterminé par la formule suivante :

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

L : Longueur de la travée.
G : La charge permanente de l'ouvrage.
S : La charge B maximale.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Cas	L (m)	G (kN)	S (t)	δ
1	70	20934,38	10	1,027
2	140	41868,76	10	1,014
3	100	32323,56	10	1,020
4	170	53257,94	10	1,012
5	240	74192,32	10	1,008

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

VI. 4.3. Surcharge militaires:

Les ponts doivent être calculés de manière à supporter la circulation de véhicules militaires du type $\mathbf{M_{c80}}$ et $\mathbf{M_{c120}}$. Ces convois sont susceptibles d'être, dans certains cas, plus défavorables que ceux définis précédemment.

a) Système de charge militaire M_{c80} :

Un véhicule type du système $\mathbf{M_{c80}}$ comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Dans le sens transversal : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.
Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules n'est pas limité et la distance entre deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Poids totale ……..**720 kN**.
Longueur d'une chenille ……. **4,90 m**.
Largeur d'une chenille ……....**0,85 m**.
Distance d'axe en axe de deux chenilles …….... .**2,80 m**.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

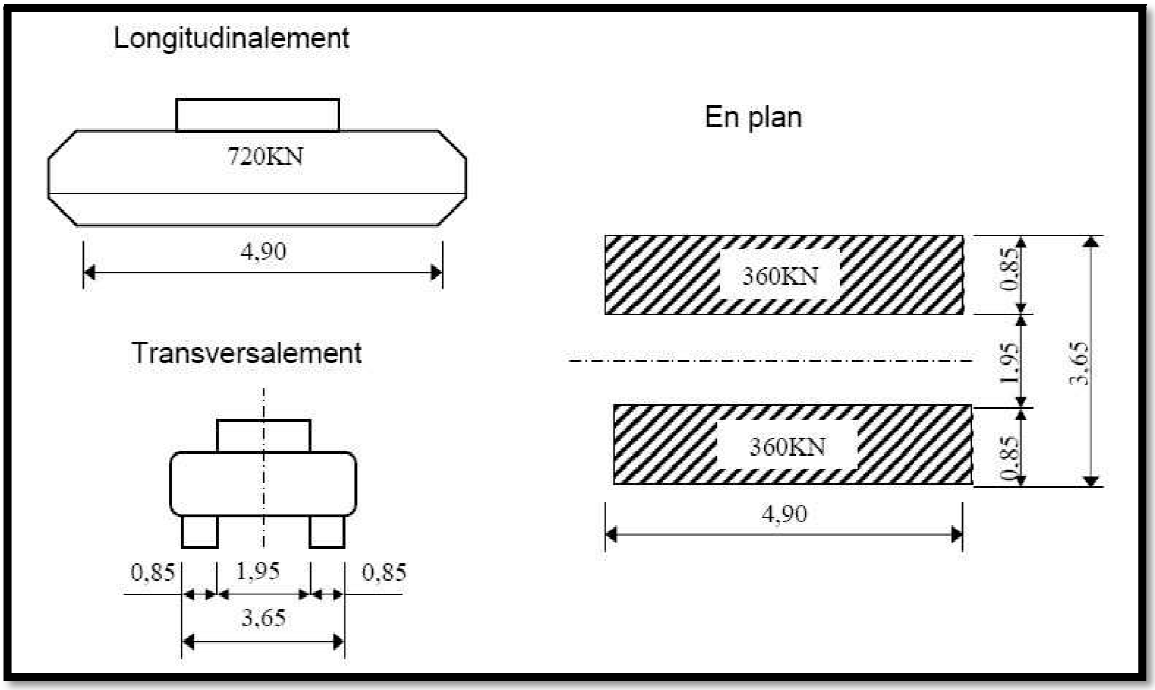

Fig. VI.10 : Les dimensions du système M_{c80} [Réf.11].

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Cas	L (m)	G (kN)	n	S (kN)	δ
1	70	20934,38	2	1440	1,037
2	140	41868,76	4	2880	1,024
3	100	32323,56	3	2160	1,029
4	170	53257,94	5	3600	1,021
5	240	74192,32	7	5040	1,018

Tab. VI.8 : Tableau de calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge M_{c80}

b) Système de charge militaire M_{c120}:

Un véhicule type du système $\mathbf{M_{c120}}$ comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Dans le sens transversal : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.
Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules n'est pas limité mais la distance entre deux véhicules successifs est limitée à 36,60 m.

Poids totale……**1100 kN**
Longueur d'une chenille……**6,10 m**
Largeur d'une chenille……**1,00 m**
Distance d'axe en axe des deux chenilles……**3,30 m**

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

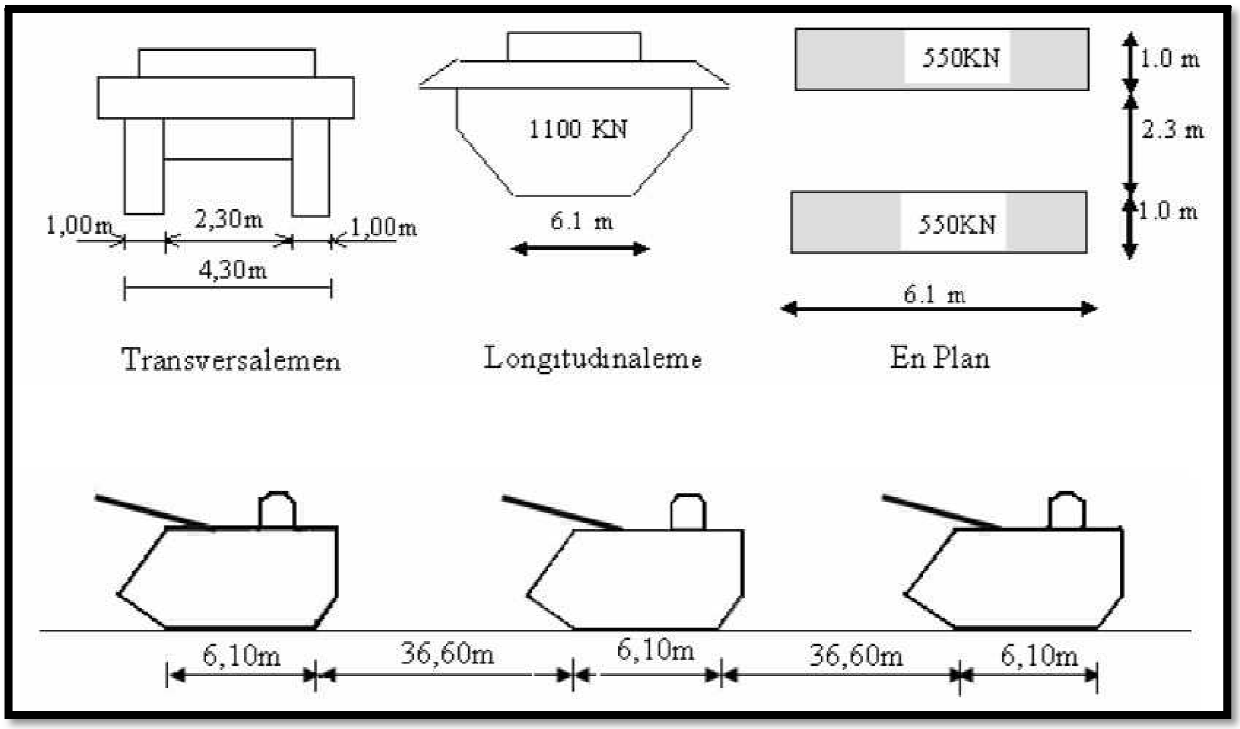

Fig.VI.11 : Les dimensions du système M_{c120} [Réf.11].

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Cas	L (m)	G (kN)	n	S (kN)	δ
1	70	20934,38	2	2200	1,042
2	140	41868,76	4	4400	1,029
3	100	32323,56	3	3300	1,034
4	170	53257,94	5	5500	1,027
5	240	74192,32	7	7700	1,023

Tab. VI.9 : Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge M_{c120}.

VI. 4.4. Charges exceptionnelles :

Convoi D_{240} :

Ce convoi est composé d'une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 2400 kN de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60 m de long.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges).

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

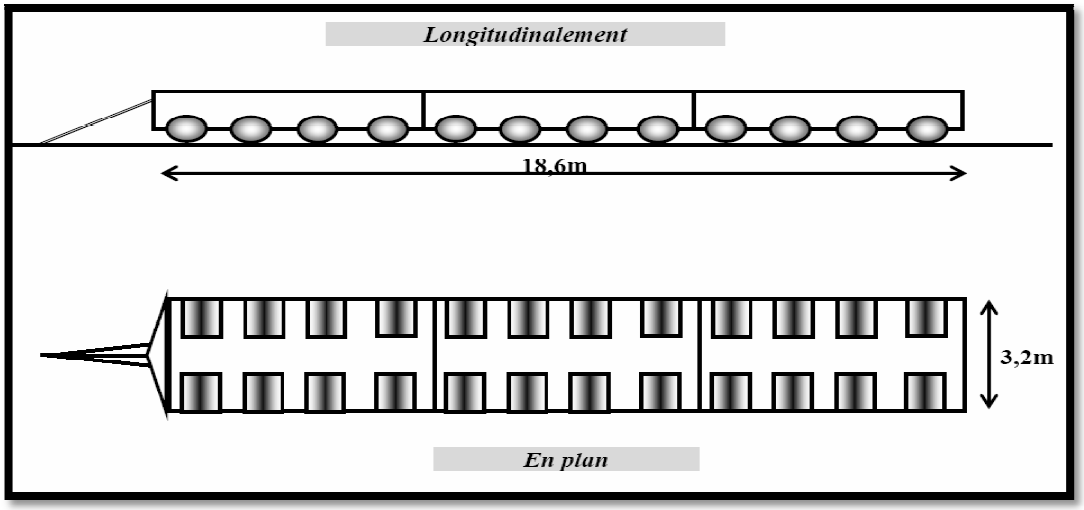

Fig. VI.8 : Les dimensions du système D_{240} [Réf.11].

Remarque : Il faut multiplier les valeurs des charges trouvées pour chacun des systèmes (B et M) par le coefficient dynamique δ, **[Réf.11].**

Cas	L (m)	B_c pour 1 file chargée (kN)	B_c pour 2 files chargées (kN)	B_c pour 3 files chargées (kN)	B_t pour 1 file chargée (kN)	B_t pour 2 files chargées (kN)	B_r (kN)	M_{c80} (kN)	M_{c120} (kN)
1	70	743,04	1367,52	1776,69	329,28	659,84	102,70	1493,28	2292,40
2	140	731,52	1343,76	1744,20	324,80	650,24	101,40	2949,12	4527,60
3	100	735,84	1353,00	1756,17	326,72	654,08	102,00	2222,64	3412,20
4	170	729,36	1339,80	1737,36	323,84	648,32	101,20	3675,60	5648,50
5	240	727,20	1334,52	1730,52	322,88	645,76	100,80	5130,72	7877,10

Tab. VI. 10 : Tableau récapitulatif.

VI. 4.5. Surcharges sur les trottoirs [Réf.11] :

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons, on peut les assimiler à des charges réparties de **1,5 kN/m²** pour la justification de la flexion longitudinale et **4,5 kN/m²** pour celle de la flexion locale.
Les diverses charges sur les trottoirs ne sont pas frappées de majorations pour les effets dynamiques.

- **Charges locales :**

Elles sont utilisées pour la justification des éléments du tablier, dans le sens transversal on applique une charge uniforme de **4,5 kN/m².** Dans notre cas, c'est le trottoir de droite qui est uniquement chargé.
Soit: **St = 4,5 x 1,70 = 7,65 t /ml.**

- **Charges générales :**

Dans ce cas, on applique une charge de **1,5 kN/m²,** de façon à produire l'effet maximal envisagé. Seul le trottoir de droite pourra être chargé.
Soit : **St = 1,5 x 1,70 = 2,55 t /ml**

VI. 4.6. Le vent [Réf.11]:

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.
En général, la valeur représentative de la pression dynamique du vent est (selon le fascicule 61-titre II) :

- **P = 2 kN/m²** …….pour les ouvrages en service,
- **P = 1,25 kN/m²** ……...pour les ouvrages en cours de construction, durée excédant un mois. Ce qui est le cas de notre ouvrage.

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

VI. 4.7. La température [Réf.11] :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu.
Dans le cas de notre structure, on considérera un gradient thermique $\Delta T = 6\ °C$, valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulable avec les charges permanentes et les surcharges.

VI. 4.8. Efforts de freinage [Réf.11] :

Les charges de chaussée, des systèmes A et B (B_c uniquement), sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre des sens de circulation. Dans les cas courants, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.
Pour leur prise en compte dans les justifications, les efforts de freinage sont traités comme les charges des systèmes A et B.

a) Système de charge A :

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

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

Avec : A(L) = 5,75 kN/m² (cas le plus défavorable)
S = 70 x 10,00 = 700 m² (Surface chargée)

D'où $F_A = 0{,}256$ kN

b) Système de charge B_c:

Chaque essieu d'un camion du sous système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Les camions sont disposés de manière à développer l'effet de plus défavorable, comme nous l'avons vue.
Les efforts de freinage développés par le sous système B_c ne sont pas susceptibles de majorations par effets dynamiques, donc le coefficient b_c ne s'applique pas aux efforts de freinage développés par le système B_c.

Alors $F_{Bc} = 300$ kN

VI. 4.9. Force centrifuge [Réf.11] :

Par convention, les forces centrifuges $\mathbf{F_c}$ sont calculées uniquement à partir du sous système $\mathbf{B_c}$ dans les conditions suivantes : sur les ponts où la chaussée est courbe, tous les camions du système $\mathbf{B_c}$ disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface.
En désignant par R (en mètres) le rayon du tracé de l'axe de la chaussée du pont, il y a lieu d'adopter, pour la force centrifuge développée par un essieu, une fraction de son poids égale à :

a) Pour R ≤ 400m : $\mathbf{F_c = \frac{(R+150)Bc}{(6R+350)}}$

b) Pour R > 400m : $\mathbf{F_c = \frac{80 \times Bc}{R}}$

Dans notre cas, le rayon vaut **R = 1100m**

Donc :

$$\mathbf{Fc = \frac{80\ x\ Bc}{R} = \frac{80 \times 1800}{1100}}$$

Fc = 130,91 kN

VI. 4.10. Le séisme [Réf.10] :

Sur un ouvrage, les efforts dus à un séisme sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale et une composante verticale. Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de la force de pesanteur.
Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferraillage des appuis. Le territoire national est subdivisé en quatre zones de sismicité croissante définies comme suit :

Zones	Sismicités
Zone 0	sismicité négligeable.
Zone I	sismicité faible
Zone II	sismicité moyenne II_a et II_b.
Zone III	sismicité élevée

Tab. VI. 11 : Zone de sismicité.

Notre ouvrage sera réalisée dans une zone classée **IIa.**

VI. 5. Les combinaisons de charges :

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

a) Les coefficients de majoration :

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

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

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

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

b) Les combinaisons d'actions :

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

Action prépondérante	Numéro de la combinaison	Combinaison
ELU	1	$1,35G + 1,6 (A(L) + S_t)$
	2	$1,35G + 1,6 (B_c + S_t)$
	3	$1,35G + 1,6 (B_t + S_t)$
	4	$1,35G + 1,35 M_{c120}$
	5	$1,35G + 1,35 D_{240}$
	6	$1,35G + 1,5 W$
	7	$1,35G + 1,35 E_x$
	8	$1,35G + 1,35 E_y$
	9	$0,8G + E_z$
ELS	10	$G + 1,2 (A(L) + S_t)$
	11	$G + 1,2 (B_c + S_t)$
	12	$G + 1,2 (B_t + S_t)$
	13	$G + M_{c120}$
	14	$G + D_{240}$
	15	$G + 1,2(A(L) + St) + 0,5 \Delta T$
	16	$G + 1,2(Bc + St) + 0,5 \Delta T$
	17	$G + Mc120 + 0,5 \Delta T$
	18	$G + D240 + 0,5 \Delta T$
	19	$G + W$

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

Chapitre VII

Etude longitudinale

Introduction :

Le fonctionnement d'un tablier de pont construit par encorbellement successifs avec voussoir coulé sur place, peut être réduit au fonctionnement d'une poutre posée sur des appuis (piles), l'étude longitudinale revient donc à étudier le pont selon un modèle de poutre.
Or, les ponts construits en encorbellement successifs font partie des ouvrages dont le dimensionnement et la vérification dépend des phases successives de construction.
Le calcul manuel s'avérant fastidieux et fournissant des résultats assez éloignés de la réalité, il est donc préférable de recourir aux méthodes numériques, telle que la méthode des éléments finis. Pour cela nous utiliserons l'outil informatique, grâce à un logiciel dédié exclusivement aux calculs de structure de Génie Civil **Autodesk Robot Structural Analysis 2013.**

Remarque : Dans la suite de ce chapitre, les unités que nous utiliserons pour les forces et les moments seront respectivement le **kN** et **kN.m.**

VII.1. Etude longitudinale en construction :

Dans un pont construit en encorbellement successifs, le schéma statique est variable durant la durée d'exécution (voir chapitre II).

VII.1.1. Actions à prendre en compte : (SETRA [Réf.6])

Les charges à prendre en compte, pour cette phase particulière de construction du fléau sont celles d'une situation d'exécution.

- **Charges permanentes :**

  L'évaluation des charges permanentes doit être effectuée avec la plus grande précision, dans notre cas c'est le logiciel qui prend en compte automatiquement l'effet du poids propre.

- **Charges variables d'exécution :**

  On distingue deux types de charges variables :

  Charges de chantier aléatoires :
  Une charge répartie $\mathbf{Q_{pra1} = 0,2\ kN/m^2}$, appliquée sur un demi fléau.
  Une charge concentrée $\mathbf{Q_{pra2} = 50 + 5B = 50 + 5 \times 13 = 115\ kN}$ (B : largeur du hourdis supérieur) appliquée en bout de fléau, représentant le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs et des autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage.

Charge de chantier connue :
C'est une charge concentrée notée $\mathbf{Q_{prc1} = 500\ kN}$, appliquée sur l'avant dernier voussoir , elle représente le poids d'un équipage mobile.

- **Effet du vent :**

D'après le fascicule 61 titre II, l'effet du vent est une charge verticale orientée de bas en haut appliquée sur un demi fléau, elle vaut $\mathbf{Q_w = 1{,}25\ kN/m^2}$.

- **Action accidentelle :**

Elle représente la chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide, donc $\mathbf{F_A = - Q_{prc1}}$.

VII.1.2. Combinaisons d'actions : (SETRA [Réf.6])

On distingue deux types de combinaison de charges en phase de construction :

_ combinaison en situation temporaire de construction (type A),
_ combinaison accidentelle de construction (type B).

- **Combinaisons en situation temporaire de construction :**

On considère que la phase la plus défavorable est le coulage de la dernière paire de voussoirs. On suppose que les deux équipages ont été avancés, que l'un des deux voussoirs a été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire.
Le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir.

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

$$\begin{cases} A_1 : \mathbf{1{,}1(G_{max} + G_{min}) + 1{,}25(Q_{prc1}^{max} + Q_{prc1}^{min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w)} \\ A_2 : \mathbf{0{,}9(G_{max} + G_{min}) + 1{,}25(Q_{prc1}^{max} + Q_{prc1}^{min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w)} \end{cases}$$

Avec :

$\mathbf{G_{max} = 1{,}2G}$ Poids du demi-fléau du coté ou il y a un voussoir en plus, majoré de **2%**.

$\mathbf{G_{min} = 0{,}8G}$ Poids du demi-fléau de l'autre coté du déséquilibre minoré de **2%**.

$\mathbf{Q_{prc1} = 500\ kN}$.

$\mathbf{Q_{prc1}^{max} = 530\ kN}$ Poids de l'équipage mobile du coté du déséquilibre majoré de **6%**.

$\mathbf{Q_{prc1}^{min} = 480\ kN}$ Poids de l'équipage mobile de l'autre coté du déséquilibre minoré de **4%.**

$\mathbf{Q_{pra1} = 2{,}6\ kN/ml.}$

$\mathbf{Q_{pra2} = 115\ kN.}$

$\mathbf{Q_w = -\ 16{,}25\ kN/ml.}$

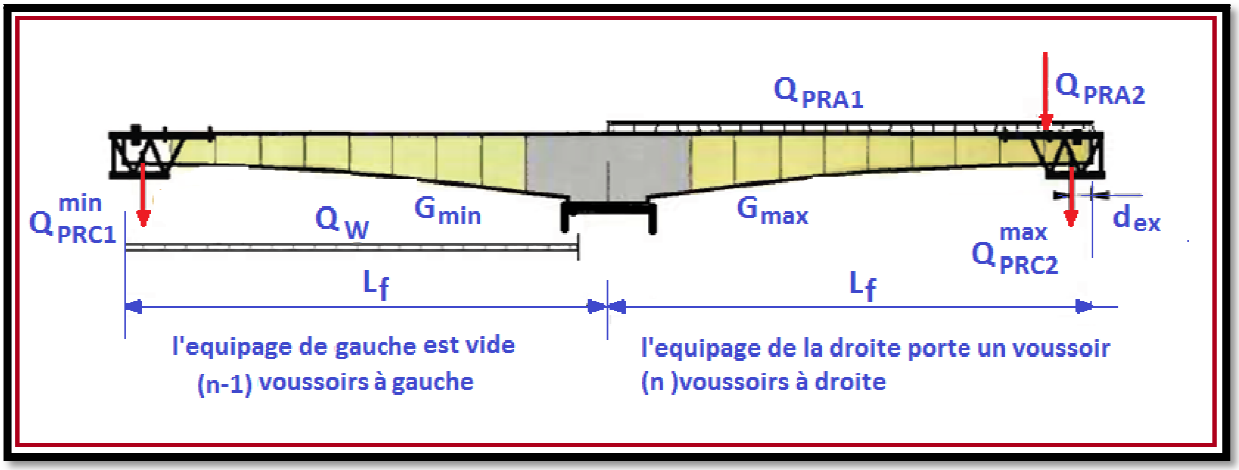

Fig. VII.1 : Combinaisons en situation temporaire [Réf.6].

- **Combinaisons accidentelles de construction :**

En situation accidentelle, l'ouvrage doit pouvoir résister à la chute d'un équipage mobile

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

$$\begin{cases} A_1 : \mathbf{1{,}1(G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{prc1}^{max} + Q_{pra1} + Q_{pra2})} \\ A_2 : \mathbf{0{,}9(G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{prc1}^{max} + Q_{pra1} + Q_{pra2})} \end{cases}$$

Avec ;

$\mathbf{F_A = -Q_{prc1}^{max} = -530\ kN}$

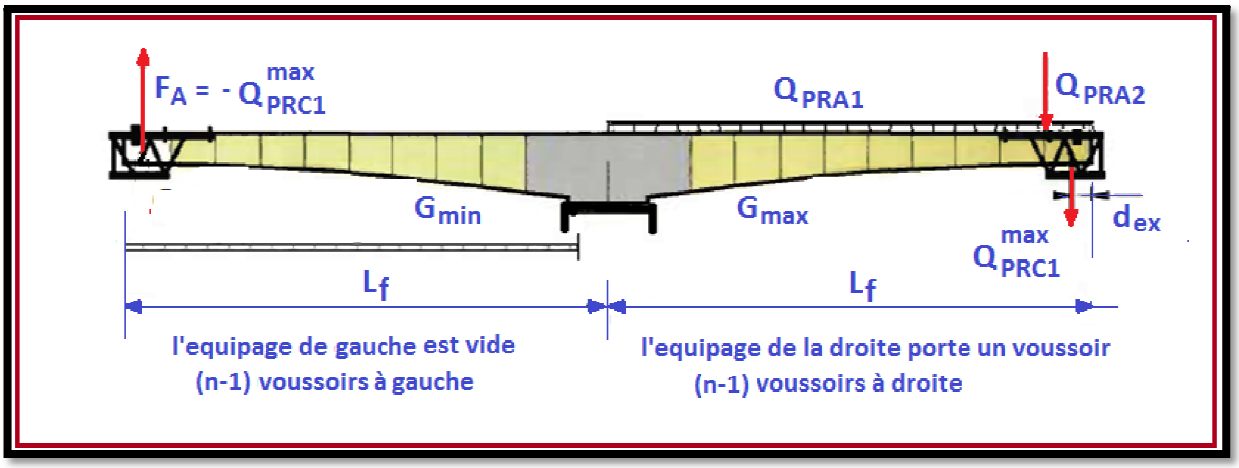

Fig. VII.2 : Combinaisons en situation accidentelle [Réf.6].

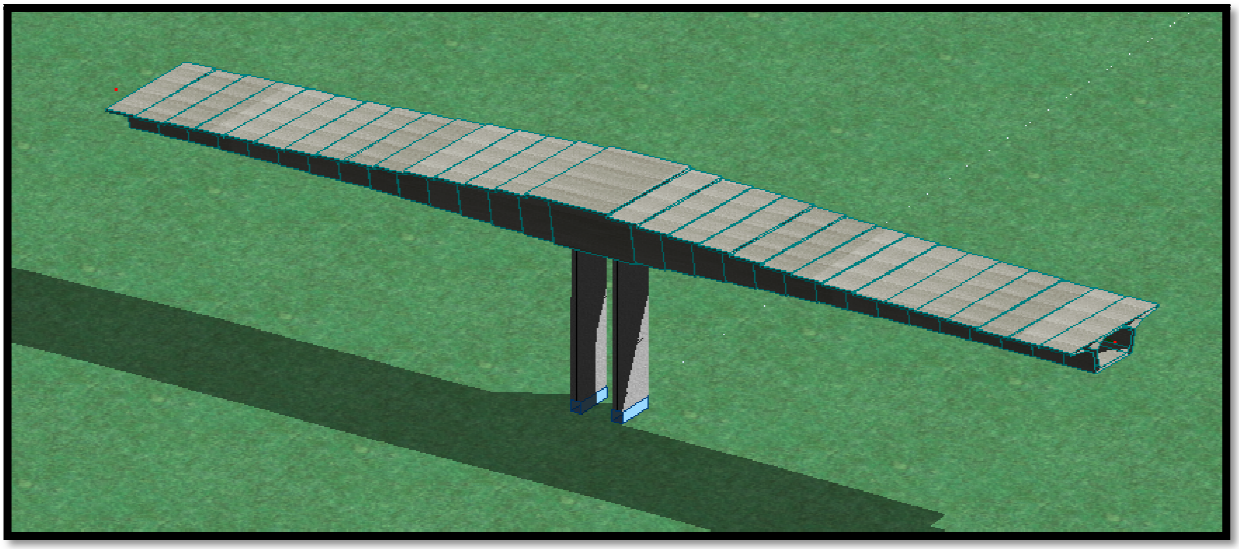

Fig. VII.3 : Vue 3D du modèle de calcul.

Les différents résultats obtenus sont donnés ci-après :

Combinaison en situation temporaire de construction A1 :

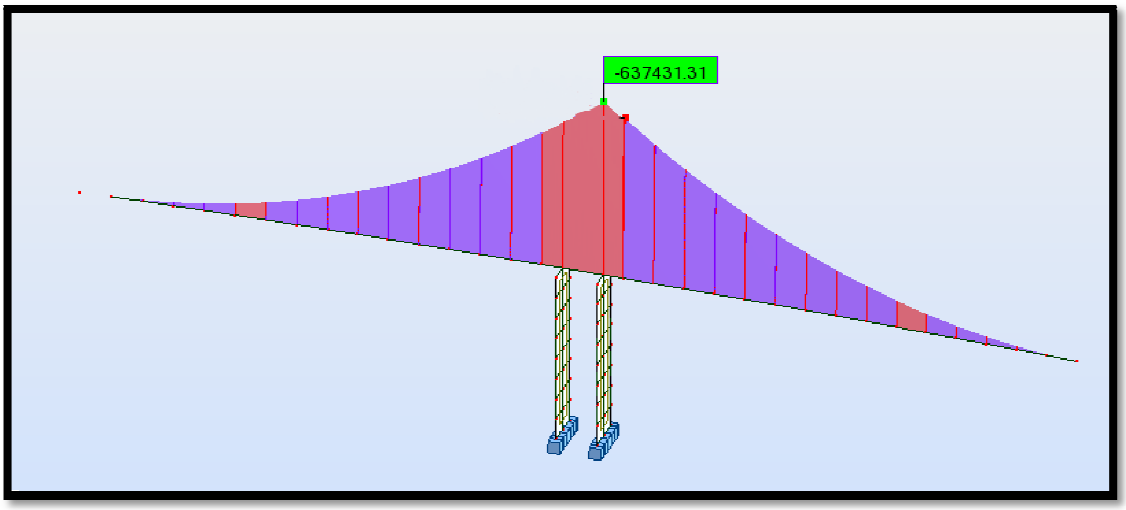

Fig. VII.4 : Diagramme des moments fléchissants sur le fléau (sous A1) [kN.m].

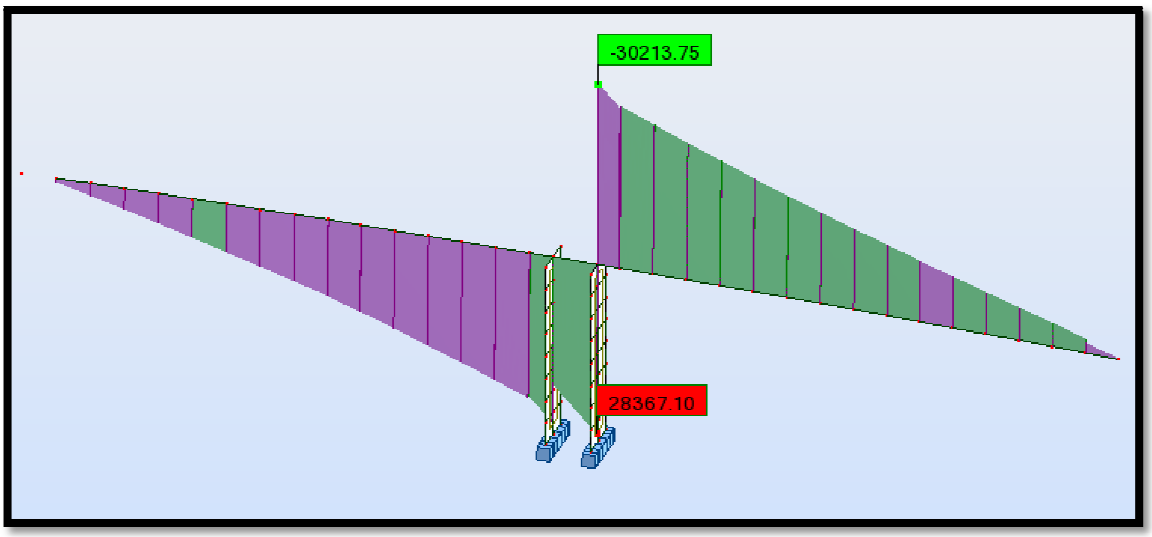

Fig. VII.5 : Diagramme des efforts tranchants sur le fléau (sous A1) [kN].

Combinaison en situation temporaire de construction A2 :

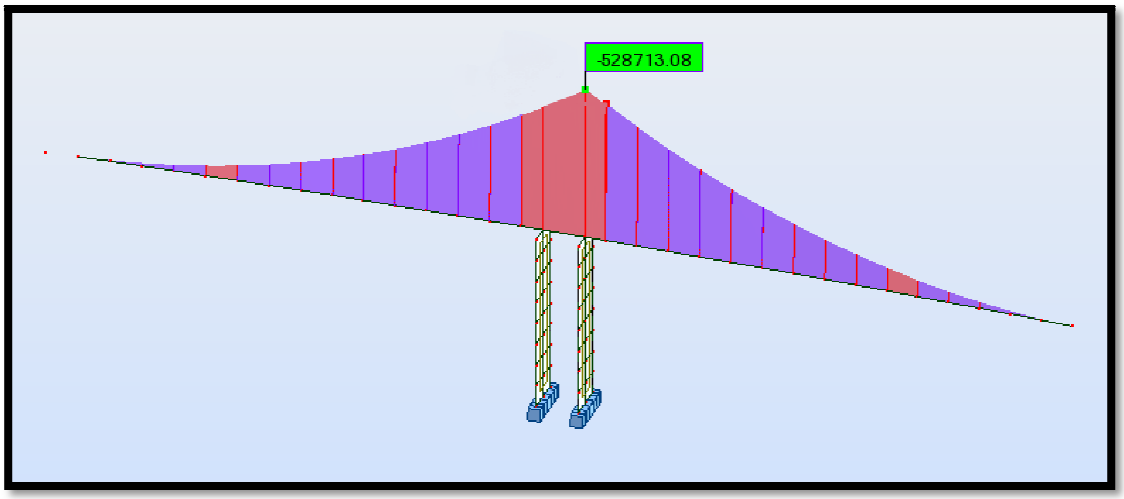

Fig. VII.6: Diagramme des moments fléchissants sur le fléau (sous A2) [kN.m].

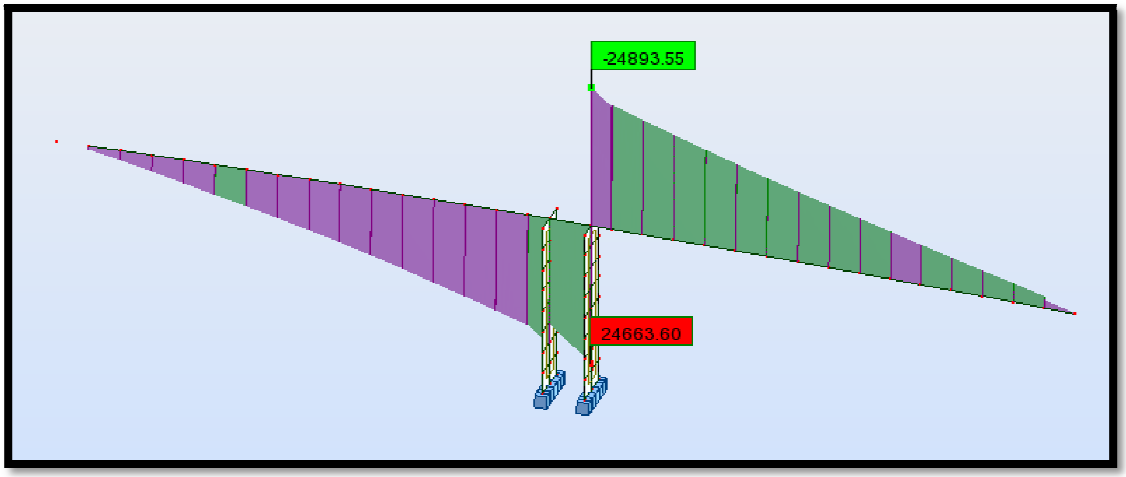

Fig. VII.7 : Diagramme des efforts tranchants sur le fléau (sous A2) [kN].

Combinaison accidentelle de construction (B1):

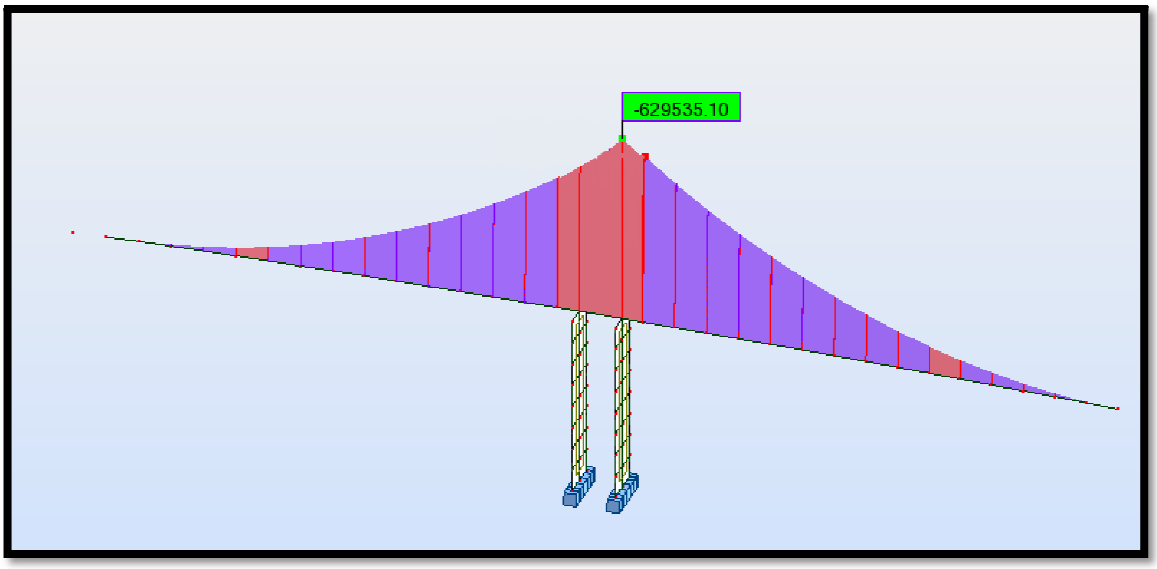

Fig. VII.8 : Diagramme des moments fléchissants sur le fléau (sous B1) [kN.m].

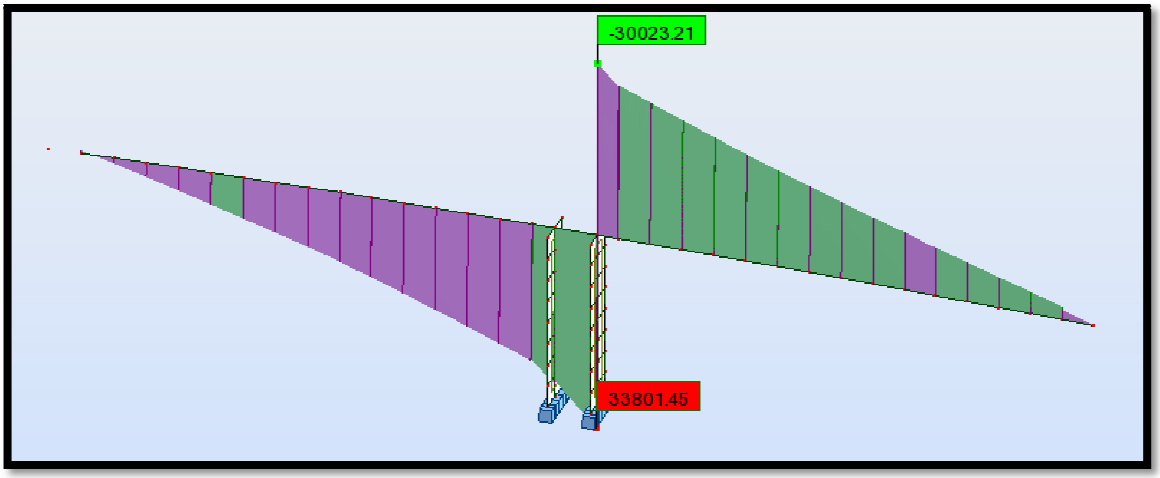

Fig. VII.9 : Diagramme des efforts tranchants sur le fléau (sous B1) [kN].

Combinaison accidentelle de construction (B2):

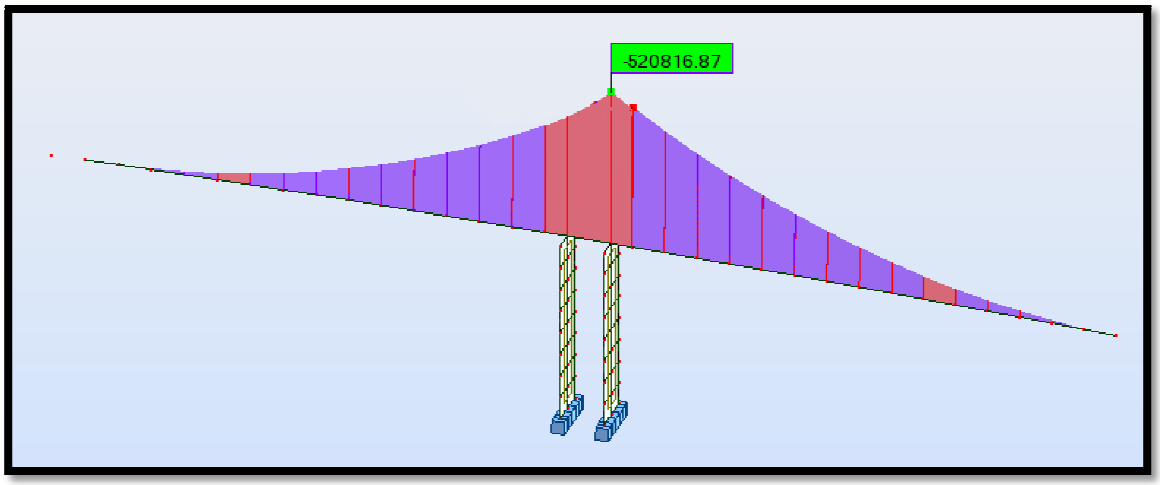

Fig. VII.10 : Diagramme des moments fléchissants sur le fléau (sous B2) [kN.m].

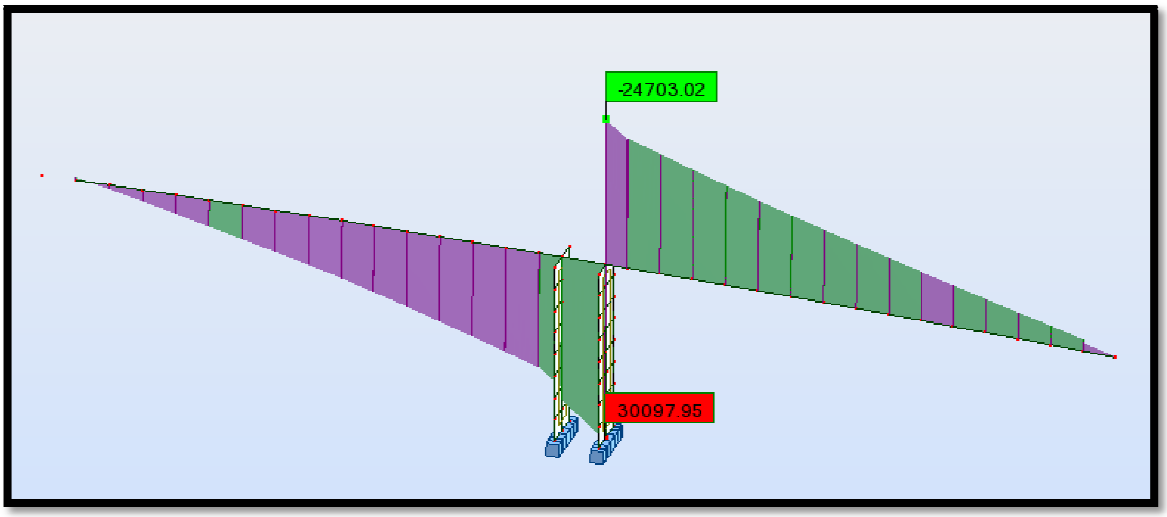

Fig. VII.11 : Diagramme des efforts tranchants sur le fléau (sous B2) [kN].

Type de combinaison	Nom de la combinaison	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)
Situation temporaire	**A1**	637431,31	30213,75
	A2	528713,08	24893,55
Situation accidentelle	**B1**	629535,10	33801,45
	B2	520816,87	30097,95

Tab. VII.1 : Valeurs des efforts appliqués sur le fléau en cours de construction.

VII.1.3. Clavage des travées :

- **Clavage de la travée de rive :**

Lorsque les deux fléaux sont achevés, on commence par solidariser les **deux travées de rive** sur culées (C1-P1) et (P2-C2), cette partie sera coulée sur **cintre**. Cette opération de solidarisation s'appelle **clavage,** ensuite on vient assurer la continuité complète du tablier en solidarisant les deux moitiés à la clé de la travée centrale (P1-P2)**.**

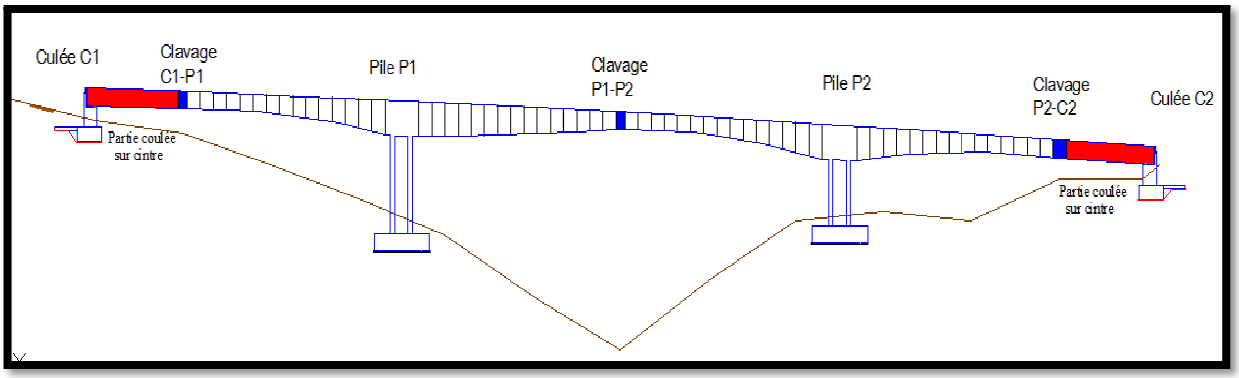

Fig. VII.12 : Différents clavages.

On considère que la console est solidaire d'avec la partie coulée sur cintre, la structure devient alors **hyperstatique** et pour le calcul des efforts, cette dernière sera soumise uniquement à l'effet du poids propre de la partie coulée sur cintre.

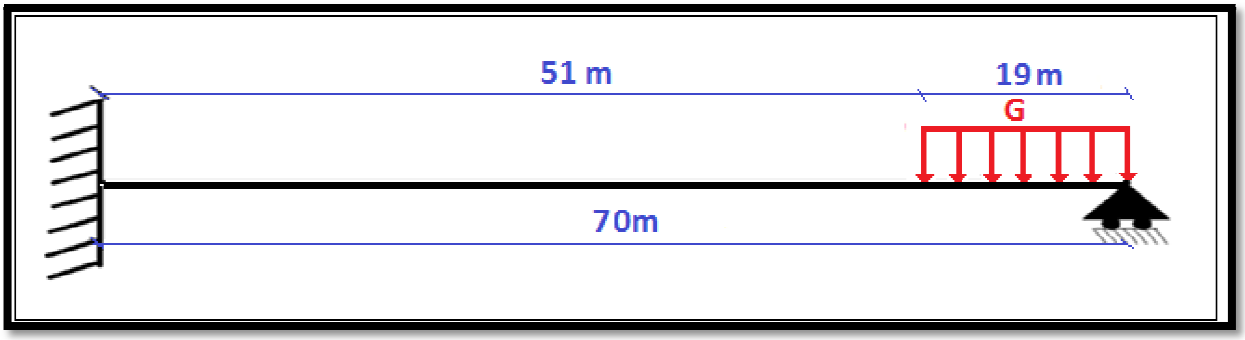

Fig. VII.13 : Efforts appliqués sur la travée de rive.

Avec : $G = \gamma_B \times S_c = 25 \times 9{,}5452 = 238{,}63$ kN/ml.

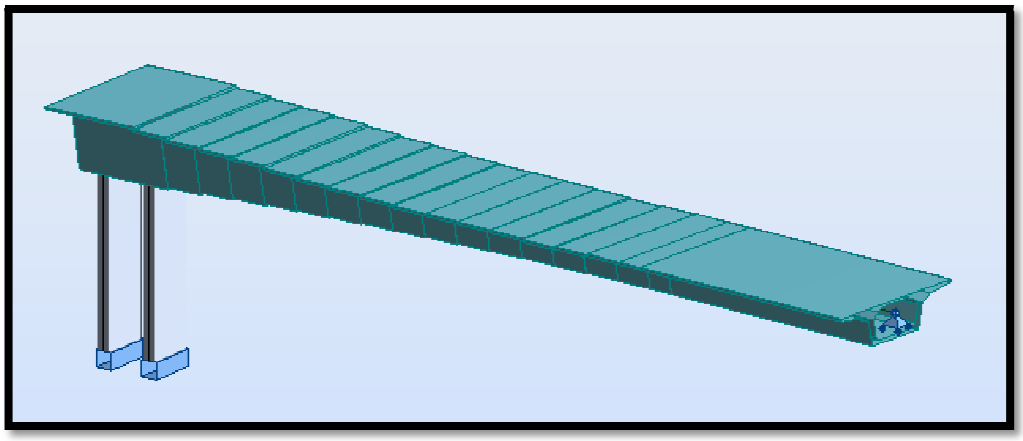

Fig. VII.14 : Modèle de calcul de la travée de rive

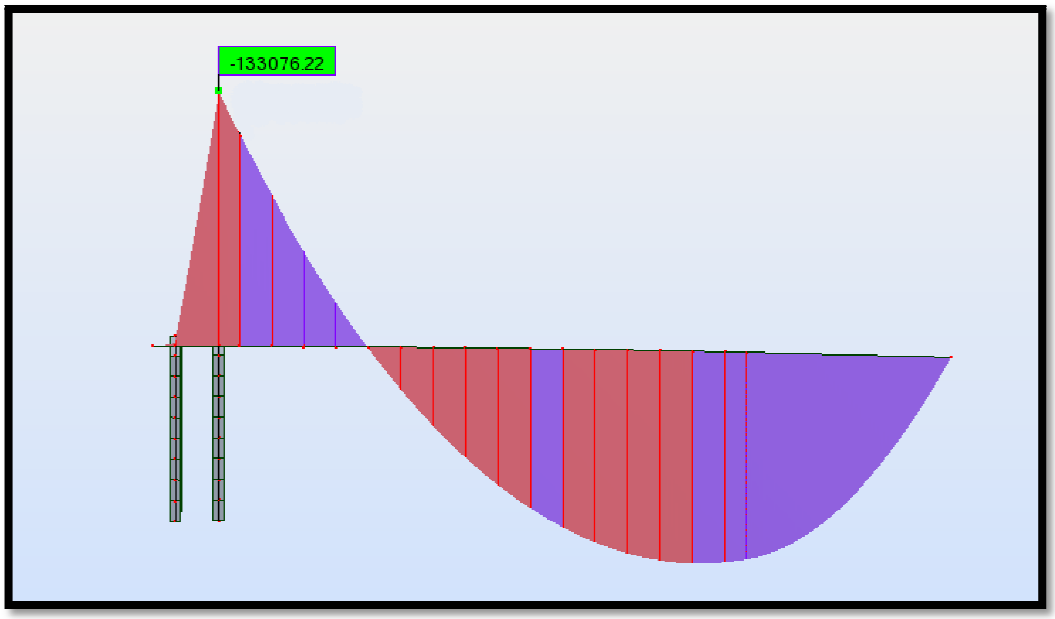

Fig. VII.15 : Diagramme des moments fléchissant après clavage de la travée de rive [kN.m].

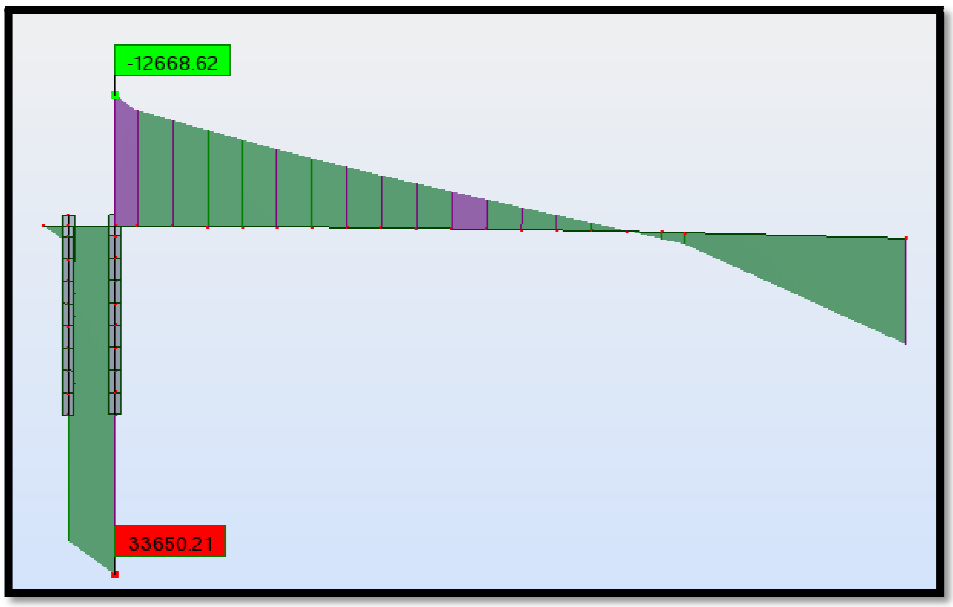

Fig. VII.16 : Diagramme des efforts tranchants après clavage de la travée de rive [kN].

Les résultats obtenus pour l'ensemble des sections de la travée de rive sont donnés ci-dessous :

Voussoirs	Abscisses x(m)	T (kN)	M (kN.m)
VSP	**0**	-33 650,21	-133 076,22
V1	**7**	-10 142,94	-78 141,08
V2	**10**	-9 223,78	-49 068,42
V3	**13**	-8 318,52	-22 730,04
V4	**16**	-7 423,72	-906,50
V5	**19**	-6 596,37	21 978,06
V6	**22**	-5 800,00	40 637,83
V7	**25**	-5 032,39	56 919,14
V8	**28**	-4 288,41	70 928,87
V9	**31**	-3 579,03	82 753,01
V10	**34**	-2 861,51	92 337,56
V11	**37**	-2 144,37	99 955,31
V12	**40**	-1 439,38	105 355,79
V13	**43**	-771,75	108 680,10
V14	**46**	78,69	109 972,35
V15	**49**	631,74	109 154,83
VSC	**51**	1 105,36	107 411,97
VSC	**70**	10 157,62	0,00

Tab. VII.2 : Résultats des efforts internes (M et T) après clavage de la travée de rive.

- **Clavage de la travée intermédiaire :**

La liaison entre les deux fléaux se fera par un clavage (P1 – P2), exécuté grâce à un voussoir coulé sur place, de 2 m de long qui liera les deux extrémités. Cette opération est différente de la précédente car la partie coulée sur place ne sera pas maintenue par un cintre mais par un équipage mobile.
Les effets du clavage engendreront des efforts qui devront être pris en compte en suivant le déroulement des opérations.

1ère étape : Le poids du béton frais et de l'équipage mobile sont directement transmis aux fléaux par l'intermédiaire des fixations des équipages mobiles.

2ème étape : Une fois le béton durci, on réalise physiquement le clavage à l'aide de câbles de précontrainte de continuité et on enlève la surcharge due à l'équipage mobile.

➢ **1ère étape :** Avant enlèvement de l'équipage mobile :

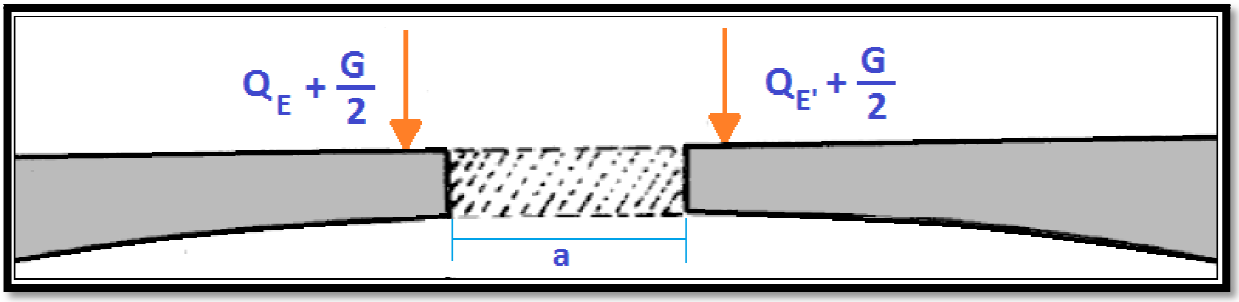

Fig. VII.17 : Schéma statique avant enlèvement de l'équipage de clavage [Réf.6].

Avec $Q_E + Q_{E'} = 200$ kN : poids total de l'équipage mobile (ces deux forces ne sont pas forcément égales)

G : poids du voussoir de clavage soit $G = \gamma_B \times S_c = 25 \times 9{,}5452 \times 2$

$$G = 477{,}26 \text{ kN}$$

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

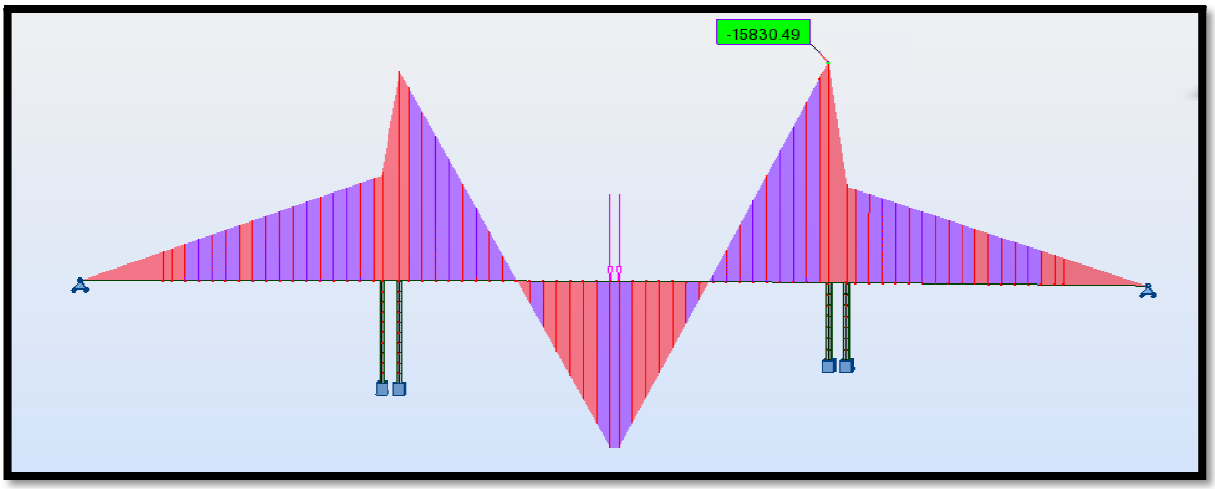

Fig. VII.18 : Diagramme des moments fléchissant avant enlèvement de l'équipage de mobile [kN.m].

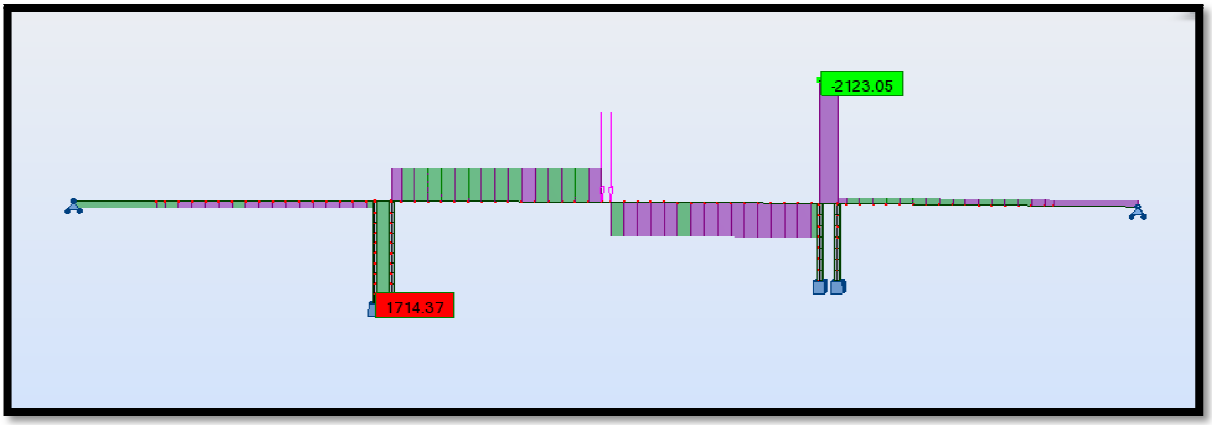

Fig. VII.19 : Diagramme des efforts tranchants avant enlèvement de l'équipage de mobile [kN].

- **2ème étape** : Après enlèvement de l'équipage mobile :

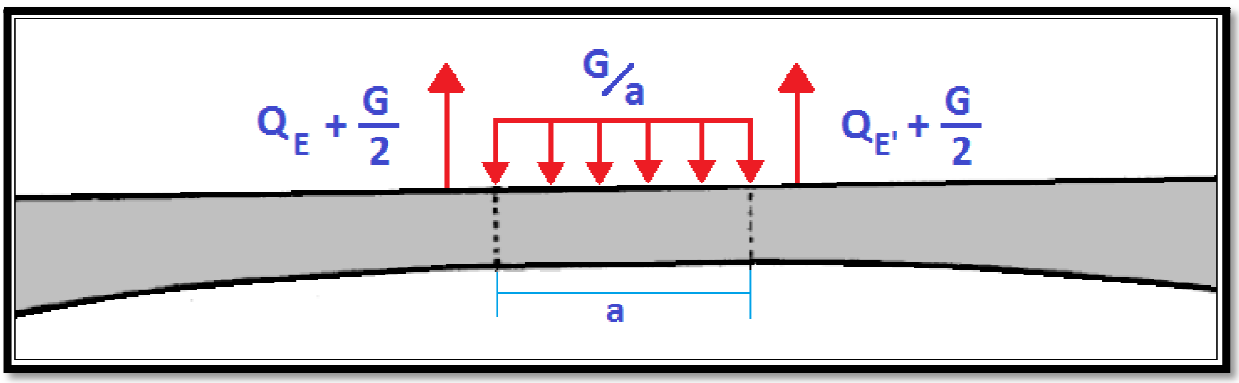

Fig. VII.20 : Schéma statique après enlèvement de l'équipage mobile [Réf.6].

Avec $Q_E + Q_{E'} = 200$ kN

$$\left.\begin{array}{l} G = 477,26 \text{ kN} \\ a = 2 \text{ m} \end{array}\right\} \quad G / a = 477,26 / 2 = 238,63 \text{ kN / ml}$$

G/a : représente le poids du béton durci.

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

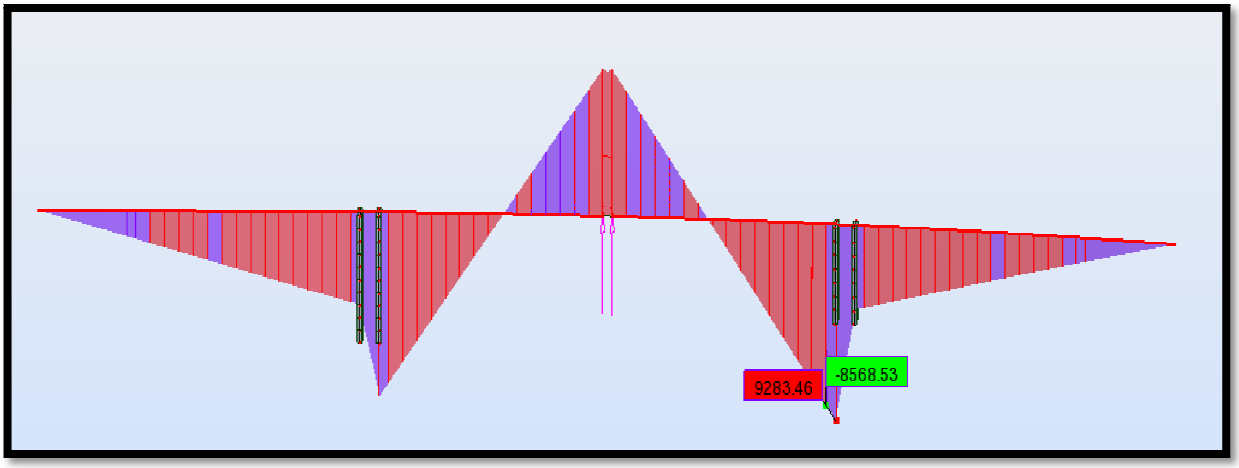

Fig. VII.21 : Diagramme des moments fléchissant après enlèvement de l'équipage de clavage [kN.m].

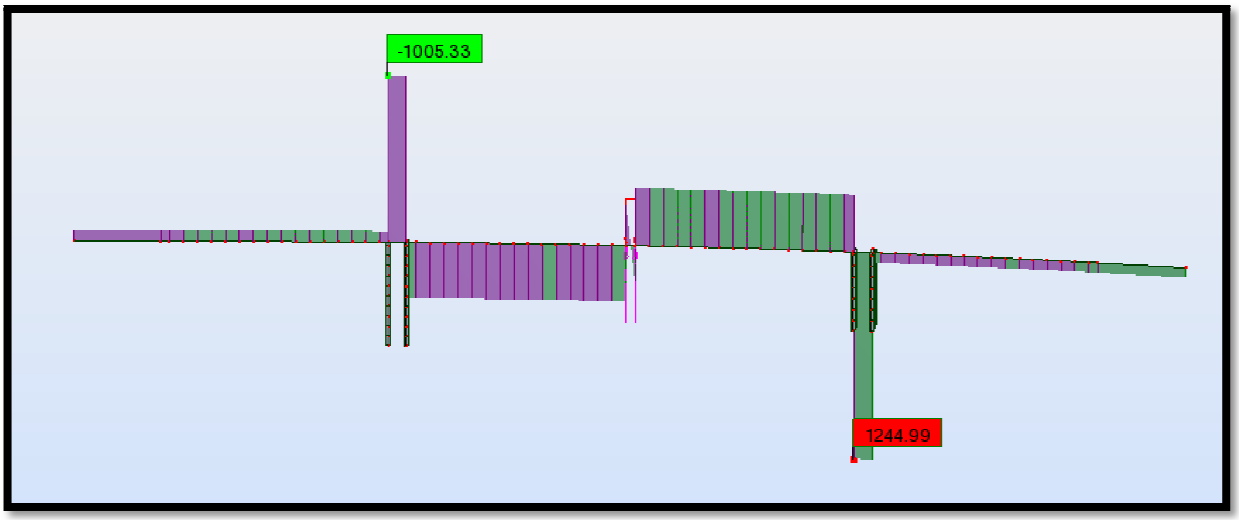

Fig. VII.22 : Diagramme des efforts tranchants après enlèvement de l'équipage de clavage [kN].

Clavage de la travée intermédiaire	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)
1ère étape	15830,49	2123,05
2ème étape	9283,46	1244,99

Tab. VII.3 : Résultats des efforts internes (M et T) après clavage de la travée intermédiaire.

VII.2. Etude longitudinale en service :

Une fois l'ouvrage rendu continu, après les différents clavages, il faudra déterminer les différentes sollicitations auxquelles il sera soumis en phase de service (exploitation).
Pour cela, nous utiliserons le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2013 pour modéliser le viaduc dans son intégralité puis, nous le soumettront à toutes les combinaisons d'efforts citées en Chapitre VI.

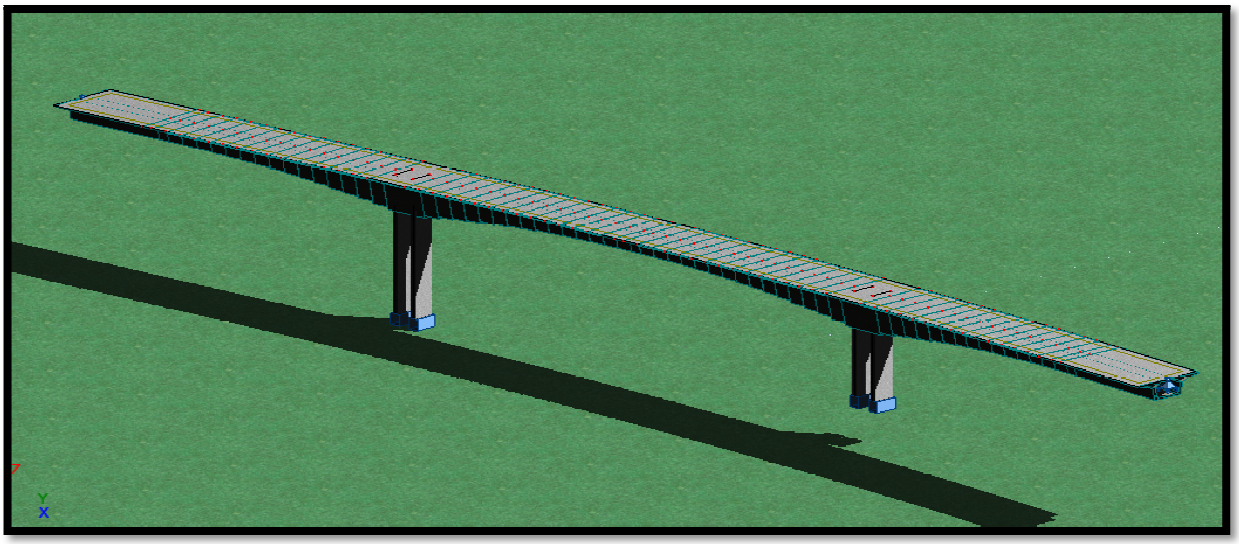

Fig. VII.23 : Vue du modèle de calcul en 3D.

Après analyse de la structure par le logiciel, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables étaient :

A l'ELU : 1,35 G + 1,35 D_{240}

A l'ELS : **A vide** : G + CCP

En service : G + D_{240}

Les valeurs des moments et des efforts tranchants obtenus par l'application de ces combinaisons seront présentées ci-dessous :

➢ **Les résultats obtenus sous la combinaison ELU : 1,35 G + 1,35 D_{240}**

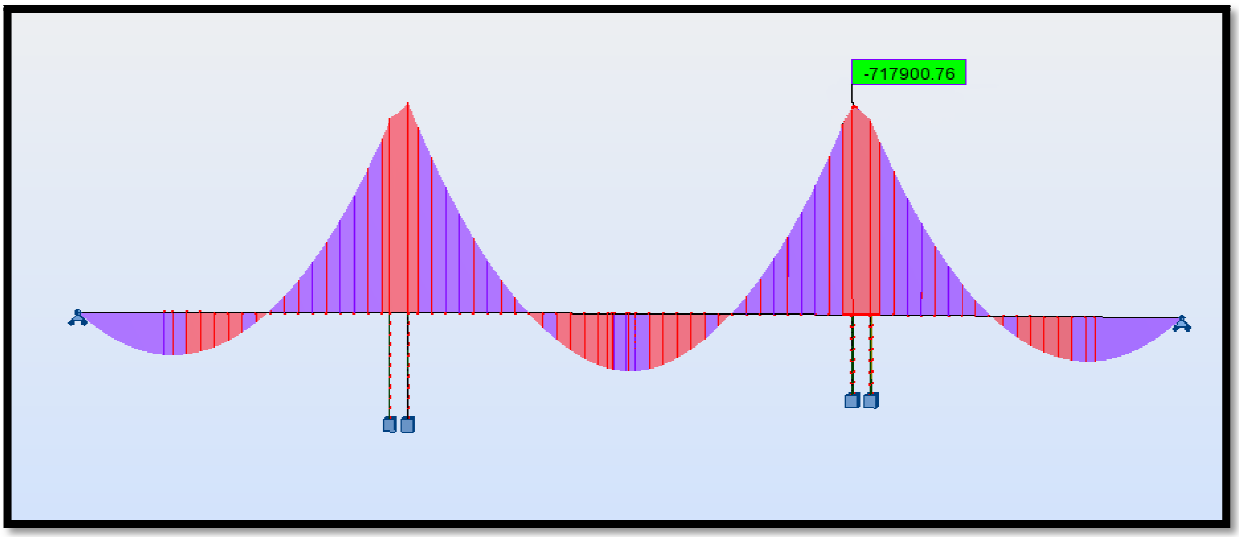

Fig. VII.24 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison 1,35G + 1,35D_{240} [kN.m].

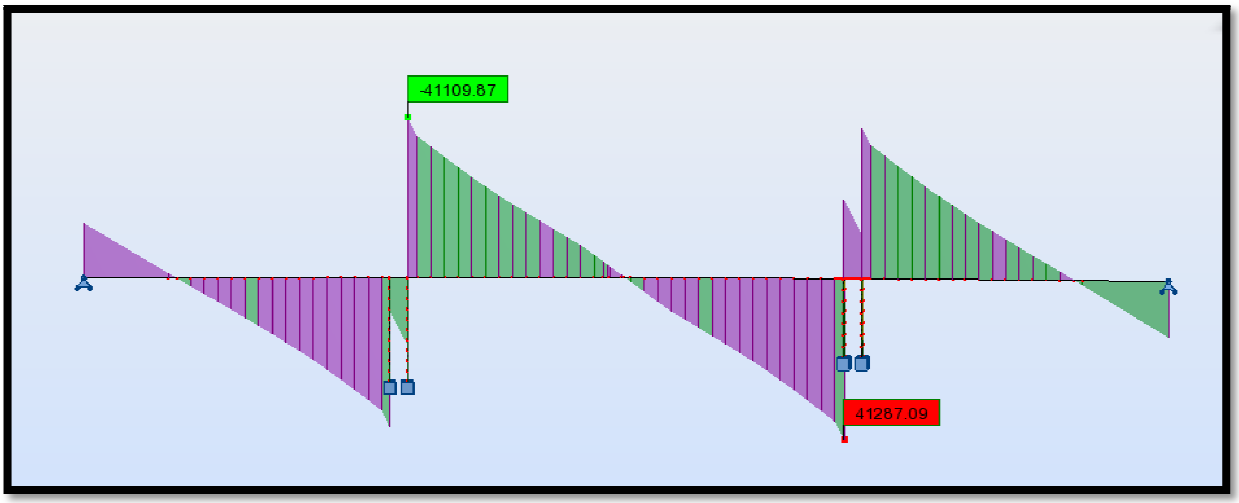

Fig. VII.25 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 1,35G + 1,35D_{240} [kN].

➢ **Les résultats obtenus sous la combinaison ELS : G + D_{240}**

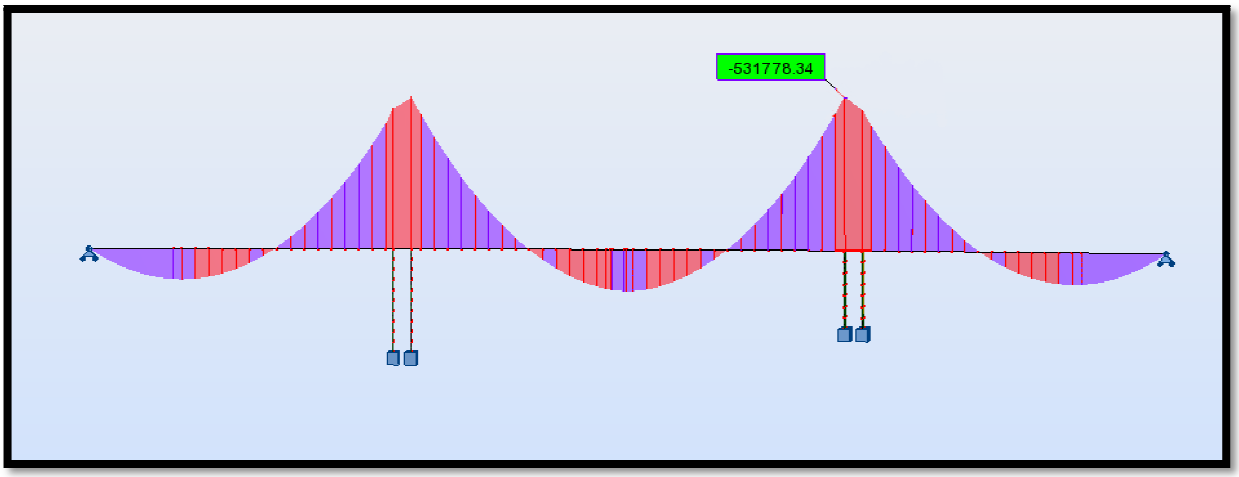

Fig. VII.26 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison G + D_{240} [kN.m].

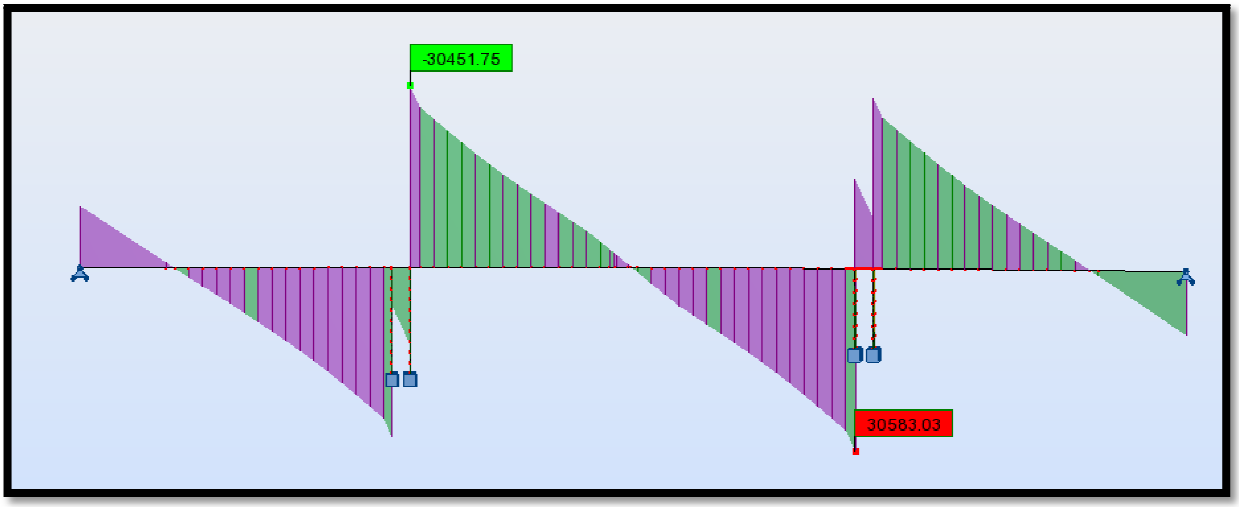

Fig. VII.27 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison G + D_{240} [kN].

- **Les résultats obtenus sous la combinaison ELS : G + CCP**

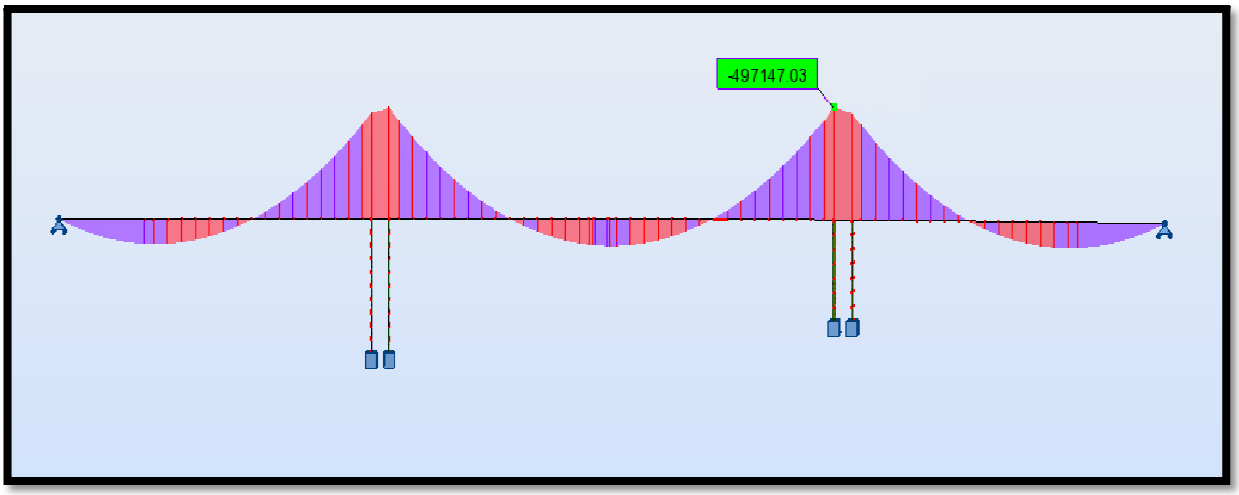

Fig. VII.28 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison G + CCP [kN.m].

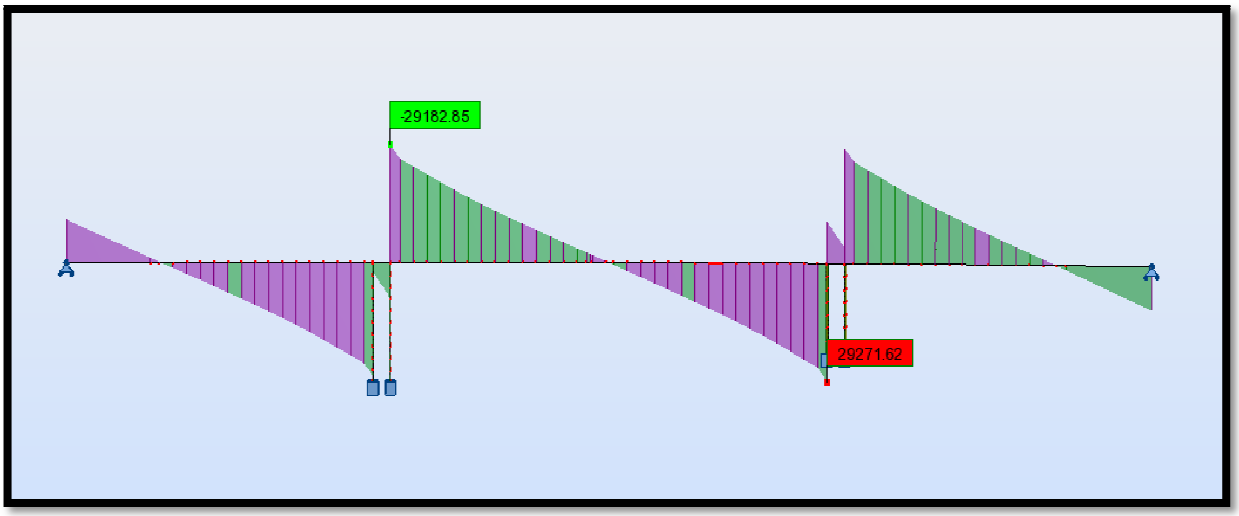

Fig. VII.29 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison G + CCP [kN].

Chapitre VIII

Etude de la précontrainte

VIII. 1. Introduction :

L'idée de soumettre le béton à un effort de compression permanent lui permettant de travailler en flexion sans qu'il n'en résulte de traction avait été émise dès la fin du XIXème siècle. Sa réalisation s'était cependant heurtée aux propriétés mécaniques insuffisantes des aciers de l'époque, ainsi qu'aux conséquences mal maîtrisées des déformations différées du béton soumis à des efforts permanents importants.
C'est seulement à la fin des années 1920 que les progrès dans la fabrication des aciers durs et une meilleure connaissance du comportement différé du béton ont permis à **Eugène Freyssinet** de mettre au point le béton précontraint, dans lequel les efforts de compression permanents sont obtenus à l'aide d'armatures en acier fortement tendues.
Dans un élément en béton armé, l'armature en acier est destinée à se substituer entièrement au béton dans les zones tendues, lorsque celui-ci se fissure par suite d'allongement. Sous chargement, les allongements communs des armatures du béton deviennent trop grands, le béton se fissure (micro fissures), l'acier supporte alors seul tout l'effort de traction. Dans un élément poutre en béton précontraint, l'acier précontraint équilibre les efforts des charges extérieures et évite ainsi au béton de se fissurer sous les charges d'exploitation. La compression initiale introduite grâce à la précontrainte des poutres s'oppose aux tractions engendrées par les charges et surcharges appliquées.
Par rapport au béton armé classique, le béton précontraint comporte un ajout de câble permettant de réaliser des structures beaucoup plus légères, donc de très grande portée, là ou le béton armé se serait écroulé sous son propre poids.

VIII. 2. Principe de la précontrainte :

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton.

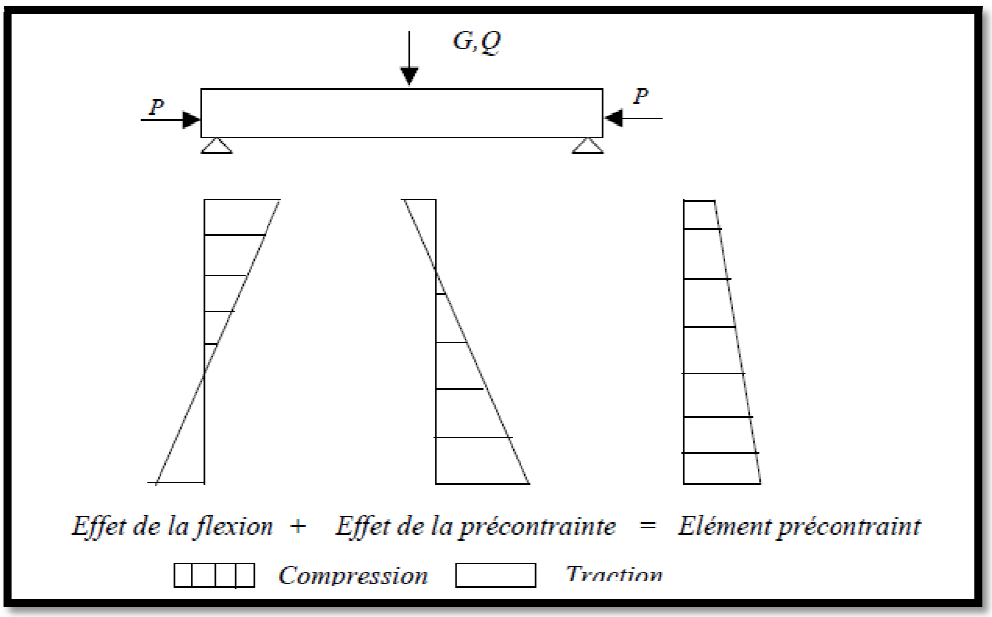

Fig. VIII.1 : Sollicitations dans une pièce précontrainte [Réf.13].

Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

VIII. 3. Etude de la précontrainte de l'ouvrage :

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câble : les câbles de fléau et les câbles de continuité tous deux réalisés en post tension.

a) Les câbles de fléau :

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

b) Les câbles de continuité :

Ils assurent la résistance aux moments positifs développés par l'exploitation de l'ouvrage et ils reprennent les efforts de clavage. Ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour assurer la continuité du tablier.

L'objectif de ce présent chapitre est :

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

VIII. 4. Etude de la précontrainte de fléau :

VIII. 4.1. Calcul de la précontrainte de fléau :

Les câbles du fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure et ils sont mis en place au fur et à mesure de l'avancement de la construction.
Le décroissement des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.
Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent au niveau des fibres supérieures et inférieures des contraintes définies comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = -\dfrac{|M|V}{I} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{MV'}{I} \end{cases}$$

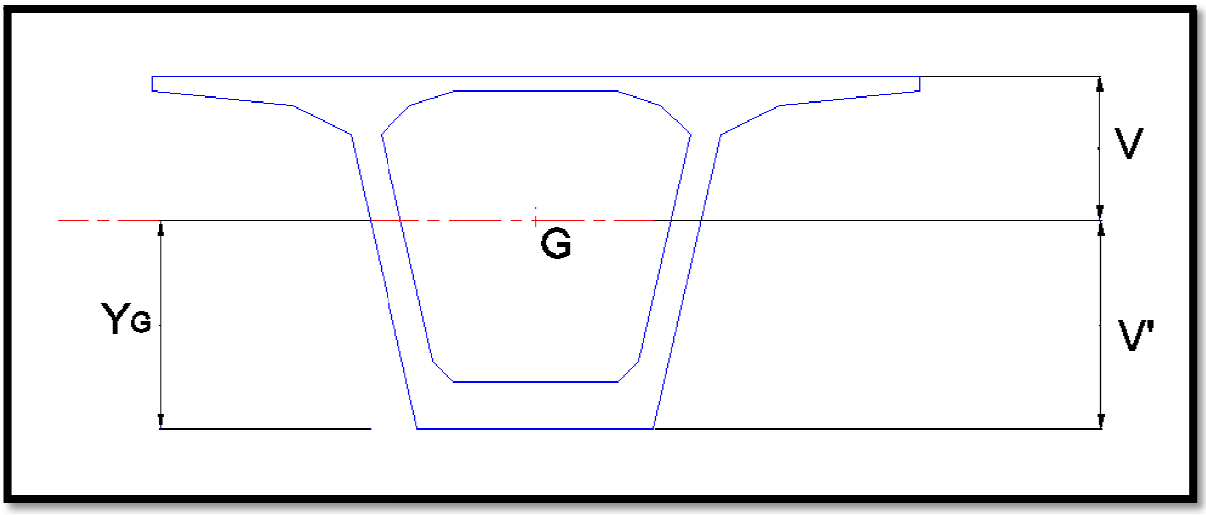

Fig. VIII.2 : Schéma de la section transversale au niveau de l'appui.

Etant donné que l'effort de précontrainte P reprend le moment négatif maximal à l'encastrement, il suffit d'équilibrer les contraintes dues aux surcharges avec celles dues à la précontrainte.

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{Pe_0}{\frac{I}{V}} - \frac{M}{\frac{I}{V}} = 0 & \textbf{En fibre supérieure} \\ \frac{P}{S} - \frac{Pe_0}{\frac{I}{V'}} + \frac{M}{\frac{I}{V'}} = 0 & \textbf{En fibre inférieure} \end{cases}$$

Avec :

P: effort de précontrainte.
M: moment maximal du au poids propre et surcharge.
V: distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.
V': distance du centre de gravite de la section à la fibre inférieure.
e_0: l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.
S: la section du voussoir sur l'axe de la pile.
I : le moment d'inertie de la section.

A la limite, nous aurons :

$$P\left(\frac{1}{S} + \frac{e_0}{\frac{I}{V}}\right) - \frac{M}{\frac{I}{V}} = 0 \quad \Rightarrow \quad P = \frac{M\frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_0 V}{I}}$$

Dans cette dernière expression « P » et « e_0 » sont des inconnues, pour cela on fixe « e_0 » et on détermine « P ».

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

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

Avec :

P_0 : Force utile d'un câble 19T15S estimée à 25% de perte :

d'où: $P_0 = 0{,}75.\sigma_{p0}.S$

f_{prg} =1860 MPa
f_{peg} =1660 MPa
E = 190 000 MPa
S = 2850 mm^2 = 0,00285 m²

La tension à l'ancrage vaut alors : $\sigma_{P0} = \text{Min}\ (0{,}8f_{prg}\ ;\ 0{,}9\ f_{peg})$

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

Donc : $P_0 = 0{,}75.\ \sigma_{p0}.S$

$$P_0 = 0{,}75 \times 1488 \times 0{,}00285 = 3{,}1806 \text{ MN}$$

VIII. 4.2. Détermination du nombre de câbles :

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

- Section : S = 14,10 m²
- Inertie : I = 71,67 m^4
- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : v = 2,454 m
- e_0 = v – d, on prend un enrobage des aciers actifs d = 0,20 m

$$\Rightarrow e_0 = 2{,}454 - 0{,}2 = 2{,}275 \text{ m.}$$

- Moment d'encastrement M_{max} = - 637,43 MN.m

$$P = \frac{M_{max}\ \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_0 V}{I}}$$

$$\Longrightarrow P = 144{,}168\ MN$$

Avec : $$N = \frac{P}{P_0} = \frac{144{,}168}{3{,}1806} = 45{,}327$$

On choisit de prendre **46** câbles de **19T15S** qui seront repartis en **23** câbles dans chaque gousset.

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

Soit le nombre de câbles nécessaires pour le caisson i :

$$N_i = \frac{P_i}{P_0} \qquad \text{avec} \quad P_i = \frac{\frac{M_i \times V_i}{I_i}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_i \times V_i}{I_i}}$$

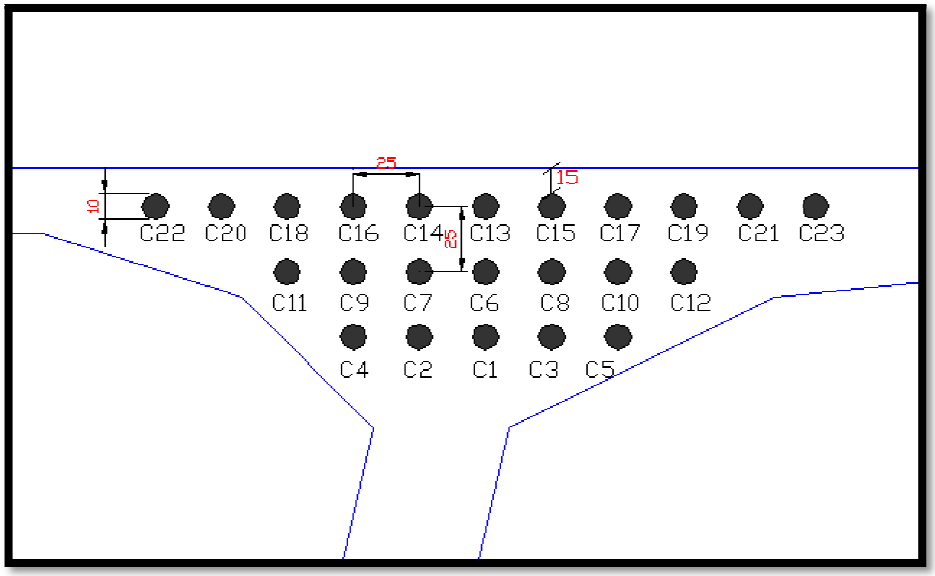

Fig. VIII.3 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.

Voussoirs	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	v' (m)	e_0 (m)	P (MN)	M (MN.m)	Nbre de câbles (calculé)	Nbre de câbles / voussoirs	Nbre de câbles arrêtés
1/2VSP	14,1	71,669	2,454	3,546	2,254	144,168	-637,431	45,327	46	0
V1	13,5	59,808	2,276	3,335	2,076	125,445	-504,981	39,441	46	4
V2	12,9	49,919	2,098	3,153	1,898	116,142	-434,047	36,516	42	4
V3	12,4	41,702	1,934	2,984	1,734	106,444	-369,151	33,467	38	4
V4	12	34,912	1,783	2,829	1,583	96,386	-310,193	30,304	34	4
V5	11,6	29,333	1,645	2,687	1,445	86,004	-257,034	27,040	30	4
V6	11,2	24,78	1,52	2,559	1,32	75,271	-209,203	23,666	26	4
V7	10,8	21,09	1,408	2,444	1,208	64,292	-166,583	20,214	22	4
V8	10,5	18,125	1,31	2,343	1,11	53,193	-128,946	16,724	18	4
V9	10,3	15,771	1,225	2,255	1,025	42,189	-96,143	13,265	14	2
V10	10	13,931	1,152	2,181	0,952	31,591	-68,097	9,932	12	2
V11	9,87	12,526	1,093	2,12	0,893	21,808	-44,806	6,857	10	2
V12	9,73	11,494	1,047	2,073	0,847	13,288	-26,254	4,178	8	2
V13	9,63	10,79	1,014	2,039	0,814	6,391	-12,267	2,009	6	2
V14	9,57	10,38	0,995	2,019	0,795	1,484	-2,799	0,467	4	2
V15	9,55	10,246	0,988	2,012	0,788	0,826	-1,549	0,260	2	2
Σ	/	/	/	/	/	/	/	/	/	**46**

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

VIII. 4.3. Etude du tracé des câbles :

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

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

VIII. 4.3.1 Etude du tracé des câbles en élévation :

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments de flexion négatifs engendrés pendant la construction des consoles, de façon à rendre chaque voussoir solidaire avec la partie du tablier déjà exécuté.

Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera une distance de 0,5 m entre axe des câbles. Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,25 m de part et d'autre du CDG de la section.

❖ Le câble suit une parabole dont l'équation est de la forme :

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

Avec :

- $\mathbf{d_1}$: distance du câble à la fibre supérieure au niveau du point d'ancrage,
- $\mathbf{d_0}$: distance du câble à la fibre supérieure,
- **l** : distance sur laquelle se fait la courbure, (longueur d'un voussoir (3 m) pour les deux premiers câbles et de deux voussoirs (6 m) pour le reste des câbles).

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

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

$\mathbf{R_{min}}$: rayon minimal pour les câbles 19T15S = 9 m.

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

$$\tan \alpha = \frac{dY}{dX} = 2(d_1 - d_0)(\frac{x}{l^2})$$

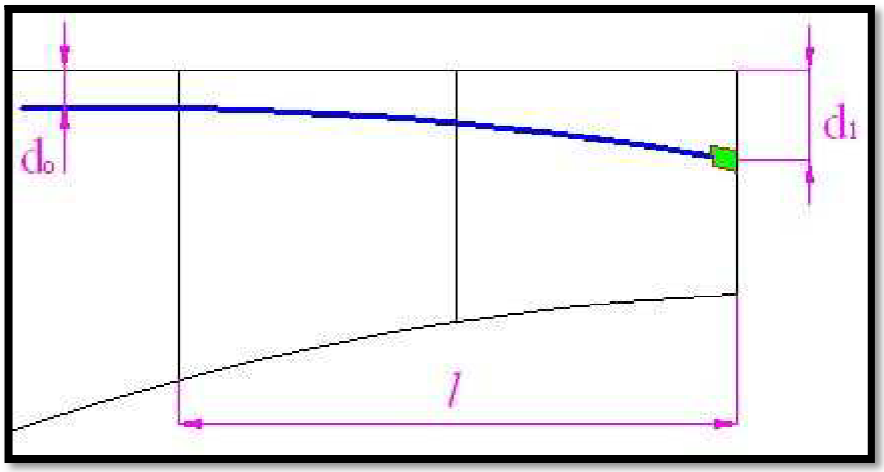

Fig. VIII.4 : Tracé d'un câble en élévation.

➢ Tracé du câble N°1 :

Le câble n° 1 s'ancrera à une distance de 0,25 m au dessus du CDG de la section.

$$\begin{cases} l = 3\ m \\ V = 2{,}276\ \text{m} \\ d_0 = 0{,}70\ m \\ d_1 = 2{,}026\ m \\ y = d_1 - d_0 \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \quad \text{R(x)} = \frac{3^2}{2(2{,}026-0{,}70)} = 3{,}39\ m\ < 9\ m$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$\text{R(x)} \geq 9\ m \quad \Longrightarrow \quad \frac{X^2}{2Y} \geq 9 \quad \Longrightarrow \quad Y \leq \frac{X^2}{18}$$

A.N : $Y \leq \frac{3^2}{18} = 0{,}50$ m

Soit $Y = 0{,}40\ m \Longrightarrow$ R(x = 3 m) = 11,25 m

$$\tan\alpha = 2(d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l^2}\right) = \frac{2Y}{l} \Longrightarrow \alpha = 0{,}261 \text{ rad}$$

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

$$\text{Y(x)} = 0{,}700 + 0{,}044\text{x}^2 \text{ (m)}$$

- **Tracé du câble N°2 :**

Le câble n° 1 s'ancrera à une distance de 0,25 m au dessous du CDG de la section.

$$\begin{cases} l = 3\ m \\ V = 2{,}276\ \text{m} \\ d_0 = 0{,}70\ m \\ d_1 = 2{,}526\ m \\ y = d_1 - d_0 \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \quad \text{R(x)} = \frac{3^2}{2(2{,}526-0{,}70)} = 2{,}46\ m\ < 9\ m$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$\text{R(x)} \geq 9\ m \quad \Longrightarrow \quad \frac{X^2}{2Y} \geq 9 \quad \Longrightarrow \quad Y \leq \frac{X^2}{18}$$

A.N : $Y \leq \frac{3^2}{18} = 0{,}50$ m

Soit $Y = 0{,}50\ m \Longrightarrow$ R(x = 3 m) = 9,00 m

$$\tan \alpha = 2(d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l^2}\right) = \frac{2Y}{l} \Longrightarrow \alpha = 0{,}322 \text{ rad}$$

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

$$\text{Y(x)} = 0{,}700 + 0{,}056\text{x}^2 \text{ (m)}$$

Le reste des calculs est mentionné dans le tableau ci après :

Voussoir	N° câble	L (m)	V (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	Y (m)	R (m)	α (rad)	Equation de la courbe
V1	**C1**	3	2,276	0,700	1,100	0,400	11,250	0,261	$0,700 + 0,044x^2$
	C2	3	2,276	0,700	1,200	0,500	9,000	0,322	$0,700 + 0,056x^2$
V2	**C3**	6	2,098	0,700	1,848	1,148	15,679	0,365	$0,700 + 0,032x^2$
	C4	6	2,098	0,700	2,348	1,648	10,922	0,502	$0,700 + 0,046x^2$
V3	**C5**	6	1,934	0,700	1,684	0,984	18,293	0,317	$0,700 + 0,028x^2$
	C6	6	1,934	0,450	2,184	1,734	10,381	0,524	$0,450 + 0,048x^2$
V4	**C7**	6	1,783	0,450	1,533	1,083	16,620	0,346	$0,450 + 0,030x^2$
	C8	6	1,783	0,450	2,033	1,583	11,371	0,486	$0,450 + 0,044x^2$
V5	**C9**	6	1,645	0,450	1,395	0,945	19,048	0,305	$0,450 + 0,026x^2$
	C10	6	1,645	0,450	1,895	1,445	12,457	0,449	$0,450 + 0,040x^2$
V6	**C11**	6	1,520	0,450	1,270	0,820	21,951	0,267	$0,450 + 0,023x^2$
	C12	6	1,520	0,450	1,770	1,320	13,636	0,415	$0,450 + 0,037x^2$
V7	**C13**	6	1,408	0,200	1,158	0,958	18,789	0,309	$0,200 + 0,027x^2$
	C14	6	1,408	0,200	1,658	1,458	12,346	0,452	$0,200 + 0,041x^2$
V8	**C15**	6	1,310	0,200	1,060	0,860	20,930	0,279	$0,200+ 0,024x^2$
	C16	6	1,310	0,200	1,560	1,360	13,235	0,426	$0,200 + 0,038x^2$
V9	**C17**	6	1,225	0,200	1,225	1,025	17,561	0,329	$0,200 + 0,028x^2$
V10	**C18**	6	1,152	0,200	1,152	0,952	18,908	0,307	$0,200 + 0,026x^2$
V11	**C19**	6	1,093	0,200	1,093	0,893	20,157	0,289	$0,200 + 0,025x^2$
V12	**C20**	6	1,047	0,200	1,047	0,847	21,251	0,275	$0,200 + 0,024x^2$
V13	**C21**	6	1,014	0,200	1,014	0,814	22,113	0,265	$0,200 + 0,023x^2$
V14	**C22**	6	0,995	0,200	0,995	0,795	22,642	0,259	$0,200 + 0,022x^2$
V15	**C23**	6	0,988	0,200	0,988	0,788	22,843	0,257	$0,200 + 0,022x^2$

Tab. VIII.2: Tracé des câbles en élévation.

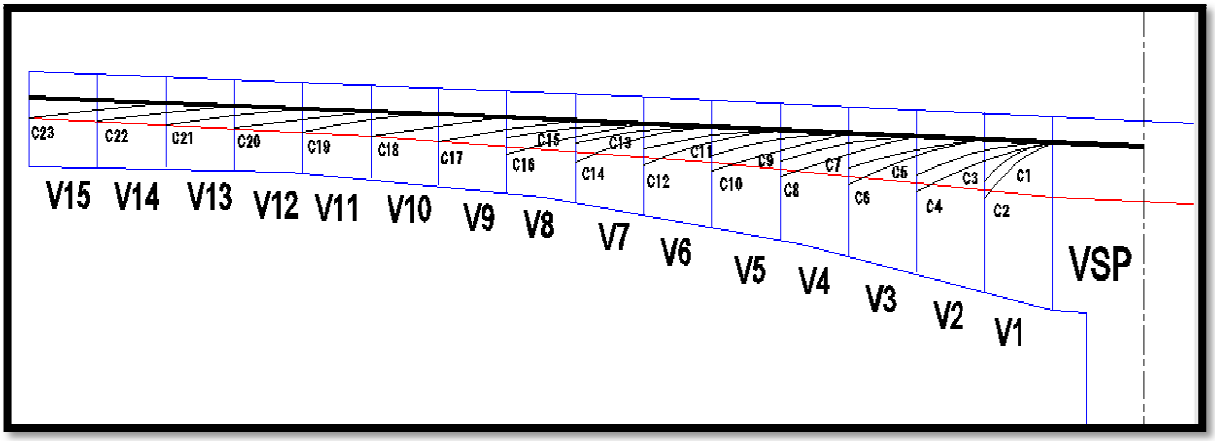

Fig. VIII.5: Tracé des câbles en élévation.

VIII. 4.3.2 Etude du tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan des câbles suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps deux coupures : en plan et en élévation, ce qui pose beaucoup de problèmes au niveau de l'exécution. Lorsque les courbes augmentent, les pertes par frottement sont importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus rectiligne possible.

❖ **Equation de la courbure :**

$$Z(x) = X^2 + bX + c$$

Avec les conditions aux limites :

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

❖ **Le rayon de courbure :**

$$R_i = \frac{(x_i)^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} \quad ; \quad R_{i+1} = \frac{(x_{i+1})^2}{2(Z_{i+1})}$$

❖ **L'inclinaison à l'horizontale :**

$$tg(\beta_i) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i} \quad ; \quad tg(\beta_{i+1}) = \frac{2(Z_{i+1})}{x_{i+1}}$$

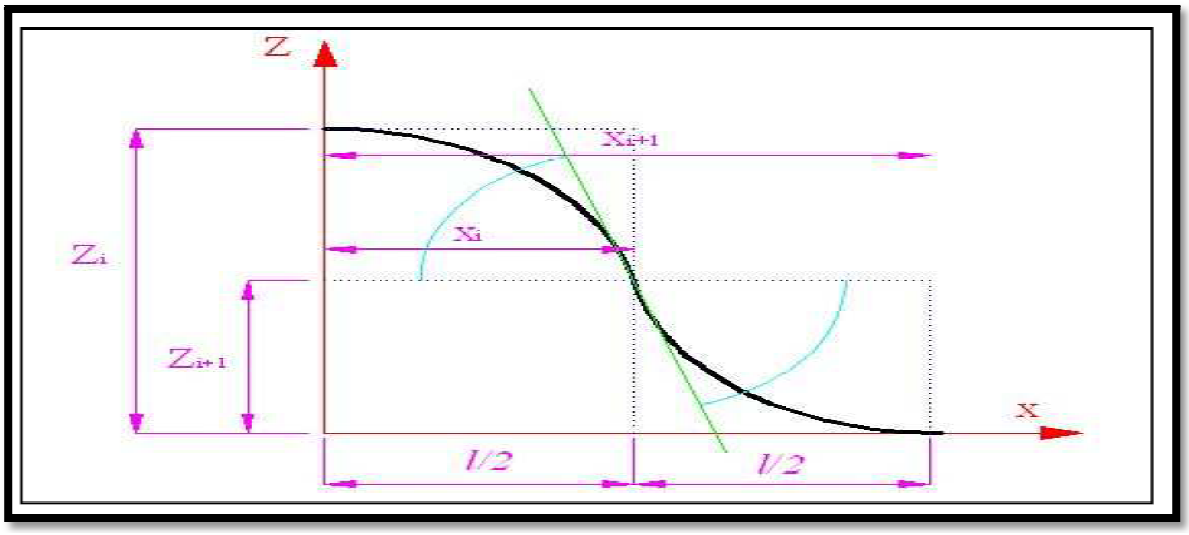

Fig. VIII.6. Tracé en plan d'un câble de fléau.

N.B : Du fait de leur position initiale, les câbles C1, C6 et C13 sont confondus avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

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

Voussoir	N° câble	L (m)	X_i (m)	X_{i+1} (m)	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	R_i (m)	α_{pi} (rad)	Equation de la 1ére courbure	Equation de la 2éme courbure
V1	**C1**	3	1,500	3,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0
	C2	3	1,500	3,000	0,250	0,125	9,000	0,165	0,250 - 0,014x²	0,056 (x-1,5)²
V2	**C3**	3	1,500	3,000	-0,250	-0,125	9,000	0,165	-0,125 + 0,014x²	-0,056 (x-1,5)²
	C4	3	1,500	3,000	0,500	0,250	4,500	0,322	0,250 - 0,028x²	0,111 (x-1,5)²
V3	**C5**	3	1,500	3,000	-0,500	-0,250	4,500	0,322	-0,250 + 0,028x²	-0,111 (x-1,5)²
	C6	3	1,500	3,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0
V4	**C7**	3	1,500	3,000	0,250	0,125	9,000	0,165	0,125 - 0,014x²	0,056 (x-1,5)²
	C8	3	1,500	3,000	-0,250	-0,125	9,000	0,165	-0,125 + 0,014x²	-0,056 (x-1,5)²
V5	**C9**	3	1,500	3,000	0,500	0,250	4,500	0,322	0,250 - 0,028x²	0,111 (x-1,5)²
	C10	3	1,500	3,000	-0,500	-0,250	4,500	0,322	-0,250 + 0,028x²	-0,111 (x-1,5)²
V6	**C11**	3	1,500	3,000	0,750	0,375	3,000	0,464	0,375 - 0,042x²	0,167 (x-1,5)²
	C12	3	1,500	3,000	-0,750	-0,375	3,000	0,464	-0,375 + 0,042x²	-0,167 (x-1,5)²
V7	**C13**	3	1,500	3,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0
	C14	3	1,500	3,000	0,250	0,125	9,000	0,165	0,250 - 0,056x²	0,056 (x-1,5)²
V8	**C15**	3	1,500	3,000	-0,250	-0,125	9,000	0,165	-0,250 + 0,056x²	-0,056 (x-1,5)²
	C16	3	1,500	3,000	0,500	0,250	4,500	0,322	0,500 - 0,111x²	0,111 (x-1,5)²
V9	**C17**	3	1,500	3,000	-0,500	-0,250	4,500	0,322	-0,500 + 0,111x²	-0,111 (x-1,5)²
V10	**C18**	3	1,500	3,000	0,750	0,375	3,000	0,464	0,750 - 0,167x²	0,167 (x-1,5)²
V11	**C19**	3	1,500	3,000	-0,750	-0,375	3,000	0,464	-0,750 + 0,167x²	-0,167 (x-1,5)²
V12	**C20**	3	1,500	3,000	1,000	0,500	2,250	0,588	1,000 - 0,222x²	0,222 (x-1,5)²
V13	**C21**	3	1,500	3,000	-1,000	-0,500	2,250	0,588	-1,000 + 0,222x²	-0,222 (x-1,5)²

V14	**C22**	3	1,500	3,000	1,250	0,625	1,800	0,695	1,250 - 0,278x²	0,278 (x-1,5)²
V15	**C23**	3	1,500	3,000	-1,250	-0,625	1,800	0,695	-1,250 + 0,278x²	-0,278 (x-1,5)²

Tab. VIII.3: Tracé des câbles en plan.

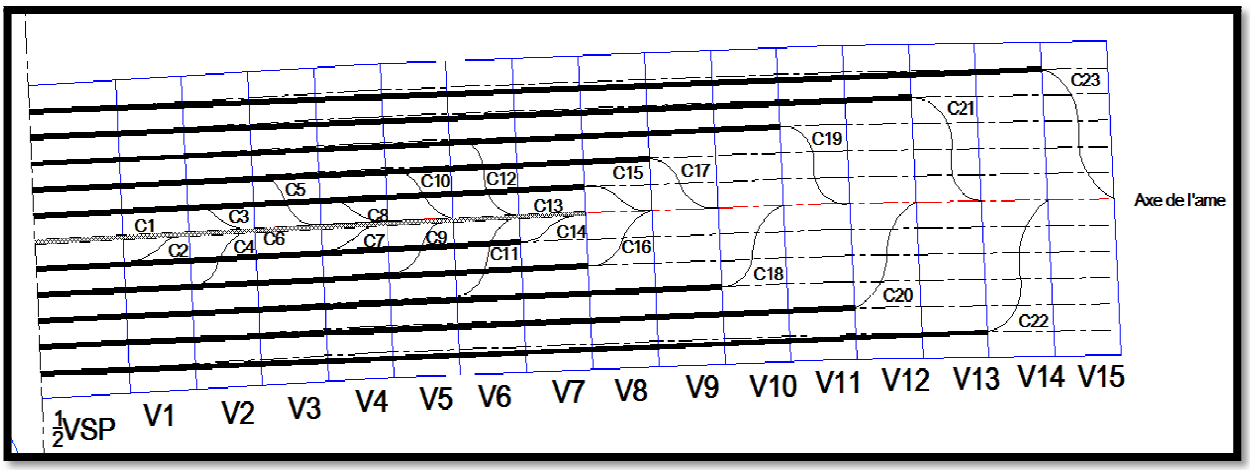

Fig. VIII.7: Tracé des câbles en plan.

VIII. 5. Pertes de précontrainte:

VIII. 5.1. Définition :

D'une façon générale, on désigne sous le nom «perte de tension» ou «perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois:

- dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait des frottements,
- dans le temps, à cause du retrait, du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

VIII. 5.2. Différents types de pertes :

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- **Les pertes de tension instantanées** : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.

- **Pertes de tension différées :** se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

VIII. 5.3. Tension a l'origine :

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

$$\textbf{Min } (0{,}80\ f_{prg},\ 0{,}90\ f_{peg})$$

VIII. 5.4. Perte de tension : (BPEL 91, [Réf.13])

Dans notre étude des pertes, nous nous contenterons de déterminer les pertes pour un demi-fléau.
Pour simplifier la suite des calculs, nous considérerons que les pertes trouvées existent et agissent dans la section médiane des câbles, soit au milieu du voussoir sur pile.

VIII. 5.4.1. Pertes de tension instantanées :

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tension par frottement ;
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x »

de l'armature, est notée $\Delta\sigma_{pi}(x)$.
La tension au point d'abscisse « x », après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x)$$

a) Perte de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée « σ_{p0} » à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x », la valeur de la perte est donnée par la relation suivante:

$$\Delta\sigma_{frot}(x) = \sigma_{p0} - \sigma_p(x) = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f\alpha+\varphi x)}) \qquad \textbf{[Réf.13]}$$

σ_{p0} : la tension à l'origine : $\sigma_{p0} = 1488$ MPa,
e : fct. exponentielle,
f : coefficient de frottement en courbe ; f = 0,22 rd^{-1},
α : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance « x » (rad),
φ : coefficient de frottement en ligne ; φ = 0,003 m^{-1},
x : la distance de la section considérée (m).

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

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

$$\tan\alpha = \sqrt{\tan 2\alpha p + \tan 2\alpha e}$$

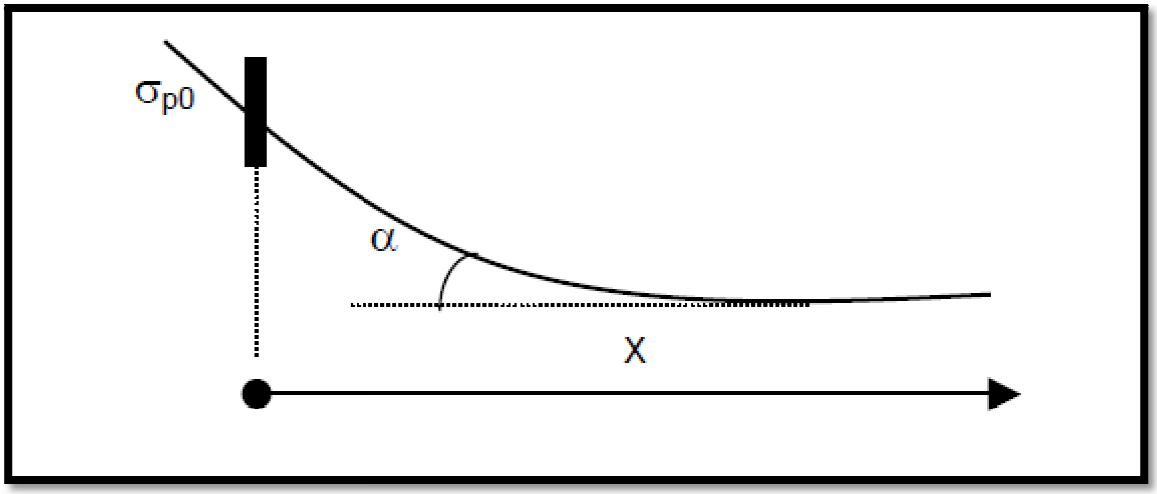

Fig. VIII.8: Diagramme de variation de la tension [Réf.13].

Pour le calcul des pertes dans chaque câble, on propose le tableau suivant :

Voussoir	N° Câble	X (m)	α (rad)	$e^{(-f\alpha - \phi x)}$	$1 - e^{(-f\alpha - \phi x)}$	$\sigma_{p0}(1 - (e^{-(f\alpha - \phi x)})$ (MPa)
V1	**C1**	7	0,261	0,925	0,075	112,111
	C2	7	0,487	0,880	0,120	178,932
V2	**C3**	10	0,531	0,864	0,136	203,081
	C4	10	0,824	0,810	0,190	283,415
V3	**C5**	13	0,639	0,836	0,164	244,512
	C6	13	0,524	0,857	0,143	212,760
V4	**C7**	16	0,512	0,852	0,148	220,707
	C8	16	0,651	0,826	0,174	258,900
V5	**C9**	19	0,627	0,823	0,177	263,525
	C10	19	0,771	0,797	0,203	301,633
V6	**C11**	22	0,730	0,797	0,203	301,828
	C12	22	0,878	0,772	0,228	339,750
V7	**C13**	25	0,309	0,867	0,133	198,272
	C14	25	0,618	0,810	0,190	282,884
V8	**C15**	28	0,444	0,834	0,166	247,294
	C16	28	0,747	0,780	0,220	327,314
V9	**C17**	31	0,651	0,790	0,210	313,060
V10	**C18**	34	0,771	0,762	0,238	353,912
V11	**C19**	37	0,753	0,758	0,242	359,622
V12	**C20**	40	0,863	0,734	0,266	396,520
V13	**C21**	43	0,853	0,729	0,271	403,865
V14	**C22**	46	0,954	0,706	0,294	437,149

V15	**C23**	49	0,952	0,700	0,300	446,064
					SOMME	6687,112

Tab. VIII.4: Résultats des pertes par frottement de chaque câble.

La somme des pertes par frottements des câbles par âme est : $\Sigma\Delta\sigma_{frot} = 6687{,}112$ **MPa**

b) Perte de tension par recul de l'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage.
Il n'affecte qu'une partie « λ » de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur d'influence vaut selon le BPEL 91:

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0}\left(\frac{\alpha f}{l} + \varphi\right)}} \qquad \textbf{[Réf.13]}$$

Tel que:
λ : longueur d'influence du recul d'ancrage.
σ_{p0}: contrainte initiale.
σ'_{p0}: contrainte après recul d'ancrage.
$\Delta\sigma_r$: la perte de tension.
g : l'intensité du recul à l'ancrage, g = 0,006 m.
E_p : Module d'élasticité des aciers, E = 190 000 MPa .
φ : coefficient de frottement en ligne ; $\varphi = 0{,}003\ m^{-1}$.

Dans la pratique, on préfère souvent raisonner de la façon suivante :

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

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma p_0 k}} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \text{Si } \lambda < x \text{ les pertes sont nulles} \\ \text{Si } \lambda > x \text{ les pertes existent} \end{cases} \quad \text{tel que} \quad k = \frac{\alpha f}{l} + \varphi$$

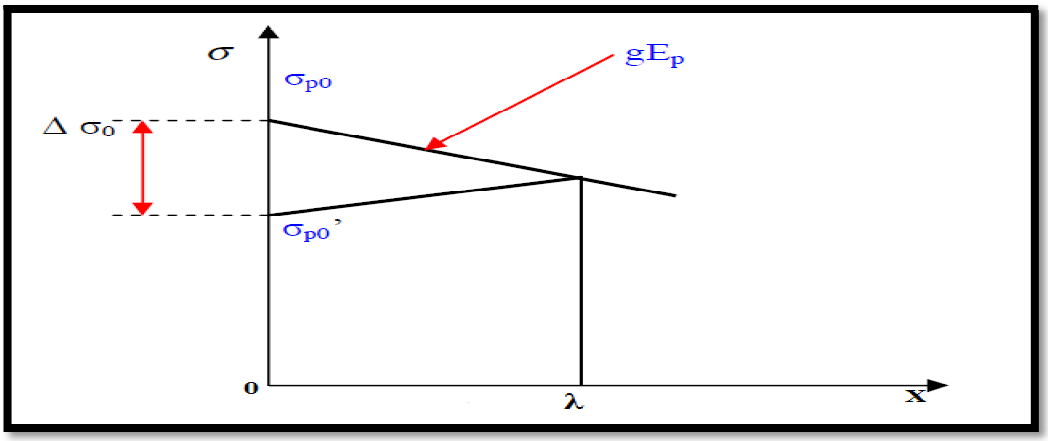

Fig. VIII.9 : Diagramme des tensions avant et après recul d'ancrage [Réf.13].

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

$$\Delta\sigma_0 = 2\lambda k \qquad \text{[Réf.13]}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Voussoir	N° Câble	X (m)	α (rad)	k	λ (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)
V1	**C1**	7	0,261	0,011	8,274	0,185
	C2	7	0,652	0,023	5,711	0,268
V2	**C3**	10	0,696	0,018	6,469	0,237
	C4	10	1,146	0,028	5,211	0,294
V3	**C5**	13	0,960	0,019	6,308	0,243
	C6	13	0,524	0,012	8,034	0,191
V4	**C7**	16	0,677	0,012	7,891	0,194
	C8	16	0,816	0,014	7,341	0,209
V5	**C9**	19	0,949	0,014	7,402	0,207
	C10	19	1,092	0,016	6,997	0,219
V6	**C11**	22	1,194	0,015	7,161	0,214
	C12	22	1,342	0,016	6,831	0,224
V7	**C13**	25	0,309	0,006	11,573	0,132
	C14	25	0,783	0,010	8,802	0,174
V8	**C15**	28	0,609	0,008	9,918	0,154
	C16	28	1,069	0,011	8,198	0,187
V9	**C17**	31	0,973	0,010	8,796	0,174
V10	**C18**	34	1,235	0,011	8,350	0,184
V11	**C19**	37	1,217	0,010	8,652	0,177
V12	**C20**	40	1,451	0,011	8,353	0,183
V13	**C21**	43	1,441	0,010	8,594	0,178
V14	**C22**	46	1,649	0,011	8,390	0,183
V15	**C23**	49	1,646	0,010	8,586	0,178
					SOMME	4,591

Tab. VIII.5: Résultats des pertes par recul d'ancrage de chaque câble.

Les pertes par recul d'ancrage des câbles sont: $\Sigma\Delta\sigma_r = 4{,}591$ **MPa**.

c) Perte de tension par déformations instantanées du béton :

Ce sont des pertes qui résultent des déformations instantanées du béton dues à une mise en tension des câbles d'une manière non simultanée. Sachant que la mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un deuxième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et du premier câble, de même, la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et des deux premiers câbles et ainsi de suite.

Le **BPEL 91** propose la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{1}{2}\sigma_b(x)\frac{E_p}{E_{ij}} \qquad \textbf{[Réf.13]}$$

Avec :

- E_{ij} : Module de YOUNG instantané du béton à j jour, $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$
  $f_{cj} = 35$Mpa (à $j \geq 28\ jours$) $\Rightarrow$ $E_{ij} = 35\,981{,}73\ MPa$

- σ_b : 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 après pertes par frottement,
- M : moment fléchissant extérieur agissant sur la section,
- S : section du voussoir considéré,
- I : Mmt d'inertie du voussoir considéré,
- e_0 : excentricité du câble.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Voussoirs	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	e_0 (m)	P (MN)	M (MN.m)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)
1/2VSP	14,059	71,669	2,454	2,254	147,168	-637,431	0,853	2,252
V1	13,479	59,808	2,276	2,076	125,445	-504,981	0,818	2,159
V2	12,937	49,919	2,098	1,898	116,142	-434,047	0,856	2,260
V3	12,435	41,702	1,934	1,734	106,444	-369,151	0,885	2,337
V4	11,974	34,912	1,783	1,583	96,386	-310,193	0,903	2,384
V5	11,552	29,333	1,645	1,445	86,004	-257,034	0,905	2,390
V6	11,171	24,780	1,52	1,32	75,271	-209,203	0,887	2,341
V7	10,83	21,090	1,408	1,208	64,292	-166,583	0,843	2,226
V8	10,529	18,125	1,31	1,11	53,193	-128,946	0,771	2,036
V9	10,268	15,771	1,225	1,025	42,189	-96,143	0,671	1,771
V10	10,047	13,931	1,152	0,952	31,591	-68,097	0,546	1,441
V11	9,866	12,526	1,093	0,893	21,808	-44,806	0,404	1,068
V12	9,726	11,494	1,047	0,847	13,288	-26,254	0,261	0,689
V13	9,625	10,790	1,014	0,814	6,391	-12,267	0,131	0,346
V14	9,565	10,380	0,995	0,795	1,484	-2,799	0,031	0,082
V15	9,545	10,246	0,988	0,788	0,826	-1,549	0,018	0,046
							SOMME	25,829

Tab. VIII.6: Résultats des pertes par raccourcissement du béton pour chaque câble.

Les pertes par raccourcissement du béton sont: $\Sigma\Delta\sigma_p = 25{,}829$ **MPa**.

VIII. 5.4.2. Pertes de tension différées :

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait, du fluage du béton et de la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans les calculs de l'ouvrage.
Les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

a) Perte de tension due au retrait du béton :

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton adjacent.
Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte. La perte de tension à l'instant t sera :

$$\begin{cases} \Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r(t) \\ \varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \cdot r(t) \end{cases} \qquad \textbf{[Réf.13]}$$

Tel que :
ε_r : le retrait final du béton, dans notre cas $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$ en climat humide selon BPEL91.
r (t) : une fonction du temps variant de 0 à 1.
E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte (Ep =190 000 MPa).

$$\begin{cases} \Delta\sigma_r = 190000 \times 2.10^{-4} \\ \Delta\sigma_r = 38\ MPa \end{cases}$$

b) Perte de tension due au fluage du béton :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le BPEL 91, la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} \times (\sigma_b + \sigma_M) \qquad \textbf{[Réf.13]}$$

Tel que:
E_p: Module d'élasticité de l'acier.
E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à j jours.
σ_M et σ_b sont respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

D'après le règlement **BPEL91,** on estime que : $\begin{cases} \sigma_M \leq 1{,}5\sigma_b \\ \frac{E_p}{E_{ij}} \approx 6 \end{cases}$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5\frac{E_p}{E_{ij}}\sigma_b$$

Avec:

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0^2}{I} - \frac{Me_0}{I}$$

Tel que:

M **:** moment agissant sur la section en cours de construction.

e_0: excentricité du câble.

P : effort de précontrainte.

Les valeurs des pertes par fluage sont données dans le tableau suivant :

Voussoirs	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	e_0 (m)	P (MN)	M (MN.m)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
1/2VSP	14,059	71,669	2,454	2,254	147,168	-637,430	0,853	11,262
V1	13,479	59,808	2,276	2,076	125,445	-504,981	0,818	10,796
V2	12,937	49,919	2,098	1,898	116,142	-434,047	0,856	11,298
V3	12,435	41,702	1,934	1,734	106,444	-369,151	0,885	11,686
V4	11,974	34,912	1,783	1,583	96,386	-310,193	0,903	11,920
V5	11,552	29,333	1,645	1,445	86,004	-257,034	0,905	11,949
V6	11,171	24,780	1,52	1,32	75,271	-209,203	0,887	11,704
V7	10,83	21,090	1,408	1,208	64,292	-166,583	0,843	11,132
V8	10,529	18,125	1,31	1,11	53,193	-128,946	0,771	10,182
V9	10,268	15,771	1,225	1,025	42,189	-96,143	0,671	8,856
V10	10,047	13,931	1,152	0,952	31,591	-68,097	0,546	7,206
V11	9,866	12,526	1,093	0,893	21,808	-44,806	0,404	5,339
V12	9,726	11,494	1,047	0,847	13,288	-26,254	0,261	3,445
V13	9,625	10,790	1,014	0,814	6,391	-12,267	0,131	1,729
V14	9,565	10,380	0,995	0,795	1,484	-2,799	0,031	0,412
V15	9,545	10,246	0,988	0,788	0,826	-1,549	0,018	0,231
							SOMME	129,147

Tab. VIII.7: Résultats des pertes de tension par fluage.

Les pertes de tension dues au fluage sont: $\Sigma\Delta\sigma_{fl} = 129{,}147$ **MPa**.

c) Perte de tension due à la relaxation de l'acier :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Ce phénomène n'apparaît, pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint, que pour des contraintes supérieures à 30 ou 40 % de la contrainte de rupture garantie.
Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement, on distingue des aciers:

- à relaxation normale : **RN**
- à très base relaxation : **TBR**

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers et l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, font choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ_{1000})

En général : $\rho_{1000} = 2{,}5$ % pour les aciers TBR.

Le BPEL 91 propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100}\left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0\right).(\sigma_{pi} \times \rho_{1000}) \qquad \textbf{[Réf.13]}$$

- σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x :

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$$

avec $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_p$

- μ_0 **:** coefficient pris égal à 0,43 pour les aciers TBR.
- σ_{p0} **:** Tension à l'origine : σ_{p0} **=** 1488 MPa.
- ρ_{1000} **:** Valeur garantie de la relaxation à 1000 h.

Les valeurs des pertes par relaxation sont données dans le tableau suivant :

Voussoirs	X (m)	$\Delta\sigma_i$ (MPa)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)
1/2VSP	0	2,252	1485,7	82,189
V1	7	293,387	1194,6	38,036
V2	10	488,756	999,24	16,072
V3	13	459,610	1028,4	18,958
V4	16	481,990	1006	16,730
V5	19	567,548	920,45	8,956
V6	22	643,919	844,08	3,014
V7	25	483,383	1004,6	16,594
V8	28	576,645	911,36	8,199
V9	31	314,831	1173,2	35,325
V10	34	355,354	1132,6	30,403
V11	37	360,690	1127,3	29,775
V12	40	397,209	1090,8	25,598
V13	43	404,211	1083,8	24,821
V14	46	437,231	1050,8	21,267
V15	49	446,110	1041,9	20,341
			SOMME	396,277

Tab. VIII.8: Résultats des pertes de tension par relaxation des aciers.

Les pertes de tension par relaxation des aciers sont : $\Sigma\Delta\sigma_{rlx} = 396{,}277$ **MPa**.

VIII. 5.5. Variation des pertes différées dans le temps :

La formule donnée pour la relaxation suppose que la longueur de l'armature est constante, or la perte par relaxation est diminuée par l'effet du raccourcissement du au retrait et au fluage du béton.

Pour tenir compte de cette interaction, le BPEL 91 propose de minorer forfaitairement la relation par le coefficient 5/6.

Ainsi, la perte différée finale est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_{rlx} \qquad \textbf{[Réf.13]}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Voussoirs	X (m)	Fluage (MPa)	Retrait (MPa)	Relaxation (MPa)	Somme (MPa)
1/2VSP	0	11,262	38	82,189	117,753
V1	7	10,796	38	38,036	80,493
V2	10	11,298	38	16,072	62,691
V3	13	11,686	38	18,958	65,484
V4	16	11,920	38	16,730	63,861
V5	19	11,949	38	8,956	57,413
V6	22	11,704	38	3,014	52,216
V7	25	11,132	38	16,594	62,960
V8	28	10,182	38	8,199	55,015
V9	31	8,856	38	35,325	76,293
V10	34	7,206	38	30,403	70,542
V11	37	5,339	38	29,775	68,152
V12	40	3,445	38	25,598	62,777
V13	43	1,729	38	24,821	60,413
V14	46	0,412	38	21,267	56,134
V15	49	0,231	38	20,341	55,182
				SOMME	1067,378

Tab. VIII.9: Résultats des pertes différées.

La somme des pertes différées : $\Sigma\Delta\sigma_d$ **= 1067,378 MPa**.

VIII. 5.6. Conclusion :

La perte totale due aux pertes instantanées et différées est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{totale} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_d \qquad \textbf{[Réf.13]}$$

Les pertes totales sont données par le tableau ci-dessous :

Voussoirs	X (m)	Pertes instantanées (MPa)	Pertes différées (MPa)	Pertes totales (MPa)
1/2VSP	0	2,252	117,753	120,006
V1	7	293,231	80,493	373,724
V2	10	488,756	62,691	551,447
V3	13	459,610	65,484	525,094
V4	16	481,990	63,861	545,851
V5	19	567,548	57,413	624,960
V6	22	643,919	52,216	696,135
V7	25	483,383	62,960	546,343
V8	28	576,645	55,015	631,659
V9	31	314,831	76,293	391,124
V10	34	355,354	70,542	425,896
V11	37	360,690	68,152	428,842
V12	40	397,209	62,777	459,985
V13	43	404,211	60,413	464,624
V14	46	437,231	56,134	493,365
V15	49	446,110	55,182	501,293
			SOMME	7780,348

Tab. VIII.10: Résultats des pertes totales.

On a un pourcentage de perte totale égal à : $100 \times \frac{7780{,}348\ x\ 2}{1488\ x\ 46} = 22{,}73\ \%$

$22{,}73\ \% < 25\ \% \implies$ L'estimation des pertes est vérifiée.

Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 46 câbles de 19T15S**.**

VIII. 6. Vérification des contraintes :

Cette vérification consiste à calculer les contraintes dans le béton et de les comparer aux contraintes limites autorisées. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section :

En phase de construction, on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P.e_0.v}{I} - \frac{M_{cons}.v}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} = 0\ MPa} \\ \boldsymbol{\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P.e_0.v'}{I} + \frac{M_{cons}.v'}{I} \leq \overline{\sigma}_{ci} = 21\ MPa} \end{cases}$$

En phase de service, on distinguera deux cas de vérifications :

• **1er Cas** : où l'ouvrage ne subit aucunes surcharges sauf les charges permanentes (poids propre et surcharges de la superstructure), c'est-a-dire la **vérification à vide**.

• **2ème Cas** : où l'ouvrage est sollicité par les charges permanentes et par les surcharges d'exploitations, c'est-à-dire la **vérification en service**.

➢ **A vide (Sous M_{min}) :**

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0v}{I} - \frac{M_{min}v}{I} \leq \overline{\sigma}_{cs} = 21\ MPa} \\ \boldsymbol{\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0v'}{I} + \frac{M_{min}v'}{I} \geq \overline{\sigma}_{ti} = 0\ MPa} \end{cases}$$

➢ **En charge (sous M_{max}) :**

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0v}{I} - \frac{M_{max}v}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} = 0\ MPa} \\ \boldsymbol{\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0v'}{I} + \frac{M_{min}v'}{I} \leq \overline{\sigma}_{ci} = 21\ MPa} \end{cases}$$

Avec:

P : la valeur de la précontrainte,
S : Section transversale du voussoir,
e_0: excentricité,
v : distance du centre de gravité à la fibre supérieure,
v':distance du centre de gravité à la fibre inferieure,
I : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section,
M_{cons} : moment agissant sur la section,
M_{max}: le moment maximum agissant sur la section, sous la combinaison G + $D_{240,}$
M_{min}: moment minimum agissant sur la section, sous la combinaison G + CCP.

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Voussoirs	X (m)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	v' (m)	e_0 (m)	P (MN)	M (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
1/2VSP	0	14,059	71,669	2,454	3,546	2,254	152,669	-637,430	0,816	20,516	Vérifiée
V1	7	13,479	59,807	2,276	3,335	2,076	152,669	-504,981	4,170	20,456	Vérifiée
V2	10	12,937	49,919	2,098	3,153	1,898	133,585	-434,047	2,740	20,327	Vérifiée
V3	13	12,435	41,702	1,934	2,984	1,734	120,863	-369,151	2,319	20,173	Vérifiée
V4	16	11,974	34,912	1,783	2,829	1,583	108,140	-310,193	1,932	19,995	Vérifiée
V5	19	11,552	29,333	1,645	2,687	1,445	95,418	-257,034	1,578	19,175	Vérifiée
V6	22	11,171	24,779	1,52	2,559	1,32	82,696	-209,203	1,266	17,734	Vérifiée
V7	25	10,83	21,089	1,408	2,444	1,208	69,973	-166,583	0,983	15,970	Vérifiée
V8	28	10,529	18,125	1,31	2,343	1,11	57,251	-128,946	0,711	13,891	Vérifiée
V9	31	10,268	15,771	1,225	2,255	1,025	44,528	-96,143	0,414	11,557	Vérifiée
V10	34	10,047	13,930	1,152	2,181	0,952	38,167	-68,097	1,172	8,771	Vérifiée
V11	37	9,866	12,525	1,093	2,12	0,893	31,806	-44,806	1,792	6,000	Vérifiée
V12	40	9,726	11,494	1,047	2,073	0,847	25,445	-26,254	2,188	3,464	Vérifiée
V13	43	9,625	10,789	1,014	2,039	0,814	19,084	-12,267	2,290	1,365	Vérifiée
V14	46	9,565	10,38	0,995	2,019	0,795	12,722	-2,799	2,031	0,007	Vérifiée
V15	49	9,545	10,245	0,988	2,012	0,788	6,361	-1,549	1,000	0,036	Vérifiée

Tab. VIII.11: Vérification des contraintes en construction.

Voussoirs	X (m)	S (m²)	I (m⁴)	v (m)	v' (m)	e0 (m)	P (MN)	M_{min} (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
1/2VSP	0	14,059	71,669	2,454	3,546	2,254	152,669	-497,150	5,619	18,431	Vérifiée
V1	7	13,479	59,808	2,276	3,335	2,076	152,669	-440,120	6,639	18,195	Vérifiée
V2	10	12,937	49,919	2,098	3,153	1,898	133,585	-365,720	5,611	17,411	Vérifiée
V3	13	12,435	41,702	1,934	2,984	1,734	120,863	-297,240	5,654	15,992	Vérifiée
V4	16	11,974	34,912	1,783	2,829	1,583	108,140	-234,590	5,793	14,169	Vérifiée
V5	19	11,552	29,333	1,645	2,687	1,445	95,418	-177,740	6,024	11,911	Vérifiée
V6	22	11,171	24,78	1,52	2,559	1,32	82,696	-126,390	6,346	9,182	Vérifiée
V7	25	10,83	21,09	1,408	2,444	1,208	69,973	-80,220	6,749	5,962	Vérifiée
V8	28	10,529	18,125	1,31	2,343	1,11	57,251	-39,150	7,201	2,284	Vérifiée

Tab. VIII.12 : Vérification des contraintes en service « à vide » sous M_{min} : (G + CCP).

Voussoirs	X (m)	S (m²)	I (m⁴)	v (m)	v' (m)	e0 (m)	P (MN)	M_{max} (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
1/2VSP	0	14,06	71,669	2,45	3,546	2,254	152,669	-531,780	4,433	20,144	Vérifiée
V1	7	13,48	59,808	2,28	3,335	2,076	152,669	-472,040	5,424	19,975	Vérifiée
V2	10	12,94	49,919	2,1	3,153	1,898	133,585	-393,730	4,434	19,180	Vérifiée
V3	13	12,44	41,702	1,93	2,984	1,734	120,863	-321,330	4,537	17,716	Vérifiée
V4	16	11,97	34,912	1,78	2,829	1,583	108,140	-254,750	4,764	15,803	Vérifiée
V5	19	11,55	29,333	1,65	2,687	1,445	95,418	-193,990	5,113	13,400	Vérifiée
V6	22	11,17	24,78	1,52	2,559	1,32	82,696	-138,710	5,590	10,455	Vérifiée
V7	25	10,83	21,09	1,41	2,444	1,208	69,973	-88,610	6,189	6,934	Vérifiée
V8	28	10,53	18,125	1,31	2,343	1,11	57,251	-43,610	6,878	2,860	Vérifiée

Tab. VIII.13 : Vérification des contraintes en service « en charge» sous M_{max} : (G + D_{240}).

VIII. 7. Etude de la précontrainte de continuité :

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à solidariser les fléaux entre eux et aux parties coulées sur cintre et, à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux, c'est-à-dire les actions dues à l'exploitation de l'ouvrage.
Ils règnent en travée dans le hourdis inférieur et sont ancrés dans des bossages faisant saillie au dessus de celui-ci. Les câbles de continuité intérieurs au béton appelés "câbles éclisses" règnent sur la partie centrale des travées courantes et dans les extrémités des travées de rive.

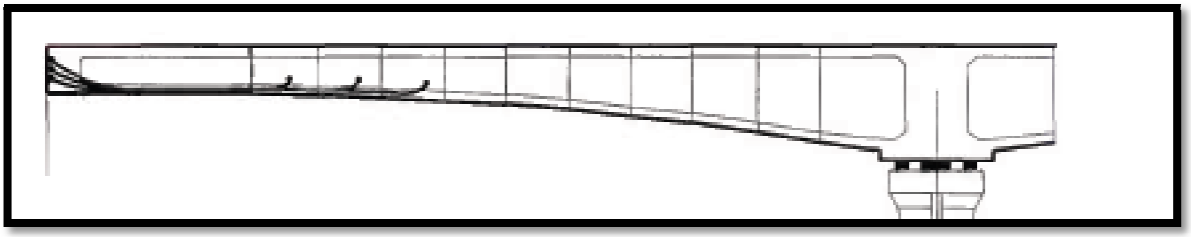

Fig. VIII.10 : Câbles de continuité en travée de rive [Réf.6].

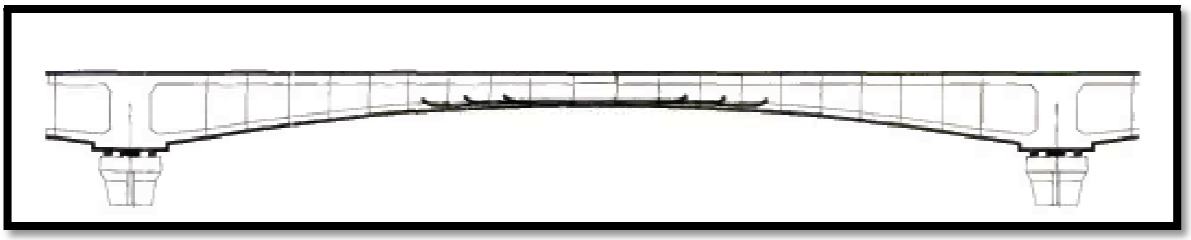

Fig. VIII.11 : Câbles de continuité en travée intermédiaire [Réf.6].

VIII. 7.1. Détermination de la précontrainte :

Sur la fibre inférieure, la contrainte dans le béton est donnée par la relation suivante :

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_0 v'}{I} - \frac{M_{max} v'}{I} \geq \overline{\sigma}_{ti} = 0$$

Donc, à la limite on aura :

$$P = \frac{M_{max} \frac{v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_0 v'}{I}}$$

On désigne par :

P : la valeur de la précontrainte,

e_0 = v' – d : son excentricité, (avec d = 0,20 m l'enrobage),

v et **v'** : respectivement la distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus comprimée (supérieure) et la plus tendue (inferieure),

I : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section,

$\mathbf{M_{max}}$: le moment maximum agissant sur la section,

$\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{ti}}$: la contrainte de traction admissible du béton est prise égale à 0 car nous dimensionnerons le câblage en **Classe I**, en considérant la fissuration comme très préjudiciable.

VIII. 7.2. Détermination du nombre de câbles :

La détermination du nombre de câbles de continuité se fait au niveau de la section qui subit le moment maximal en phase d'exploitation, il est donné par la relation suivante :

$$\boldsymbol{N = \frac{P}{P_0}}$$

Avec :

$\mathbf{P}_0$: Effort de précontrainte limite qu'un câble 19T15S peut créer, estimé à 25% de perte.

L'acier des torons a les caractéristiques mécaniques suivantes :

$$\begin{cases} \boldsymbol{f_{prg} = 1860\ MPa} \\ \boldsymbol{f_{peg} = 1660\ MPa} \\ \boldsymbol{E_p = 190000\ MPa} \end{cases}$$

La tension d'origine vaut :

$$\boldsymbol{\sigma_{p0} = Min\left(0,8 f_{prg}\ ;\ 0,9 f_{peg}\right)}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{p0} = 1488\ MPa}$$

La force utile d'un câble 19**T15S** estimée à **25**% de perte est alors :

$$\boldsymbol{P_0 = 0,75.\sigma_{p0}.S = 3,1806\ MN}$$

S: section d'un câble 12T15S**,** $\boldsymbol{S = 150 \times 19 = 2850\ mm^2 = 0,00285\ m^2}$

VIII. 7.2.1. Câblage de la travée de rive :

Voussoirs	X (m)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	v' (m)	e_0 (m)	P (MN)	M (MN.m)	Nbre de câbles	Nbre de câbles / voussoirs	Nbre de câbles arrêtés
1/2 VSP	0	14,06	71,67	2,45	3,546	3,346	0	-581,140	0	0	0
V1	7	13,48	59,81	2,28	3,335	3,135	0	-482,410	0	0	0
V2	10	12,94	49,92	2,1	3,153	2,953	0	-391,710	0	0	0
V3	13	12,44	41,7	1,93	2,984	2,784	0	-308,880	0	0	0
V4	16	11,97	34,91	1,78	2,829	2,629	0	-233,820	0	0	0
V5	19	11,55	29,33	1,65	2,687	2,487	0	-166,250	0	0	0
V6	22	11,17	24,78	1,52	2,559	2,359	0	-105,710	0	0	0
V7	25	10,83	21,09	1,41	2,444	2,244	0	-51,940	0	0	2
V8	28	10,53	18,13	1,31	2,343	2,143	1,675	4,820	0,527	2	2
V9	31	10,27	15,77	1,23	2,255	2,055	13,128	35,920	4,128	6	4
V10	34	10,05	13,93	1,15	2,181	1,981	26,892	70,370	8,455	10	4
V11	37	9,866	12,53	1,09	2,12	1,92	39,113	98,520	12,297	14	4
V12	40	9,726	11,49	1,05	2,073	1,873	49,290	120,420	15,497	16	2
V13	43	9,625	10,79	1,01	2,039	1,839	57,050	136,280	17,937	18	2
V14	46	9,565	10,38	1	2,019	1,819	62,024	146,160	19,501	20	2
V15	49	9,545	10,25	0,99	2,012	1,812	63,876	149,820	20,083	22	2
Vclavage	51	9,545	10,25	0,99	2,012	1,812	63,428	148,770	19,942	22	0
VSC	70	9,545	10,25	0,99	2,012	1,812	59,827	140,325	18,810	22	0
											22

Tab. VIII.14 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive).

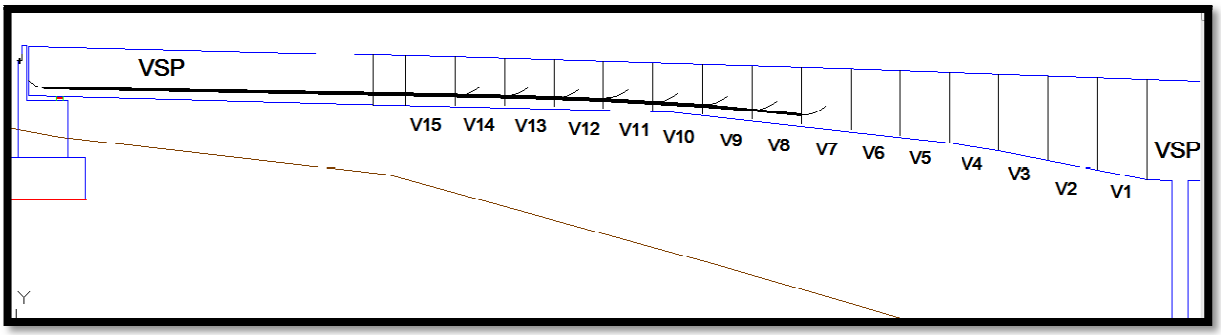

Fig. VIII.12 : Tracé des câbles de continuité en travée de rive.

VIII. 7.2.2. Câblage de la travée centrale :

Voussoirs	X (m)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	v' (m)	e_0 (m)	P (MN)	M (MN.m)	Nbre de câbles	Nbre de câbles / voussoirs	Nbre de câbles arrêtés
1/2 VSP	0	14,06	71,67	2,45	3,546	3,346	0	-622,450	0	0	0
V1	7	13,48	59,81	2,28	3,335	3,135	0	-517,650	0	0	0
V2	10	12,94	49,92	2,1	3,153	2,953	0	-420,780	0	0	0
V3	13	12,44	41,7	1,93	2,984	2,784	0	-331,800	0	0	0
V4	16	11,97	34,91	1,78	2,829	2,629	0	-250,630	0	0	0
V5	19	11,55	29,33	1,65	2,687	2,487	0	-177,010	0	0	0
V6	22	11,17	24,78	1,52	2,559	2,359	0	-110,420	0	0	0
V7	25	10,83	21,09	1,41	2,444	2,244	0	-50,620	0	0	0
V8	28	10,53	18,13	1,31	2,343	2,143	1,246	3,586	0,392	4	4
V9	31	10,27	15,77	1,23	2,255	2,055	18,051	49,390	5,675	8	4
V10	34	10,05	13,93	1,15	2,181	1,981	34,398	90,010	10,815	12	4
V11	37	9,866	12,53	1,09	2,12	1,92	49,352	124,310	15,516	16	4
V12	40	9,726	11,49	1,05	2,073	1,873	62,355	152,340	19,605	20	4
V13	43	9,625	10,79	1,01	2,039	1,839	72,660	173,570	22,845	24	4
V14	46	9,565	10,38	1	2,019	1,819	79,487	187,310	24,991	26	2

V15	49	9,545	10,25	0,99	2,012	1,812	82,418	193,310	25,913	26	0
Vclavage	51	9,545	10,25	0,99	2,012	1,812	82,273	192,970	25,867	26	0
V15	54	9,545	10,25	0,99	2,012	1,812	79,284	185,960	24,927	26	2
V14	57	9,565	10,38	1	2,019	1,819	72,676	171,260	22,850	24	4
V13	60	9,625	10,79	1,01	2,039	1,839	62,362	148,970	19,607	20	4
V12	63	9,726	11,49	1,05	2,073	1,873	49,098	119,950	15,437	16	4
V11	66	9,866	12,53	1,09	2,12	1,92	33,603	84,640	10,565	12	4
V10	69	10,05	13,93	1,15	2,181	1,981	16,467	43,090	5,177	8	4
V9	72	10,27	15,77	1,23	2,255	2,055	1,743	4,770	0,548	4	4
V8	75	10,53	18,13	1,31	2,343	2,143	0,000	-58,890	0	0	0
V7	78	10,83	21,09	1,41	2,444	2,244	0,000	-119,620	0	0	0
V6	81	11,17	24,78	1,52	2,559	2,359	0,000	-187,260	0	0	0
V5	84	11,55	29,33	1,65	2,687	2,487	0,000	-261,880	0	0	0
V4	87	11,97	34,91	1,78	2,829	2,629	0,000	-343,910	0	0	0
V3	90	12,44	41,7	1,93	2,984	2,784	0,000	-433,790	0	0	0
V2	93	12,94	49,92	2,1	3,153	2,953	0,000	-531,530	0	0	0
V1	96	13,48	59,81	2,28	3,335	3,135	0,000	-637,260	0	0	0
1/2VSP	100	14,06	71,67	2,45	3,546	3,346	0,000	-717,900	0	0	0
											26

Tab. VIII.15 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée centrale).

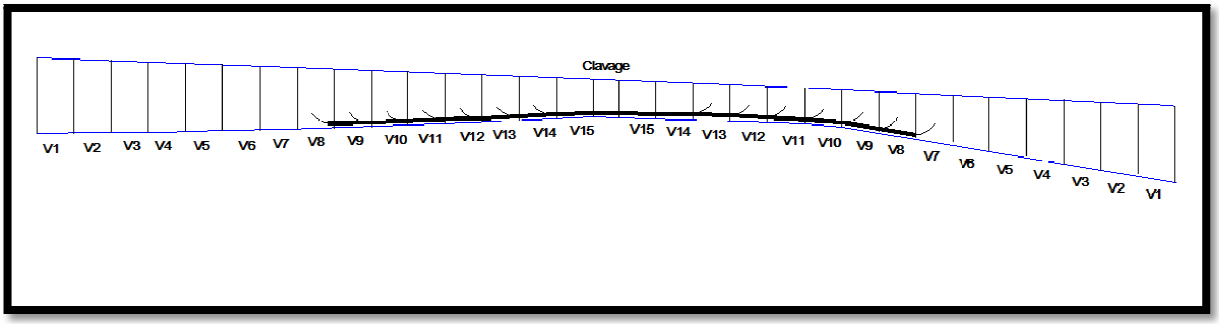

Fig. VIII.13 : Tracé des câbles de continuité en travée centrale.

VIII. 7.3. Les pertes de précontrainte :

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte de fléau. Les deux tableaux ci-dessous, donnent les résultats des pertes instantanées, différées et totales :

❖ Travée de rive :

Voussoir	X (m)	Pertes instantanées (MPa)	Pertes différées (MPa)	Pertes totales (MPa)
V7	45	246,335	74,871	321,207
V8	42	235,146	76,325	311,471
V9	39	224,082	78,919	303,002
V10	36	213,002	81,958	294,960
V11	33	201,809	84,980	286,788
V12	30	190,475	87,856	278,331
V13	27	178,977	90,472	269,449
V14	24	167,290	92,714	260,004
V15	21	155,395	94,498	249,893
Vclavage	19	147,352	95,449	242,801
VSC	0	68,514	105,340	173,854
			SOMME	2991,760

Tab. VIII.16 : Pertes de précontrainte dans la travée de rive.

On a un pourcentage de perte totale égal à : $100 \times \frac{2991{,}760\ x\ 2}{1488\ x\ 22} = 18{,}29\%$

$18{,}29\ \% < 25\ \%$ $\Longrightarrow$ L'estimation des pertes est vérifiée.

Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 22 câbles de 19T15S.

❖ **Travée centrale :**

Voussoir	X (m)	Pertes instantanées (MPa)	Pertes différées (MPa)	Pertes totales (MPa)
V8	25	139,068	87,914	226,982
V9	22	127,258	91,355	218,613
V10	19	115,369	94,986	210,355
V11	16	103,369	98,650	202,019
V12	13	91,348	102,187	193,535
V13	10	79,034	105,456	184,490
V14	7	66,507	108,258	174,765
V15	0	0,000	118,151	118,151
1/2Vclavage	0	33,979	113,239	147,218
V15	4	53,667	110,065	163,731
V14	7	66,321	107,352	173,673
V13	10	78,757	104,108	182,865
V12	13	90,880	100,513	191,393
V11	16	102,972	96,715	199,686
V10	19	114,937	92,882	207,819
V9	22	126,886	89,544	216,429
			SOMME	3011,727

Tab. VIII.17 : Pertes de précontrainte dans la travée centrale.

On a un pourcentage de perte totale égal à : $100 \times \frac{3011{,}727\ x\ 2}{1488\ x\ 26} = 15{,}57\ \%$

$15{,}57\ \% < 25\ \%$ $\Longrightarrow$ L'estimation des pertes est vérifiée.

Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 26 câbles de 19T15S**.**

VIII. 7.4. 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.

On distinguera deux cas de vérifications :

• **1er Cas** : où l'ouvrage ne subit aucunes surcharges sauf les charges permanentes (poids propre et surcharges de la superstructure) c'est-a-dire la **vérification à vide**.

• **2ème Cas** : où l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par les surcharges d'exploitations, c'est-à-dire la **vérification en service**.

La vérification des contraintes se traduit par la vérification des quatre inéquations suivantes :

➢ **A vide (Sous M_{min}) :**

$$\begin{cases} \frac{P}{S} - \frac{Pe_0 v}{I} + \frac{M_{min} v}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} = 0 \\ \frac{P}{S} + \frac{Pe_0 v'}{I} - \frac{M_{min} v'}{I} \leq \overline{\sigma}_{ci} = 21\ MPa \end{cases}$$

➢ **En charge (sous M_{max}) :**

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{Pe_0 v}{I} + \frac{M_{max} v}{I} \leq \overline{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{Pe_0 v'}{I} - \frac{M_{min} v'}{I} \geq \overline{\sigma}_{ti} \end{cases}$$

On désigne par :

- P : la valeur de la précontrainte,
- e_0 : son excentricité,
- v : la distance du centre de gravité à la fibre supérieure,
- v': la distance du centre de gravité à la fibre inférieure,
- I : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section,
- M_{max}: le moment maximum agissant sur la section, sous la combinaison G + D_{240},
- M_{min} : le moment minimum agissant sur la section, sous la combinaison G + CCP.

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

➢ **Travée de rive :**

Voussoirs	X (m)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	v' (m)	e_0 (m)	P (MN)	M_{max} (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
V8	42	10,529	18,1254	1,31	2,343	2,143	6,361	5,940	0,048	1,598	Vérifiée
V9	39	10,268	15,7713	1,225	2,255	2,055	19,084	23,900	0,669	4,049	Vérifiée
V10	36	10,047	13,9308	1,152	2,181	1,981	31,806	49,100	2,016	5,343	Vérifiée
V11	33	9,866	12,5257	1,093	2,12	1,92	44,528	69,620	3,128	7,200	Vérifiée
V12	30	9,726	11,4943	1,047	2,073	1,873	50,890	85,510	4,339	7,001	Vérifiée
V13	27	9,625	10,7899	1,014	2,039	1,839	57,251	96,920	5,162	7,529	Vérifiée
V14	24	9,565	10,38	0,995	2,019	1,819	63,612	103,880	5,516	8,952	Vérifiée
V15	21	9,545	10,2455	0,988	2,012	1,812	69,973	106,270	5,352	11,361	Vérifiée
Vclavage	19	9,545	10,2455	0,988	2,012	1,812	69,973	105,400	5,268	11,532	Vérifiée
VSC	0	9,545	10,2455	0,988	2,012	1,812	69,973	103,650	5,099	11,875	Vérifiée

Tab. VIII.18 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{max} : (G + D_{240}).

Voussoirs	X (m)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	v' (m)	e_0 (m)	P (MN)	M_{min} (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
V8	42	10,53	18,125	1,31	2,343	2,143	6,361	5,630	0,026	1,639	Vérifiée
V9	39	10,27	15,771	1,225	2,255	2,055	19,084	30,880	1,211	3,051	Vérifiée
V10	36	10,05	13,931	1,152	2,181	1,981	31,806	53,420	2,373	4,667	Vérifiée
V11	33	9,866	12,526	1,093	2,12	1,92	44,528	71,650	3,305	6,857	Vérifiée
V12	30	9,726	11,494	1,047	2,073	1,873	50,890	85,600	4,347	6,985	Vérifiée
V13	27	9,625	10,79	1,014	2,039	1,839	57,251	95,420	5,021	7,812	Vérifiée
V14	24	9,565	10,38	0,995	2,019	1,819	63,612	101,160	5,256	9,481	Vérifiée
V15	21	9,545	10,246	0,988	2,012	1,812	69,973	102,680	5,006	12,066	Vérifiée
Vclavage	19	9,545	10,246	0,988	2,012	1,812	69,973	101,450	4,887	12,307	Vérifiée
VSC	0	9,545	10,246	0,988	2,012	1,812	69,973	99,650	4,714	12,661	Vérifiée

Tab. VIII.19 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{min} : (G + CCP).

- **Travée centrale :**

Voussoirs	X (m)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	v' (m)	e_0 (m)	P (MN)	M_{max} (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
V8	25	10,53	18,125	1,31	2,34	2,143	12,722	10,870	0,023	3,328	Vérifiée
V9	22	10,27	15,771	1,23	2,26	2,055	25,445	36,590	1,259	4,723	Vérifiée
V10	19	10,05	13,931	1,15	2,18	1,981	38,167	66,670	3,060	5,198	Vérifiée
V11	16	9,866	12,526	1,09	2,12	1,92	50,890	92,080	4,667	6,111	Vérifiée
V12	13	9,726	11,494	1,05	2,07	1,873	63,612	112,850	5,967	7,676	Vérifiée
V13	10	9,625	10,79	1,01	2,04	1,839	76,334	128,570	6,821	10,162	Vérifiée
V14	7	9,565	10,38	1	2,02	1,819	82,696	138,750	7,527	10,916	Vérifiée
V15	0	9,545	10,246	0,99	2,01	1,812	82,696	143,190	8,022	9,971	Vérifiée
Vclavage	0	9,545	10,246	0,99	2,01	1,812	82,696	142,940	7,998	10,020	Vérifiée
V15	4	9,545	10,246	0,99	2,01	1,812	82,696	137,750	7,497	11,039	Vérifiée
V14	7	9,565	10,38	1	2,02	1,819	76,334	126,860	6,831	10,313	Vérifiée
V13	10	9,625	10,79	1,01	2,04	1,839	63,612	110,350	5,986	7,862	Vérifiée
V12	13	9,726	11,494	1,05	2,07	1,873	50,890	88,850	4,643	6,399	Vérifiée
V11	16	9,866	12,526	1,09	2,12	1,92	38,167	62,700	2,945	5,659	Vérifiée
V10	19	10,05	13,931	1,15	2,18	1,981	25,445	31,920	1,004	5,427	Vérifiée
V9	22	10,27	15,771	1,23	2,26	2,055	12,722	11,350	0,090	3,354	Vérifiée

Tab. VIII.20 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{max} : ($G + D_{240}$).

Voussoirs	X (m)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	v' (m)	e_0 (m)	P (MN)	M_{min} (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
V8	25	10,53	18,125	1,31	2,343	2,143	12,722	11,350	0,058	3,265	Vérifiée
V9	22	10,27	15,771	1,225	2,255	2,055	25,445	32,390	0,932	5,323	Vérifiée
V10	19	10,05	13,931	1,152	2,181	1,981	38,167	58,660	2,397	6,452	Vérifiée
V11	16	9,866	12,526	1,093	2,12	1,92	50,890	80,270	3,636	8,110	Vérifiée
V12	13	9,726	11,494	1,047	2,073	1,873	63,612	97,230	4,544	10,493	Vérifiée
V13	10	9,625	10,79	1,014	2,039	1,839	76,334	109,730	5,051	13,723	Vérifiée
V14	7	9,565	10,38	0,995	2,019	1,819	82,696	117,840	5,522	14,983	Vérifiée
V15	0	9,545	10,246	0,988	2,012	1,812	82,696	121,380	5,919	14,254	Vérifiée
Vclavage	0	9,545	10,246	0,988	2,012	1,812	82,696	121,180	5,900	14,293	Vérifiée
V15	4	9,545	10,246	0,988	2,012	1,812	82,696	117,020	5,498	15,110	Vérifiée
V14	7	9,565	10,38	0,995	2,019	1,819	76,334	108,320	5,054	13,919	Vérifiée
V13	10	9,625	10,79	1,014	2,039	1,839	63,612	95,170	4,559	10,731	Vérifiée
V12	13	9,726	11,494	1,047	2,073	1,873	50,890	77,600	3,619	8,427	Vérifiée
V11	16	9,866	12,526	1,093	2,12	1,92	38,167	55,380	2,307	6,898	Vérifiée
V10	19	10,05	13,931	1,152	2,181	1,981	25,445	28,520	0,723	5,959	Vérifiée
V9	22	10,27	15,771	1,225	2,255	2,055	12,722	12,450	0,175	3,197	Vérifiée

Tab. VIII.21 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{min} : (G + CCP).

Chapitre IX

Etude transversale

Introduction :

Dans le chapitre IV, nous avons explicité le fait que la section de type caisson est la plus adaptée pour le cas des ponts construits en encorbellement, on rappellera juste qu'elle possède une rigidité importante face à la torsion, ce qui lui permet de transmettre les charges verticales aux appuis sans subir de déformations irréversibles et que grâce à ses hourdis, inferieur et supérieur, elle développe une résistance appréciable face à la flexion locale.

Il est donc primordial d'étudier le comportement de la section transversale sous l'effet des charges permanentes, d'une part, et d'exploitation d'autre part.

Nous limiterons notre étude aux calculs à la flexion transversale des deux sections de hauteurs extrêmes, soient une section prés de la pile et la section à la clé.

IX. 1. Modélisation :

La modélisation et la détermination des sollicitations qui agiront sur la section en caisson se feront par la méthode des éléments finis, en utilisant le logiciel de calcul de structure Autodesk Robot Structural Analysis 2013.

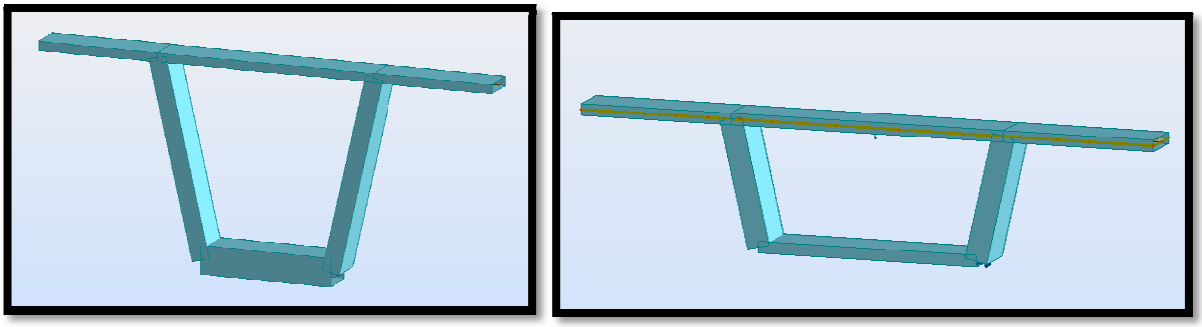

Fig. IX.1 : Modèle de calcul en 3D.

IX. 2. Définition des charges :

La section est soumise à tous les types de chargements, qu'ils soient permanents ou d'exploitation, on doit donc vérifier que celle-ci est justifiée sous l'effet de ces sollicitations.

Dans la suite de nos calculs nous considérerons des voussoirs de 1 m de long.

1/ Poids propre :

La valeur du poids propre et les effets qu'il engendre sont automatiquement pris en compte par le logiciel.

2/ Charges complémentaires permanentes :

a) Poids du revêtement :

P_{rev}= L x e x γ_{BB} = 1 x 0,01 x 20 +1 x 0,07 x 24 = 1,88 kN/m²

(Reparti sur une largeur de 11m, la largeur roulable)

b) Poids du trottoir + poids de la corniche :

Pour le trottoir de gauche : $P_{(trot+corniche)}$ = 25 x 0,4972 = 12,430 kN/ml (reparti sur 1,70m),
Pour le trottoir de droite : $P_{(trot+corniche)}$ = 25 x 0,2367 = 5,918 kN/ml (reparti sur 0,70m).

c) Poids du garde corps :

$\mathbf{P}_{gc}$ = 1 kN (placé à l'extrémité gauche du tablier)

d) Poids de la glissière de sécurité :

P_{gli} = 0,6 kN (disposés aux deux extrémités du tablier)

3/ Surcharges d'exploitation :

On considérera les charges suivantes : **A(L), B_c, B_t, M_{C120} et D_{240}**.
Ces charges seront disposées de manière à obtenir les situations les plus défavorables.
On travaillera par mètre linéaire, c'est-à-dire que le voussoir fera 1 m de long.

a) Chargement A(L) :

A(L) = 230 + $\frac{36000}{L+12}$ = 1866,36 kg/m² = 18,66 kN/m² avec L = 10 m (longueur chargeable).

b) Sous système B_c :

On considérera trois camions, mais avec un seul essieu, disposés sur le voussoir,
soit B_c = 60 kN (charge ponctuelle).

c) Sous système B_t :

De même que pour le système B_c, deux tandems, mais avec un seul essieu, sont disposés sur le voussoir, soit B_t = 160 kN (charge ponctuelle).

d) Système M_{c120} :

On considère le poids d'une de deux chenilles appliqué sur le voussoir,

soit M_{C120} = $(\frac{550}{6,1\ X\ 1})$ = 90,16 kN/m²

Système de charge	B_c (kN)	B_t (kN)	M_{c120} (kN/m²)
δ	1,16	1,19	1,30
Valeur finale	69,6	190,4	117,21

Tab. IX.1 : Coefficient de majoration de chaque système.

e) Convoi exceptionnel D_{240} :

Convoi de 2400 kN avec 3,20 m de large et 18,60 m de long, donc D_{240} = 40,32 kN/m².

4/ Charges sur les trottoirs :

Pour l'étude de la flexion locale, on considère une charge S_t = 4,50 kN/m² appliquée sur les trottoirs (selon le fascicule 61 titre II, [Réf.11]).

IX. 3. Les combinaisons d'actions :

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

Action prépondérante	Numéro de la combinaison	Combinaison
ELU	1	$1,35G + 1,6 (A(L) + S_t)$
	2	$1,35G + 1,6 (B_c + S_t)$
	3	$1,35G + 1,6 (B_t + S_t)$
	4	$1,35G + 1,6 M_{c120}$
	5	$1,35G + 1,5D_{240}$
ELS	6	$G + 1,2 (A(L) + S_t)$
	7	$G + 1,2 (B_c + S_t)$
	8	$G + 1,2 (B_t + S_t)$
	9	$G + 1,2M_{c120}$
	10	$G + D_{240}$

Tab. IX.2 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.

IX. 4. Les résultats aprés calculs :

Les combinaisons d'actions qui donnent les effets les plus défavorables sont les suivantes :

A l'ELU : 1,35G + 1,6 (Bt + St)
A l'ELS : G + 1,2 (Bt + St)

IX. 4.1. Section proche de la pile :

Les résultats obtenus sous la combinaison la plus défavorable sont présentés sous forme de diagrammes.

- **A l'ELU :**

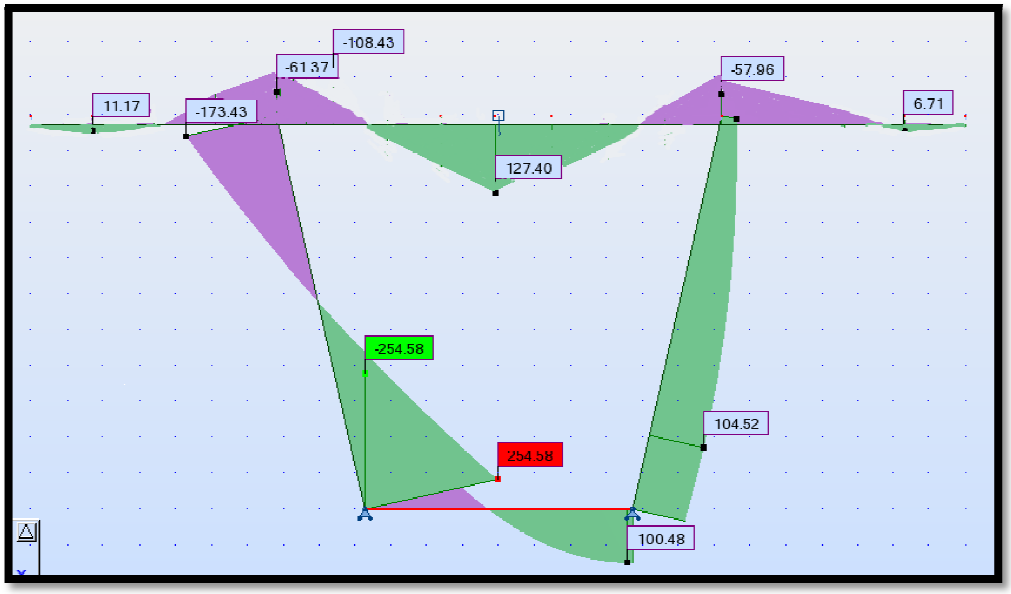

Fig. IX.2 : Diagramme des moments flèchissants [KN.m]

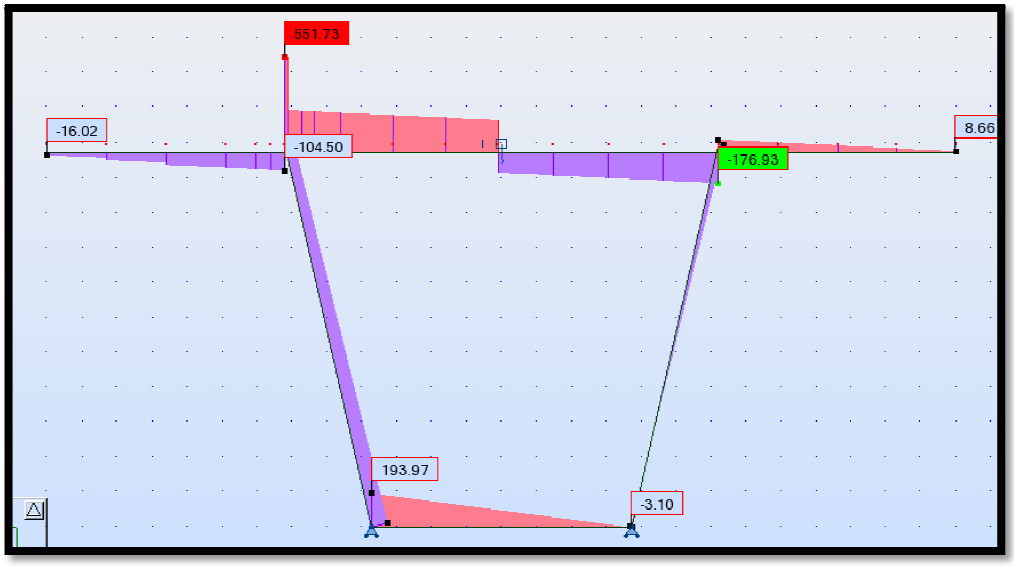

Fig. IX.3 : Diagramme des efforts tranchants [KN].

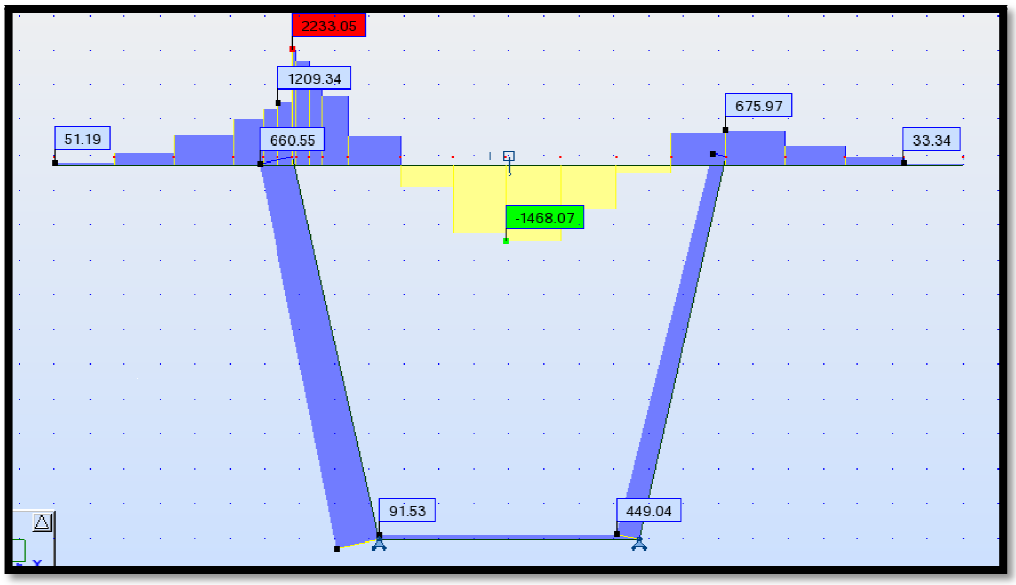

Fig. IX.4 : Diagramme des efforts normaux [KN].

- **A l'ELS :**

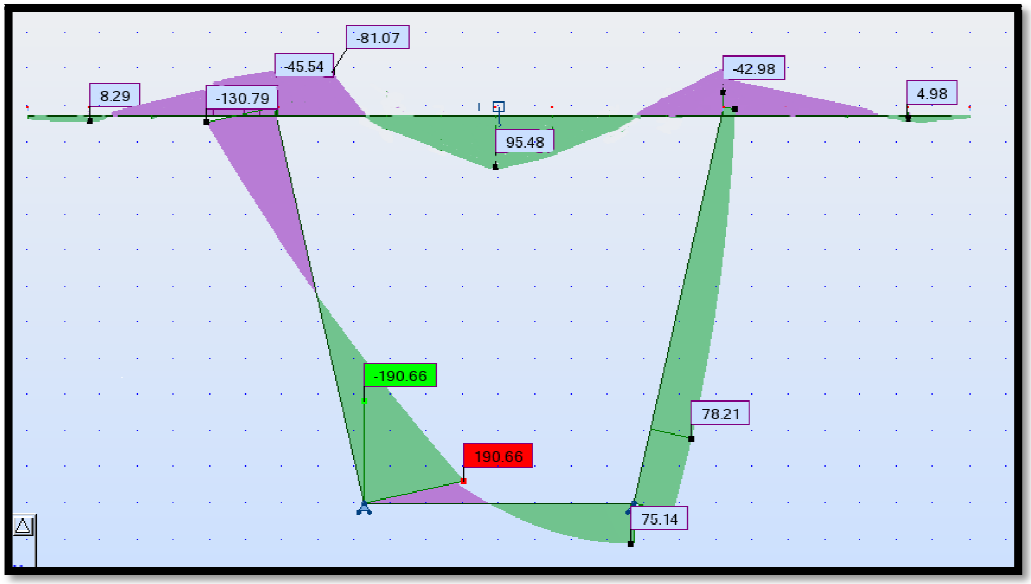

Fig. IX.5 : Diagramme des moments flèchissants [KN.m].

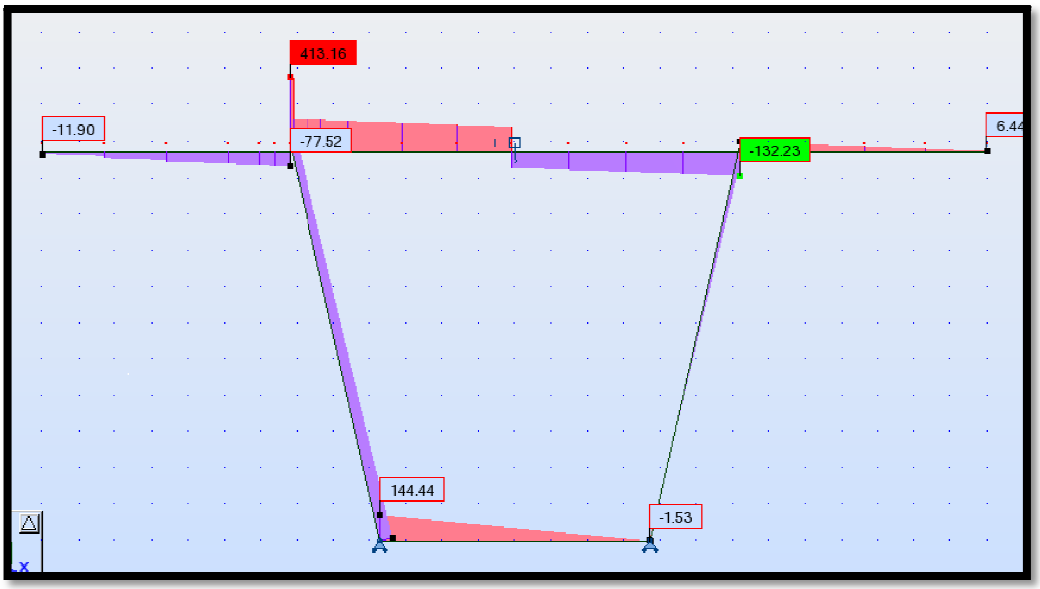

Fig. IX.6 : Diagramme des efforts tranchants [KN].

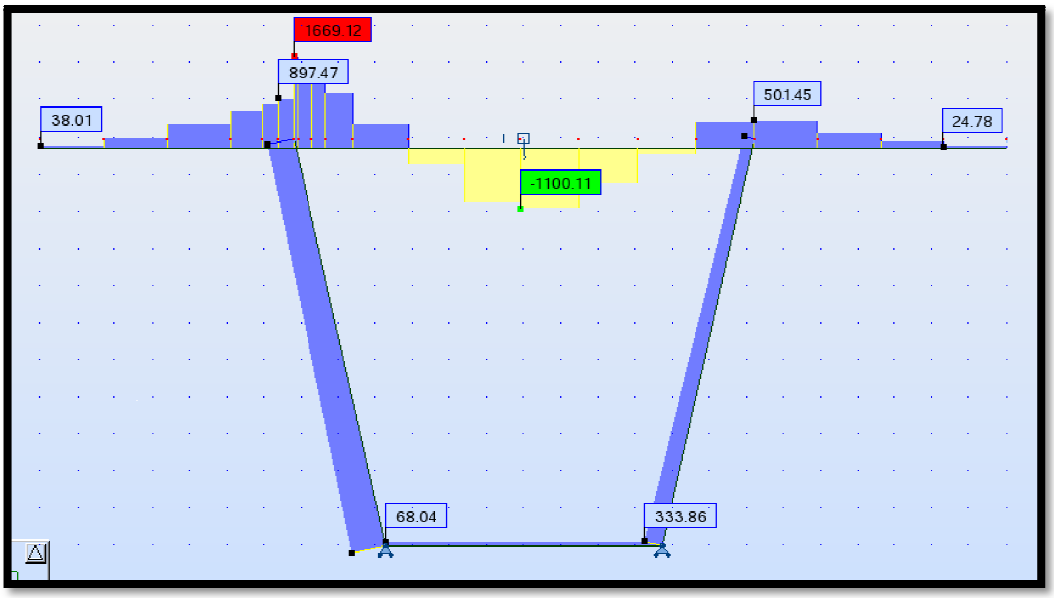

Fig. IX.7 : Diagramme des efforts normaux [KN].

IX. 4.2. Section à la clé :

➢ **A l'ELU :**

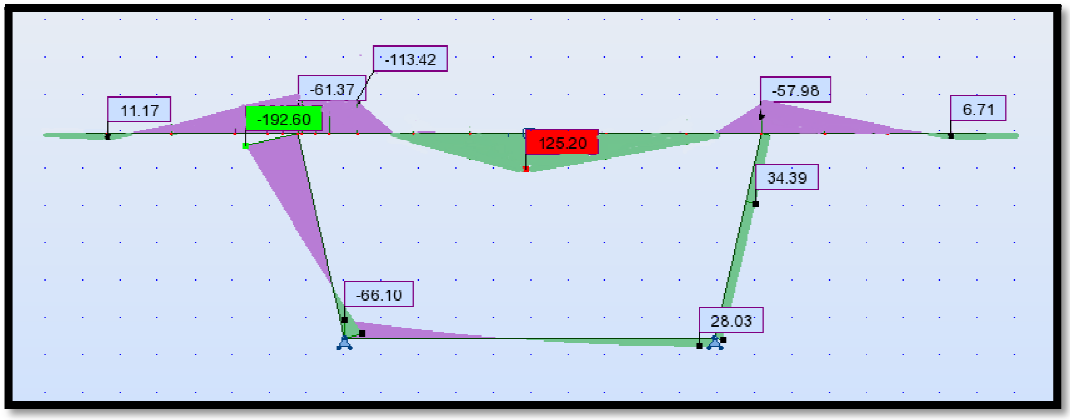

Fig. IX.8 : Diagramme des moments flèchissants [KN.m].

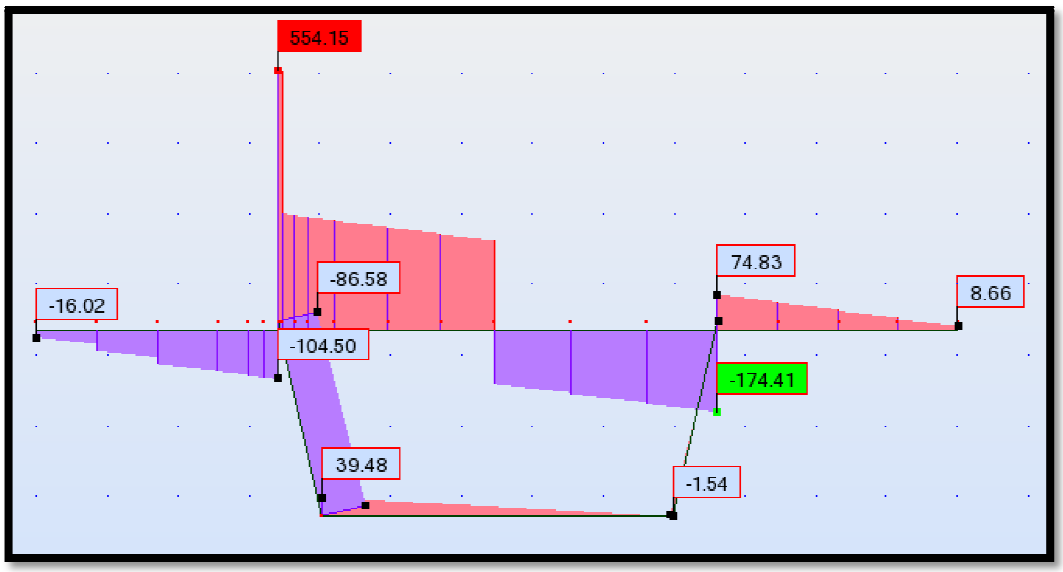

Fig. IX.9 : Diagramme des efforts tranchants [KN].

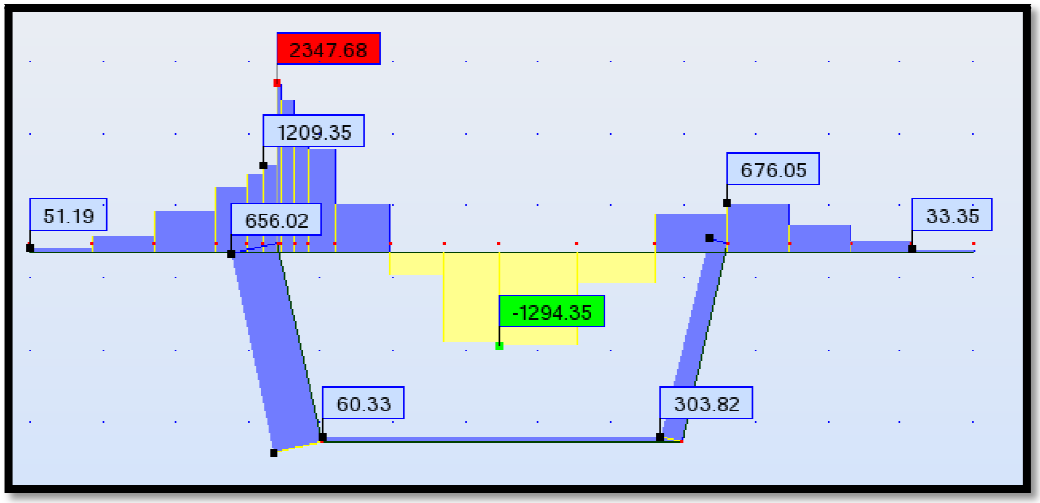

Fig. IX.10 : Diagramme des efforts normaux [KN].

➢ **A l'ELS :**

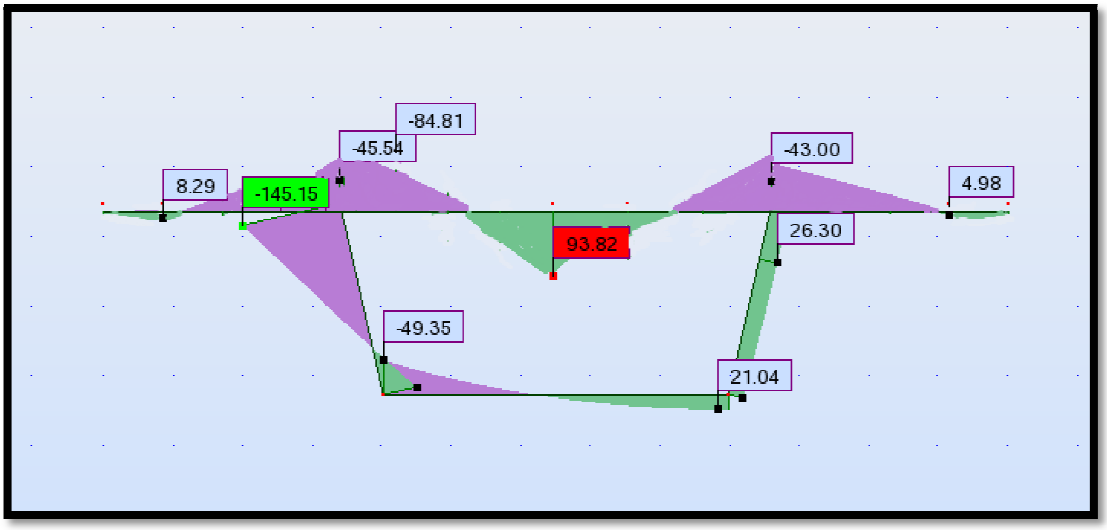

Fig. IX.11 : Diagramme des moments flèchissants [KN.m].

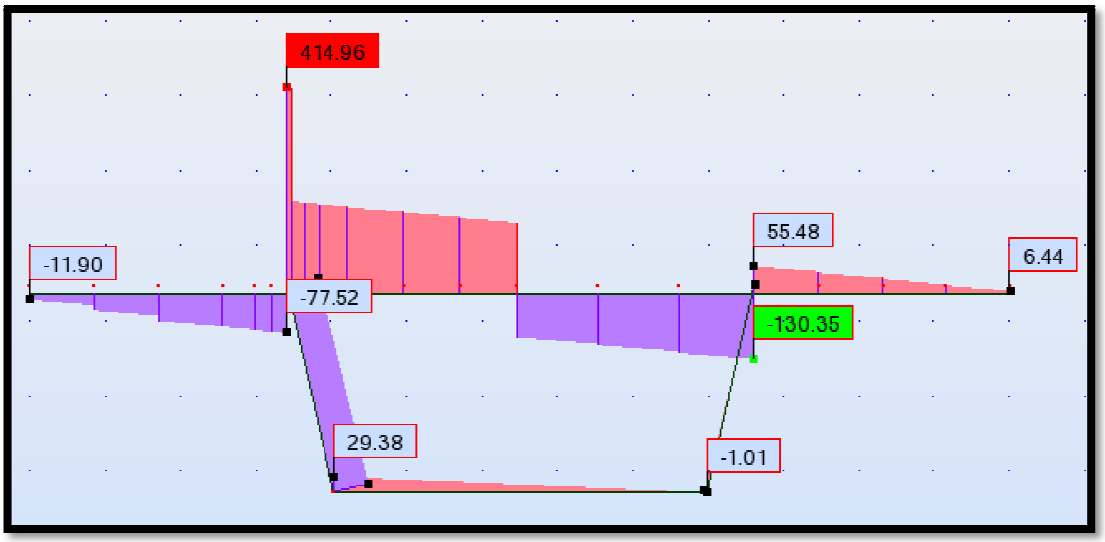

Fig. IX.12 : Diagramme des efforts tranchants [KN].

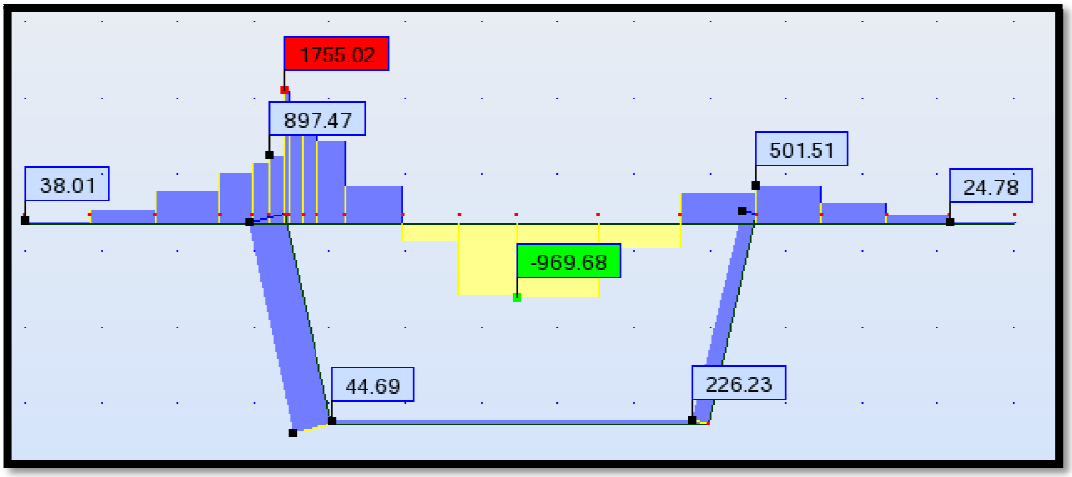

Fig. IX.13 : Diagramme des efforts normaux [KN].

IX. 5. Détermination du ferraillage :

La détermination du ferraillage transversal et longitudinal se fera à l'aide d'un logiciel spécialisé BaelR édité par SOCOTEC, qui permet de dimensionner des sections d'armatures pour des éléments en béton armé soumis à la flexion simple ou composée, selon le BAEL91 mod. 99.

Au stade de calcul on subdivisera le voussoir en plusieurs éléments:

- Deux portes à faux (console) : qui travaillent en flexion simple.
- Hourdis supérieur : qui travaille en flexion simple.
- Hourdis inferieur : qui travaille en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

IX. 5.1. Voussoir proche de la pile :

La détermination des armatures est faite à l'**ELU** et vérifiée à l**'ELS** pour chacun des éléments constituant le voussoir.

- **Données du problème :**

f_{c28} = 35 MPa

f_{t28} = 2,7 MPa

γ_b = 1,5 (Situation courante)

f_e = 500 MPa

Fissuration préjudiciable.

L'enrobage des armatures : c = c' = 5 cm.

IX. 5.1.1 Ferraillage du hourdis supérieur :

Le hourdis travaille en flexion simple.

h = 0,25 m et b = 1,00 m.

			Ferraillage			
			Transversale		Longitudinale	
		Moments (kN.m)	As (cm^2)	Ai (cm^2)	As (cm^2)	Ai (cm^2)
Mu max	à l'appui	-108,43	13,5	0,00	4,5	0,00
	en travée	127,40	0,00	16,11	0,00	5,37
Ms max	à l'appui	-81,07	Section vérifiée			
	en travée	95,48				
Section d'aciers			13,41	16,07	4,47	5,36
Ferraillage adopté			4HA25	4HA25	4HA14	4HA14

Tab. IX.3 : Ferraillage du hourdis supérieur.

La condition de non fragilité est vérifiée (As > Asmin) ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferraillage du hourdis supérieur est alors :

- **Pour les armatures principales (sens transversal) :**

As = 19,63 cm² ce qui correspond à **4HA25**, avec un espacement entre les barres égal à **25cm**.

Ai = 19,63 cm² ce qui correspond à **4HA25**, avec espacement entre les barres égal à **25 cm**.

- **Pour les armatures de répartition (sens longitudinal) :**

As = 4,47 cm² ce qui correspond à **4HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **25 cm**.

Ai = 5,36 cm² ce qui correspond à **4HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **25 cm**.

IX. 5.1.2 Ferraillage du hourdis inférieur :

Le hourdis travaille en flexion simple.

h = 0,80 m et b = 1,00 m.

			Ferraillage			
			Transversale		Longitudinale	
		Moments (kN.m)	As (cm^2)	Ai (cm^2)	As (cm^2)	Ai (cm^2)
Mu max	à l'appui	-254,58	7,90	0,00	2,63	0,00
	en travée	15,50	0,00	0,48	0,00	0,16
Ms max	à l'appui	-190,66	Section vérifiée			
	en travée	11,09				
Section d'aciers			7,90	0,48	2,63	0,16
Ferraillage adoptée			4HA16	2HA16	2HA14	2HA14

Tab. IX.4 : Ferraillage du hourdis inférieur.

La condition de non fragilité est vérifiée (As > Asmin) ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferraillage du hourdis inférieur est alors :

- **Pour les armatures principales (sens transversal) :**

As = 8,04 cm² ce qui correspond à **4HA16**, avec un espacement entre les barres égal à **25cm**.

Ai = 4,02 cm² ce qui correspond à **2HA16**, avec espacement entre les barres égal à **50 cm**.

- **Pour les armatures de répartition (sens longitudinal) :**

As = 3,08 cm² ce qui correspond à **2HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **50 cm**.

Ai = 3,08 cm² ce qui correspond à **2HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **50 cm**.

IX. 5.1.3 Ferraillage des consoles :

Les consoles sont encastrées dans les goussets supérieurs du voussoir, elles travaillent en flexion simple.

h = 0,25 m et b = 1,00 m.

			Ferraillage			
			Transversale		Longitudinale	
		Moments (kN.m)	As (cm²)	Ai (cm²)	As (cm²)	Ai (cm²)
Mu max	à l'appui	-129,52	16,41	0,00	5,47	0,00
	en travée	11,17	0,00	1,07	0,00	0,36
Ms max	à l'appui	-96,89	Section vérifiée			
	en travée	8,29				
Section d'aciers réelle			16,41	1,07	5,47	0,36
Ferraillage adoptée			4HA25	2HA14	4HA14	2HA12

Tab. IX.5 : Ferraillage des consoles.

La condition de non fragilité est vérifiée (As > Asmin) ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferraillage des consoles est alors :

- **Pour les armatures principales (sens transversal) :**

As = 19,63 cm² ce qui correspond à **4HA25**, avec un espacement entre les barres égal à **25cm**.

Ai = 3,08 cm² ce qui correspond à **2HA14**, avec espacement entre les barres égal à **50 cm**.

- **Pour les armatures de répartition (sens longitudinal) :**

As = 6,16 cm² ce qui correspond à **4HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **25 cm**.

Ai = 2,26 cm² ce qui correspond à **2HA12**, avec un espacement entre les barres égal à **50 cm**.

IX. 5.1.4. Ferraillage des âmes :

Les âmes du voussoir travaillent en flexion composée, elles sont sollicitées par un effort normal et un moment de flexion.

h = 0,50 m et b = 1,00 m

		Ferraillage			
		Transversale		Longitudinale	
	Valeurs	Aext (cm²)	Aint (cm²)	Aext (cm²)	Aint (cm²)
Mu max (kN.m)	254,58	3,57	0,00	1,19	0,00
Nu max (kN)	842,07				
Ms max (kN.m)	190,66	Section non vérifiée			
Ns max (kN)	628,28				
Section d'aciers		8,00	5	2,67	1,67
Ferraillage adoptée		6HA14	6HA14	2HA14	2HA14

Tab. IX.6 : Ferraillage des âmes.

La condition de non fragilité est vérifiée (As > Asmin) ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferraillage des âmes est alors :

- **Pour les armatures principales (sens transversal) :**

Ai = 9,24 cm² ce qui correspond à **6HA14**, avec espacement entre les barres égal à **15 cm**.

As = 9,24 cm² ce qui correspond à **6HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **15cm**.

- **Pour les armatures de répartition (sens longitudinal) :**

Ai = 3,08 cm² ce qui correspond à **2HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **50 cm**

As = 3,08 cm² ce qui correspond à **2HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **50 cm**.

IX. 5.2. Voussoir à la clé :

On procédera de la même manière que pour le voussoir proche de la pile, pour déterminer le ferraillage du voussoir à la clé.

Les données sont les mêmes.

Elément	Ferraillage			
	Transversal		Longitudinal	
	As	Ai	As	Ai
Hourdis supérieur	4HA25/25 cm	4HA25/25 cm	4HA14/25 cm	4HA14/25 cm
Hourdis inférieur	4HA16/25 cm	2HA16/50 cm	2HA14/50 cm	2HA14/50 cm
Consoles	4HA25/25 cm	2HA14/50 cm	4HA14/25 cm	2HA12/50 cm
âmes	6HA14/15 cm	6HA14/15 cm	2HA14/50 cm	2HA14/50 cm

Tab. IX.7 : Ferraillage du voussoir à la clé.

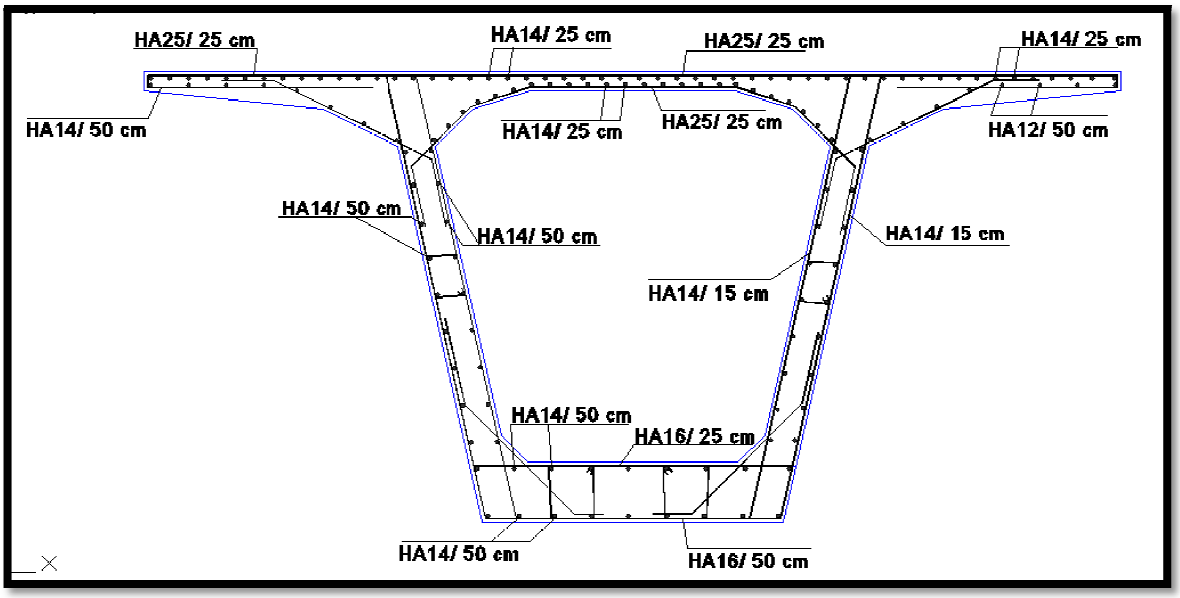

Fig. IX.14 : Ferraillage du voussoir proche de la pile.

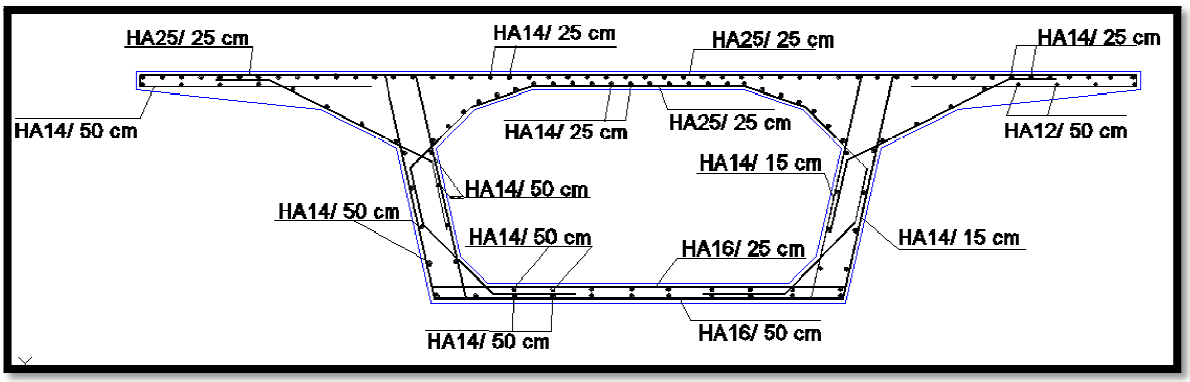

Fig. IX.15 : Ferraillage du voussoir à la clé.

Chapitre X

Résistance à l'effort tranchant

La partie résistante d'une poutre 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.

X. 1. Détermination de l'effort tranchant :

X. 1.1. Effort tranchant du aux charges extérieures :

L'effort tranchant du aux charges extérieures sera celui trouvé pour la combinaison la plus défavorable à l'ELS, soit la combinaison G + D240.

X. 1.2. Effort tranchant du à la précontrainte :

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage. Cet effort est de signe contraire à l'effort tranchant du aux charges extérieures.

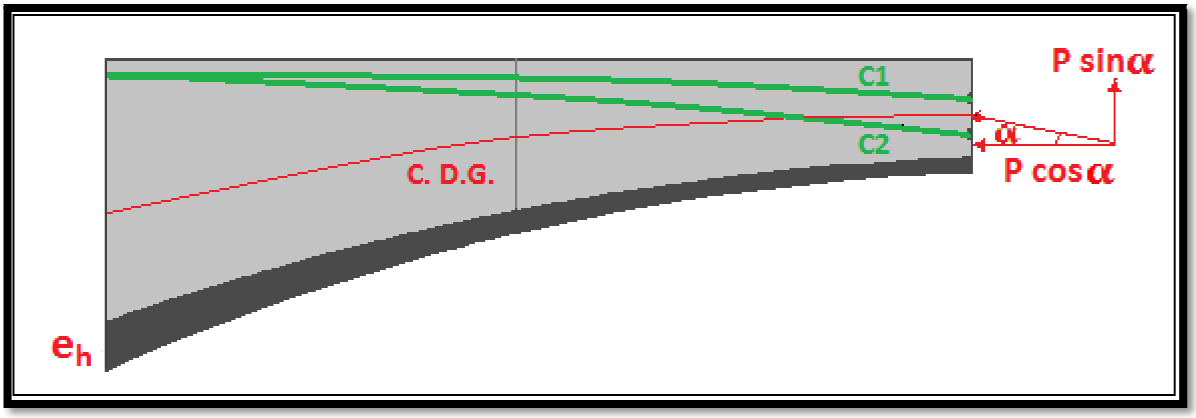

Fig. X.1 : Effort tranchant dans une poutre de hauteur variable en béton précontraint.

L'effort tranchant provoqué par la précontrainte est : (H.THONIER 92, [Réf.8])

$$V_P = P \sin \alpha$$

X. 1.3. Effort tranchant du à la courbure de la poutre (effet RESAL) :

Dans les ouvrages de hauteur variable, il apparait une correction de l'effort tranchant du fait de l'inclinaison de la fibre moyenne (intrados du tablier). La compression dans le hourdis inférieur présente une composante dans la direction de l'effort tranchant, elle est donnée par la relation suivante : (H.THONIER 92, [Réf.8]).

$$V_{RESAL} = \frac{M_{ext}}{Z}\frac{dh}{dx}$$

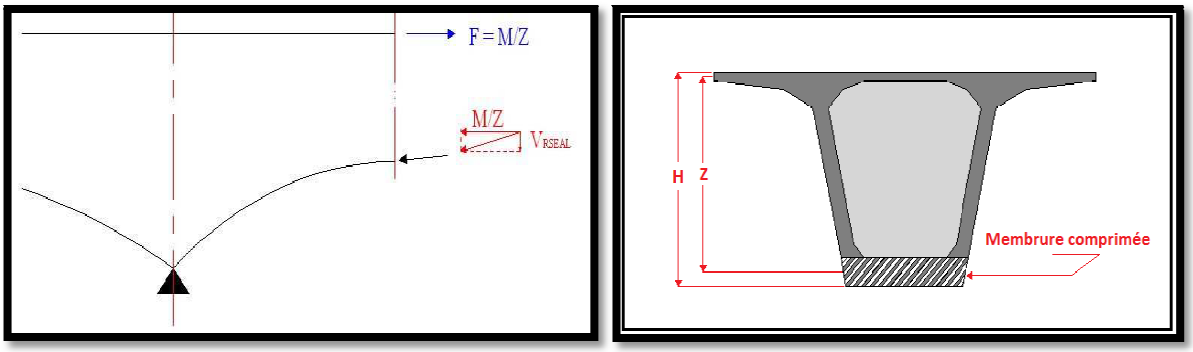

Fig. X.2 : Prise en compte de l'effet RESAL dans une poutre caisson de hauteur variable.

Avec :

$Z = H - 1/2e_i$ (bras de levier),

M_{ext} : Moment du aux charges extérieures,

$\frac{dh}{dx}$: Pente que suit la hauteur de l'ouvrage.

X. 2. Vérification de l'effort tranchant :

X. 2.1. Calcul de l'effort tranchant : [Réf.8]

L'effort tranchant réduit est donné par la relation suivante :

$$V_R = V_{ext} - V_P + V_{RESAL} \qquad \textbf{[Réf.8]}$$

$$V_R = V_{ext} - P\sin\alpha + \frac{M_{ext}}{Z}\frac{dh}{dx}$$

X. 2.2. Vérification des contraintes de cisaillement : (BPEL 91, [Réf.13])

Calcul du cisaillement à l'ELS :

$$\tau = \frac{V_R}{Z b_n}$$

Avec :

V_R : effort tranchant réduit,

$Z = \frac{I}{S(y)}$

I : Moment d'inertie de toute la section,

S(y) : Moment statique de la section située au dessus de l'axe passant par le centre de gravité,

b_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et le diamètre des câbles qui traversent cette âme $b_n = 2\,x\,(0{,}5 - 0{,}100) = 0{,}800\,m$

La vérification à faire est la suivante : $\boldsymbol{\tau \leq \bar{\tau}}$

Tel que : $\bar{\tau} = \min\,(\,\bar{\tau}_1\,;\,\bar{\tau}_2\,)$

$$\bar{\tau}_1^{\,2} = 0{,}4\,f_{tj}\,(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x)$$

$$\bar{\tau}_2^{\,2} = 2\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\,(0{,}6 f_{cj} - \sigma_x)(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_t)$$

Avec :

σ_x: contrainte normale au niveau de la section de calcul $\sigma_x = \frac{P}{S}$

σ_t : contrainte normale transversale agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l´élément évaluée avec la largeur nette normale transversale,

En l'absence d'armature transversale de précontrainte : $\sigma_t = 0$

f_{cj} = 35 MPa et f_{tj} = 2,7 MPa

Les résultats obtenus pour la travée intermédiaire sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Voussoir	Psin α (MN)	Nbre de câbles arrêtés	Z (m)	V_{ext} (MN)	M_{ext} (MN.m)	V_{resal} (MN)	V_r (MN)	σ_x (MPa)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Obs
1/2 VSP	0	0	5,475	30,583	-531,78	12,603	16,079	10,407	3,284	3,526	vérifiée
V1	6,125	4,000	5,123	27,124	-472,043	11,957	9,946	10,854	2,206	3,327	vérifiée
V2	6,367	4,000	4,796	25,115	-393,727	9,842	8,847	10,326	2,321	3,217	vérifiée
V3	5,937	4,000	4,493	21,227	-321,326	7,938	6,613	9,720	2,045	3,149	vérifiée
V4	5,521	4,000	4,215	19,320	-254,749	6,172	6,420	9,031	2,262	3,069	vérifiée
V5	5,124	4,000	3,961	17,545	-193,987	4,567	6,402	8,260	2,479	2,977	vérifiée
V6	5,561	4,000	3,731	15,835	-138,711	3,137	5,674	7,403	2,391	2,872	vérifiée
V7	5,253	4,000	3,525	14,182	-88,609	1,898	5,798	6,461	2,494	2,751	vérifiée
V8	4,809	4,000	3,343	12,578	-43,614	0,869	5,133	5,437	2,580	2,614	vérifiée
V9	2,239	2,000	3,186	11,042	31,901	0,000	4,623	4,337	2,346	2,457	vérifiée
V10	1,815	2,000	3,053	9,490	62,716	0,000	3,675	3,799	2,126	2,377	vérifiée
V11	1,728	2,000	2,944	7,940	88,843	0,000	3,212	3,224	2,035	2,288	vérifiée
V12	1,666	2,000	2,859	6,413	110,382	0,000	3,117	2,616	2,076	2,191	vérifiée
V13	1,629	2,000	2,798	4,575	126,832	0,000	2,946	1,983	1,316	2,084	vérifiée
V14	1,616	2,000	2,762	2,686	137,758	0,000	1,070	1,330	0,484	1,968	vérifiée
V15	0,000	2,000	2,750	0,764	142,924	0,000	0,764	0,666	0,347	1,843	vérifiée

Tab. X.1 : Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire.

Les résultats obtenus pour la travée de rive sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Voussoir	P sin α (MN)	Nbre de câbles arrêtés	Z (m)	V_{ext} (MN)	M_{ext} (MN.m)	V_{resal} (MN)	V_r (MN)	σ_x (MPa)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Obs
1/2 VSP	0	0	5,475	30,583	-531,78	12,603	16,079	10,407	3,284	3,526	vérifiée
V1	6,125	4,000	5,123	27,124	-472,043	11,052	9,946	10,854	2,386	3,327	vérifiée
V2	6,367	4,000	4,796	25,368	-430,500	10,827	8,175	10,326	2,106	3,217	vérifiée
V3	5,937	4,000	4,493	23,357	-357,350	9,649	7,770	9,720	2,150	3,149	vérifiée
V4	5,521	4,000	4,215	21,398	-290,155	8,405	7,472	9,031	2,218	3,069	vérifiée
V5	5,124	4,000	3,961	19,467	-228,794	7,099	7,244	8,260	2,303	2,977	vérifiée
V6	5,561	4,000	3,731	17,560	-173,210	5,744	6,255	7,403	2,125	2,872	vérifiée
V7	5,253	4,000	3,525	15,782	-123,140	4,351	6,178	6,461	2,237	2,751	vérifiée
V8	4,809	4,000	3,343	14,072	-78,279	2,936	6,034	5,437	2,319	2,614	vérifiée
V9	2,239	2,000	3,186	12,415	-38,472	1,524	5,967	4,337	2,422	2,457	vérifiée
V10	1,815	2,000	3,053	10,808	3,570	0,000	5,293	3,799	2,256	2,377	vérifiée
V11	1,728	2,000	2,944	9,269	26,604	0,000	4,630	3,224	2,057	2,288	vérifiée
V12	1,666	2,000	2,859	7,714	52,128	0,000	4,571	2,616	2,101	2,191	vérifiée
V13	1,629	2,000	2,798	6,161	72,981	0,000	4,261	1,983	2,007	2,084	vérifiée
V14	1,616	2,000	2,762	4,631	89,213	0,000	3,175	1,330	1,519	1,968	vérifiée
V15	0,000	2,000	2,750	3,176	100,970	0,000	3,026	0,666	1,455	1,843	vérifiée

Tab. X.2 : Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.

X. 2.3. Conclusion :

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées pour tous les voussoirs, on peut conclure que l'épaisseur de l'âme choisie au stade du pré dimensionnement est suffisante pour résister aux efforts tranchants.

A titre indicatif, lorsque l'épaisseur de l'âme d'une poutre n'est pas vérifiée selon les conditions précédentes, on peut:

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

X. 3. Etude du bossage: (SETRA 2003, [Réf.6])

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 coudre le bossage par rapport au reste de la section ; on doit donc disposer :

- Des aciers en tête du bossage permettant de coudre l'ancrage à la paroi proche du caisson (Aciers A_1) :

$$A_1 = 0{,}2\frac{P_0}{\frac{2}{3}f_e}$$

- Armatures de couture reparties entre la tête de bossage et le début de la courbe du câble (Aciers A_2) :

$$A_2 = 0{,}2\frac{P_0}{\frac{2}{3}f_e}$$

- Des aciers de couture du reste du bossage (Aciers A_3) :

$$A_3 = \frac{P_0 sin\alpha}{\frac{2}{3}f_e}$$

α : L'angle que fait la force de précontrainte avec la fibre inferieure du hourdis.

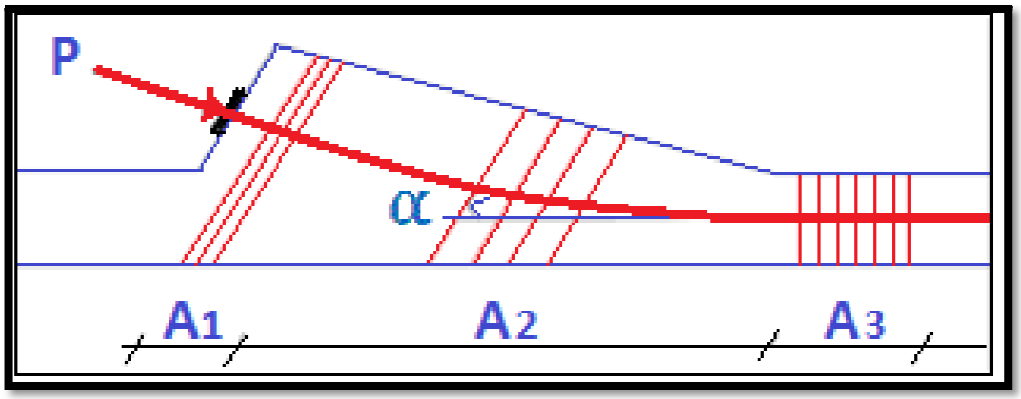

Fig. X.3 : Distribution du ferraillage dans un bossage.

X. 3.1. Etude d'un bossage à un seul ancrage :

$$\begin{cases} P_0 = 4{,}2408 \text{ MN} \text{ pour un câble 19T15S sans perte,} \\ \tan\alpha = \frac{0{,}125}{1{,}50} = 0{,}083 \rightarrow \alpha = 5{,}2\,° \end{cases}$$

$A_1 = 0{,}2\frac{4{,}2408}{\frac{2}{3}x\,500} = 25{,}45\ cm^2$, soit 6HA25 reparti sur 30 cm.

$A_2 = 0{,}2\frac{4{,}2408}{\frac{2}{3}x\,500} = 25{,}45\ cm^2$, soit 9HA20 reparti sur 150 cm.

$A_3 = \frac{4{,}2408\ x\ sin5{,}2}{\frac{2}{3}x\,500} = 11{,}53\ cm^2$, soit 4HA20 reparti sur 60 cm.

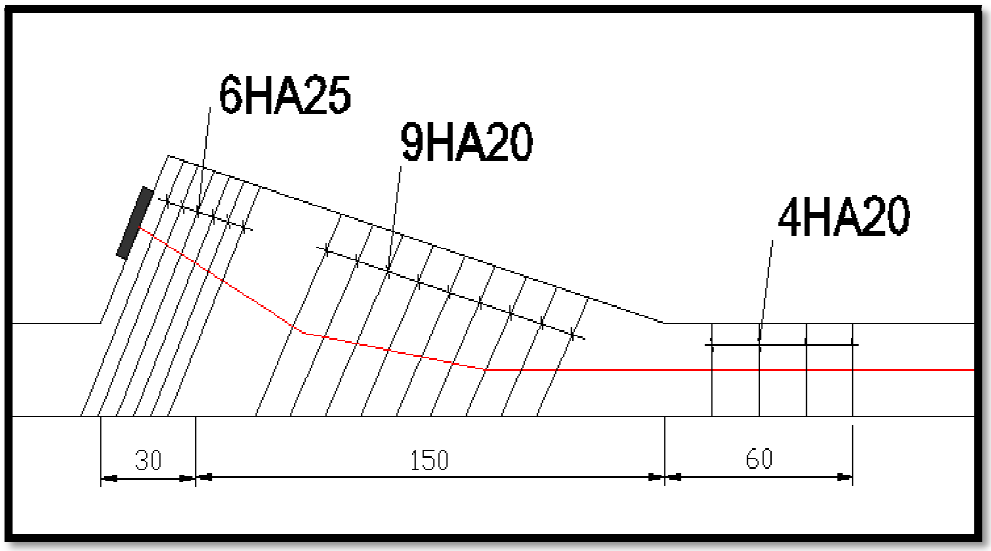

Fig. X.4 : Détail du ferraillage d'un bossage à un seul ancrage.

Fig. X.5 : Ferraillage du bossage dans un voussoir [Réf.15].

Chapitre XI

Equipement du pont

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage. Tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. En second lieu, par le poids qu'ils représentent, ils sont un des éléments du dimensionnement et de calcul de la structure.

XI. 1. Joints de chaussée :

Les charges d'exploitations engendrent des déformations qui rendent l'accès, ou la sortie du pont et même le passage entre les différents tabliers inconfortables. Il convient donc de placer à chaque extrémité du tablier des joints de chaussée qui sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la surface de circulation, tout en permettant le mouvement de l'extrémité qui est due aux efforts de : température, fluage, retrait, freinage et séisme.

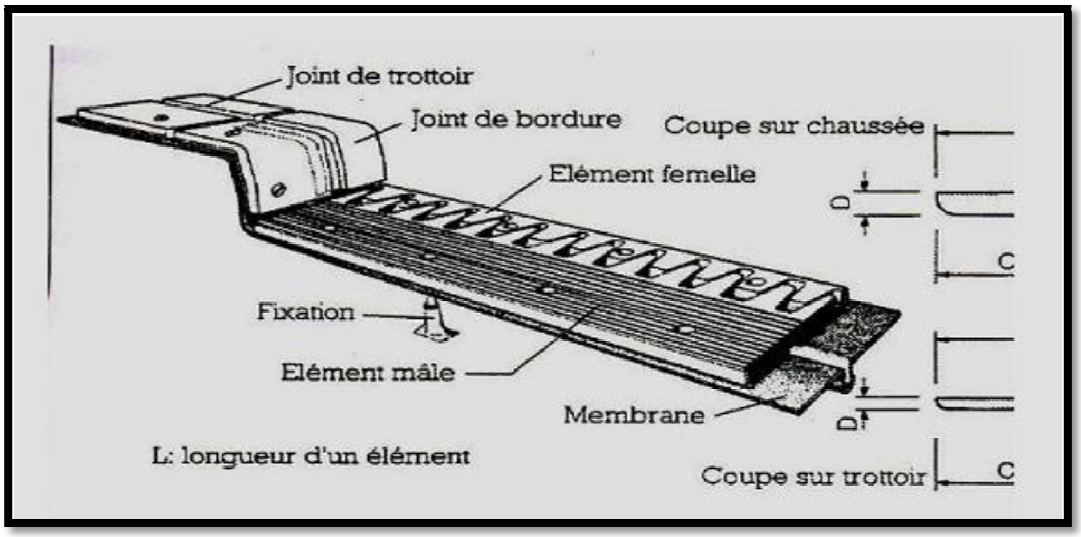

Fig. XI.1. : Les différents éléments d'un joint de chaussée [Réf.2].

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue:

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic journalier situé entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic journalier inférieur à 1000 véhicules.

Fig. XI.2. Photo réel d'un joint de chaussée [Réf.2].

Il existe plusieurs types de joint de chaussée, on cite à titre d'exemple :

a. Joints de faible souffle : tel que :

- **Joint de chaussée JEP :** de la famille des joints à hiatus. Composé de deux profilés en acier filé, livrés en longueur de trois mètres et disposés face à face.
  Ces joints sont équipés de deux aciers sinusoïdaux de scellement, qui sont noyés dans une longrine en mortier de résine adhérant à l'ouvrage.

- **Joint de chaussée WR:** de la famille des joints à hiatus. Composé de deux profilés extrudés en alliage d'aluminium, livrés en longueur de trois mètres et disposés face à face.
  Ces joints sont scellés par une série de fixations légèrement inclinées, dans des longrines en micro béton armé et fixés à la structure par des armatures de couture.
  Une succession de couples de profilés installés bout à bout forme la ligne de joint.

- **Joint de chaussée WOSD:** il appartient à la famille des joints à hiatus. Composé de deux profilés extrudés en alliage d'aluminium, livrés en longueur de trois ou six mètres et disposés face à face.
  Une succession de couples de profilés installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

b. Joints de souffles moyens : tel que :

- **Joint de chaussée WD:** ces joints sont de la famille des joints à dents en console. Ils se composent de couples d'éléments indépendants à dents triangulaires moulés en alliage d'aluminium, livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face. Une succession des couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

c. Joints de grands souffles : tel que :

- **Joint de chaussée WP:** ces joints sont de la famille des joints à peigne en console. Ils se composent de couple d'éléments indépendants (peignes) à dents parallèles livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face.
  Ces peignes sont soit oxycoupés dans une plaque en acier laminé, soit moulés en alliage d'aluminium. Une succession de couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations à serrage contrôlé assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

XI. 1.1. Calcul du souffle des joints : (CALGARO 2000, [Réf.2])

Le souffle est le déplacement maximal entre les positions extrêmes (ouverte et fermée) du joint. Ce déplacement possède, dans le cas général trois composantes, mais seul la composante longitudinale sera considérée. Une composante transversale n'apparait que dans les ponts courbes ou biais et la composante verticale, faible dans tous les cas, est due à la rotation de l'about du tablier ou du tassement élastique des appareils d'appuis.

Les effets à prendre en compte sont les suivants :

- effet de la température,
- effet des déformations différées du béton (retrait et fluage),
- l'action due aux charges d'exploitation.

a. La dilatation thermique :

La variation de longueur en fonction de la température moyenne dans la structure est calculée par la formule suivante :

$$\Delta \boldsymbol{l} = \boldsymbol{l}.\boldsymbol{\lambda}.\Delta \boldsymbol{T}$$

Avec :
l : la longueur dilatable,
λ: le coefficient de dilatation : $\boldsymbol{\lambda = 10^{-5}}$ pour les ouvrages en béton
ΔT : la variation uniforme de la température :

$$\frac{\Delta \mathbf{l}}{\mathbf{l}} = \Delta \mathbf{T}.\mathbf{10^{-5}}$$

1. $\Delta \mathbf{T} > 0$: on prend $\Delta T = 30^{\circ}C$

Dans notre cas $l = 240m$ donc $\boldsymbol{\Delta l = 7,2cm}$

2. $\Delta \mathbf{T} < 0$: on prend $\Delta T = 10^{\circ}C$

Dans notre cas $l = 240m$ donc $\boldsymbol{\Delta l = -2.4cm}$

b. Retrait et fluage :

C'est l'effet des déformations différées du béton. La déformation relative due au retrait du béton est généralement égale à :

$$\frac{\Delta \mathbf{l}}{\mathbf{l}} = \boldsymbol{\varepsilon_r} = \mathbf{-3 \times 10^{-4}}$$

$\Delta l = l \times \varepsilon_r$
$\Delta l = 240 \times (-3) \times 10^{-4}$

Donc $\boldsymbol{\Delta l = -7.2cm}$

c. Rotation d'extrémité sous chargements :

Les actions extérieures interviennent en provoquant des rotations des extrémités du tablier. Mais ces rotations ne sont significatives que pour des travées relativement courtes et indépendantes.
La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal$\Delta l = h \times tg\alpha$, on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0,02 rad ce qui donne un déplacement égale à 6 cm.

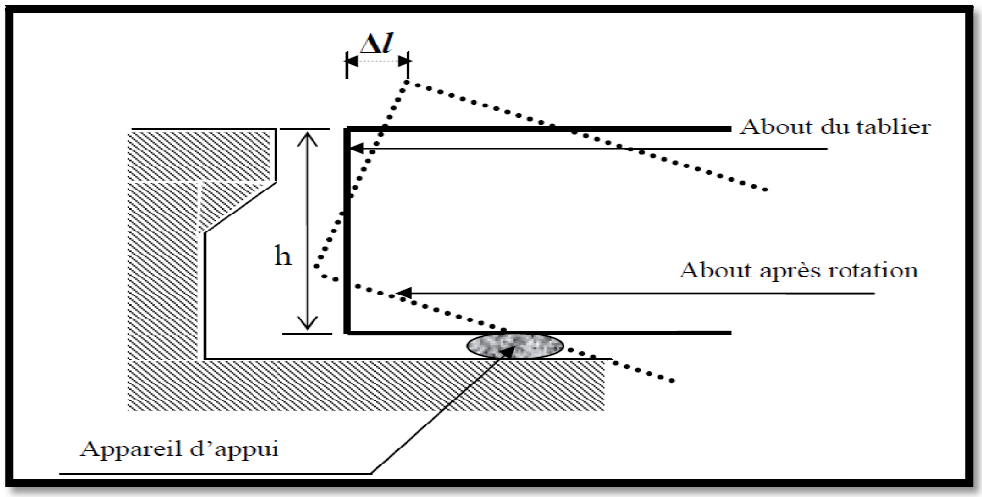

Fig. XI.3. Rotation d'extrémité d'un tablier [Réf.2].

Le souffle sera la somme des valeurs absolues :

$$\text{Souffle} = 7{,}2 + 2{,}4 + 7{,}2 = 16{,}8 \text{ cm}$$

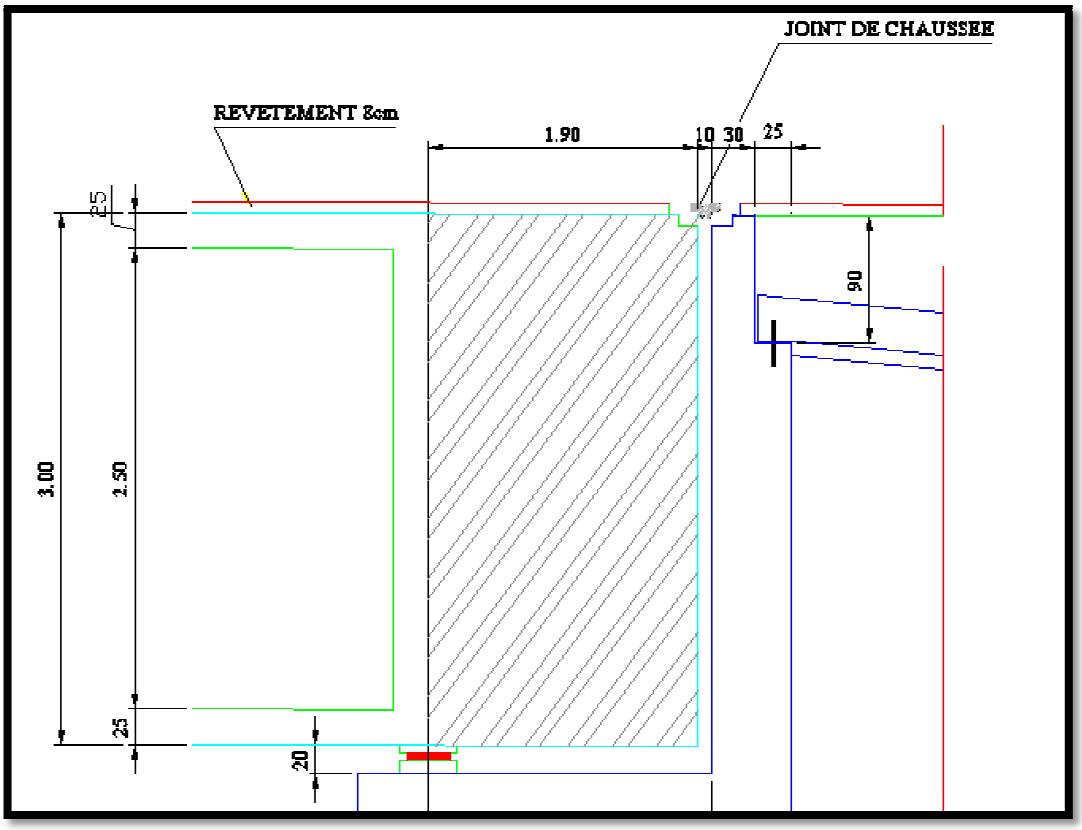

Fig. XI.4. Coupe transversale du joint de chaussée.

XI. 2. Appareils d'appui :

Le tablier d'un pont repose en général sur des appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appuis, conçus pour transmettre les efforts verticaux et horizontaux.
Il existe quatre types d'appareils d'appui qui sont:

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

Dans notre cas, on opte pour un appareil d'appui en élastomère fretté.

XI. 2.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté:

Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (en général de marque néoprène) et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le néoprène est obtenue par «adhérisation» au moment de la vulcanisation. L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3 mm, tandis que l'épaisseur des feuilles d'élastomère est variable 8,10 ou 12 mm (parfois 20 mm). Ce type d'appareil d'appui est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.
- Ils transmettent les charges normales à leur plan et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure. Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

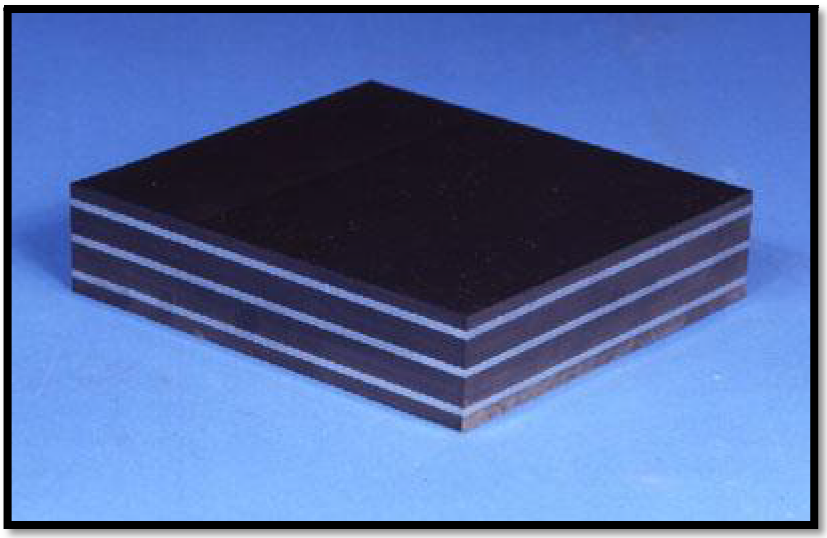

Fig. XI.5. Appareils d'appuis en élastomère fretté.

XI. 2.1.1. Dimensionnement : ([Réf.2])

Le dimensionnement des appareils d'appui est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.
On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

Le dimensionnement se fera selon les recommandations publiées dans l'ouvrage « Projet et construction de pont » de J.A CALGARO et les recommandations de la SETRA.

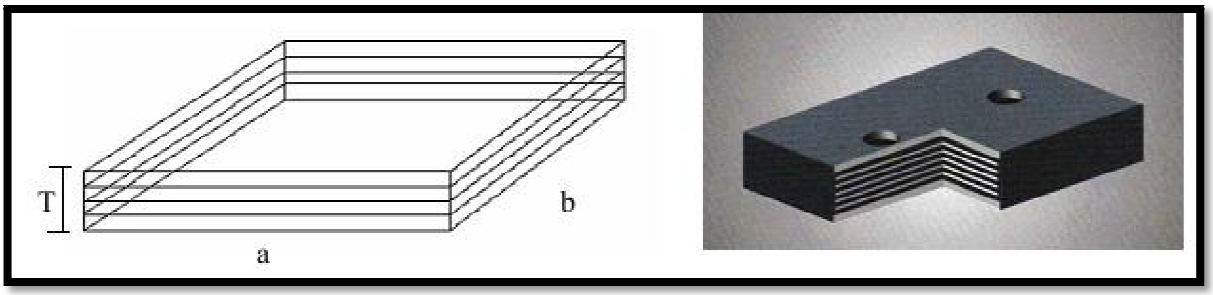

Fig. XI.6. Les dimensions d'un appareil d'appui en élastomère fretté [Réf.2].

Le module de déformation transversale G est de 0,8 MPa pour les ponts routes.

On considère que **a = b**, l'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes est $\mathbf{T = n \times t}$

Où :
n : le nombre de feuillets élémentaires, on suppose qu'on à 12 élastomères,
t: leur épaisseur qui est égale à 10 mm.

XI. 2.1.2. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :

La réaction la plus défavorable sera trouvée à l ELS parmi les combinaisons suivantes :

- $G + 1{,}2\ (A(L) + S_t)$
- $G + 1{,}2\ (B_C + S_t)$
- $G + D_{240}$
- $G + M_{C120}$

La réaction la plus prépondérante est trouvée sous la combinaison $G + M_{c120}$, soit :

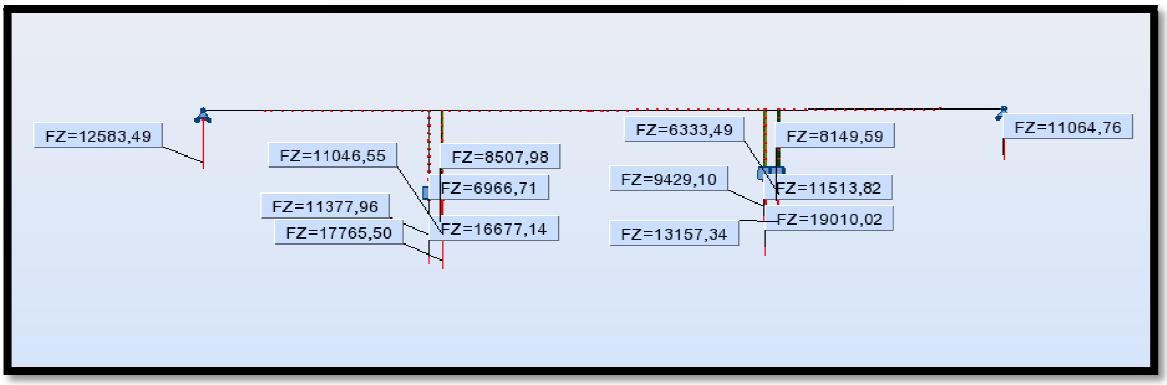

Fig. XI.7. Réactions d'appuis pour la combinaison G + M_{C120}.

N_{max} = 12583,49KN

Le nombre d'appareils d'appui est fixé à deux, d'où la réaction sur chaque appareil d'appui vaudra :

$$R_{max} = \frac{12583,49}{2} = 6291,75 \text{ KN}$$

XI. 2.1.3. L'aire des appareils d'appuis :

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

Avec :
$\boldsymbol{\sigma_m}$**:** Contrainte moyenne de compression due à l'effort R_{max},
$\boldsymbol{N_{max}}$**:** Réaction d'appui maximale,

D'où, les dimensions de l'appareil d'appui qui devront être nécessaires sont :

$$a \times b = 700 \times 700 \text{ mm}^2$$

XI. 2.1.4. Compression (sous réaction verticale):

Comme nous l'avons expliqué, les appareils d'appui en élastomère reprennent élastiquement les charges verticales, horizontales et les rotations, mais ces déformations s'accompagnent de contraintes de cisaillement dans l'élastomère, qu'il convient de limiter pour éviter leur détérioration.

$$\sigma'_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

$$\sigma'_m = \frac{6291{,}75 \times 10^3}{700 \times 700} = 12{,}781\ MPa\ <\ 15\ MPa$$

Les contraintes maximales de cisaillement se développant sur les bords de chaque feuillet sont :

$$\tau_r = \frac{3t(a+b)N_{max}}{a^2b^2} = \frac{3\times15\times(700+700)\times6291{,}75\times10^3}{700^2\times700^2}$$

$$\tau_r = 1{,}31\ MPa$$

XI. 2.1.5. Distorsion (déformation angulaire) :

La distorsion des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

❖ **La déformation de l'appareil est lente (effort horizontal H_1 de dilatation, fluage) provoquant μ_1 :**

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{ab} = \frac{G \times \mu_1}{T}$$

Tel que :

G = 0,8 MPa module de déformation transversale d'élastomère.
μ_1= 72 mm (trouvé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique).

On prend 12 élastomères, donc $T = 12 \times 10 = 120\ mm$

$$\tau_{H1} = \frac{0{,}8\times72}{120} = 0{,}480\ \text{MPa}$$

❖ **L'appareil d'appui est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent) provoquant μ_2 :**

G est doublé sous l'effort dynamique.
L'effort de freinage dû à un camion B_C est de $H_2 = \frac{300}{2} = 150\ kN$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{ab} = \frac{2G \times \mu_2}{T} = \frac{15000}{700 \times 700} = 0{,}0306\ \text{MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0{,}480 + \frac{0{,}0306}{2}$$

$$\tau_H = 0{,}495\ \text{MPa}$$

XI. 2.1.6. Rotation (compression partielle) :

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut :

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{G}{2}\left(\frac{a}{T}\right)^2 \alpha_T$$

Avec :

$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$

α_0 : Rotation supplémentaire qui tient compte des imperfections de pose, elle vaut 0,02 rad.

α = 0,003 rad

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{0.8}{2} \times \left(\frac{700}{120}\right)^2 \times 0{,}023$$

$$\tau_{\alpha_T} = 0{,}313\text{MPa}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$\tau = \tau_H + \tau_r + \tau_{\alpha_T} \leq 5G$ ……(1)
$\tau_{H1} \leq 0{,}5G$ ……(2)
$\tau_H \leq 0{,}7G$ ……(3)
$\tau_{\alpha_T} \leq \tau_R$ ……(4)

1ere condition : $0{,}495 + 1{,}31 + 0{,}313 = 2{,}118\ MPa \leq 5 \times 0{,}8 = 4\ MPa$, condition vérifiée.

2éme condition : $0{,}480 \leq 0{,}5 \times 0{,}8 = 0{,}4\ MPa$…….....condition non vérifiée.

3éme condition : $0{,}495 \leq 0{,}7 \times 0{,}8 = 0{,}56\ MPa$……..condition vérifiée.

4éme condition :$0{,}313 \leq 1{,}184$……..condition vérifiée.

❖ **Condition de non cheminement et de non glissement :**

$\sigma'_{m_{min}} \geq 2MPa$ et $H \leq f.R$

Avec :

$f = 0{,}10 + \frac{0{,}6}{\sigma_m} = 0{,}10 + \frac{0{,}6}{12{,}781} = 0{,}147$ mm/N

$H = H_1 + H_2\mu = (\tau_{H1} + \tau_{H2})ab = (0{,}320 + 0{,}0306) \times (700 \times 700) = 171794$ N

$$H = 171794\text{ N} \leq f.R = 0{,}147 \times 6291750 = 920679{,}375\text{ N}$$

Les conditions sont largement vérifiées.

❖ **Condition de non flambement :**

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ d'où $70 \leq 120 \leq 140$ …….. Condition vérifiée.

❖ **Condition de non soulèvement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a \times b} \times \frac{\sigma'_m}{G}$$

Avec :

$$\beta = \frac{ab}{2t \times (a+b)} = \frac{700 \times 700}{2 \times 12 \times (700+700)} = 14{,}58\ MPa$$

La relation devient alors :

$\frac{3}{14{,}58} \times \frac{120^2}{700 \times 700} \times \frac{12{,}781}{0{,}8} = 0{,}097\ rad \geq 0{,}023$ rad……...Condition vérifiée.

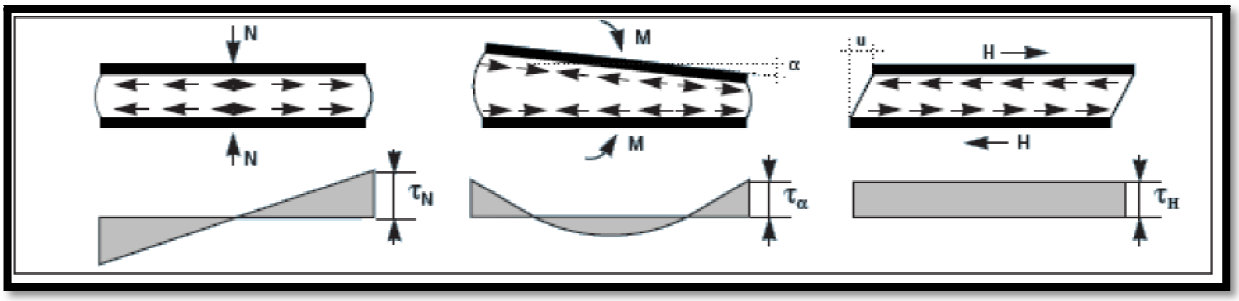

Fig. XI.8. Déformation d'appareil d'appui sous différentes sollicitations [Réf.2].

XI. 2.1.7. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes « t_s » devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma'_m}{\sigma_e} \quad \text{et} \quad t_s \geq 2\ \text{mm}$$

Avec $\sigma_e = 245\ \text{MPa}$ pour de l'acier inoxydable.

$t_s \geq \frac{700}{14{,}58} \times \frac{12{,}781}{245} = 2{,}50\ \text{mm}$

On prend $t_s = 3\ \text{mm}$

La hauteur totale de l'appareil d'appui sera égale alors à :

$$H = n \times t + (n+1)t_s = 12 \times 10 + (10+1) \times 3 = 153 \text{ mm}$$

Donc on opte pour un appareil d'appui ayant les dimensions suivantes :

- $a = 700$ mm
- $b = 700$ mm
- $H = 153$ mm
- $t = 12$ (12 feuilles d'élastomères)

Fig. XI.9. Appareil d'appui en élastomère fretté.

XI. 3. Les dés d'appuis : (SETRA, [Réf.7])

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et prévoir d'éventuelles fissures.

a. Les dimensions des dés d'appuis :

D'après le document de la SETRA, les dimensions inférieurs et supérieurs des dès d'appuis présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement h tel que

$$h \geq \frac{2ab}{2(a+b)} = 0{,}35\ m.$$

On prend $h = 0{,}50\ m$

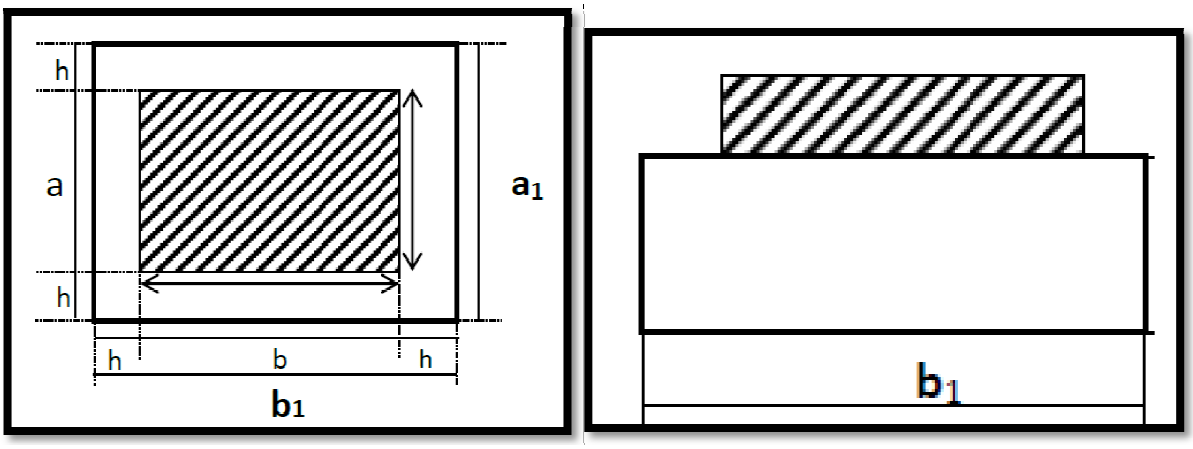

Fig. XI.10 : Dé d'appui.

b. Ferraillage des dés d'appuis :

- **Armatures de chaînage :**

Les armatures doivent reprendre 25 % de Rmax.

Donc, la section calculée doit reprendre un effort de $R = 0{,}25R_{max}$

$$R = 1572{,}94\ kN$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{2}{3} \times f_e = \frac{2}{3} \times 500 = 333{,}33\ \text{MPa}$$

D'où :

$$A_c = \frac{R}{\overline{\sigma_s}} = \frac{1572940}{333{,}33} = 4718{,}87\ \text{mm}^2 = 47{,}19\ \text{cm}^2$$

Ce qui correspond à 10HA25.

- **Armatures de profondeur :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures :

$$A_h = \frac{0{,}125 \times R_{max}}{\overline{\sigma_s}} = \frac{0{,}125 \times 6291{,}75 \times 10^3}{333{,}33} = 2359{,}43\ mm^2 = 23{,}60\ cm^2$$

Soit 8HA20 disposés dans les deux sens.

- **Armatures de diffusion :**

- **Ferraillage de surface « frettes sup. » :**

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R_{max}

$$A_s = \frac{0{,}04 \times R_{max}}{\overline{\sigma_s}} = \frac{0{,}04 \times 6291{,}75 \times 10^3}{333{,}33} = 755{,}02\ mm^2 = 7{,}55\ cm^2$$

Soit 6HA14 disposés dans les deux sens.

- **Ferraillage inférieur ou d'éclatement « frettes inf. » :**

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que :

$$\frac{h}{3} < Z < h$$

$$A_e = \frac{0{,}1 \times R_{max}}{\overline{\sigma_s}} = \frac{0{,}1 \times 6291{,}75 \times 10^3}{333{,}33} = 1887{,}54\ mm^2 = 18{,}88\ cm^2$$

Soit 7HA20 disposés dans les deux sens.

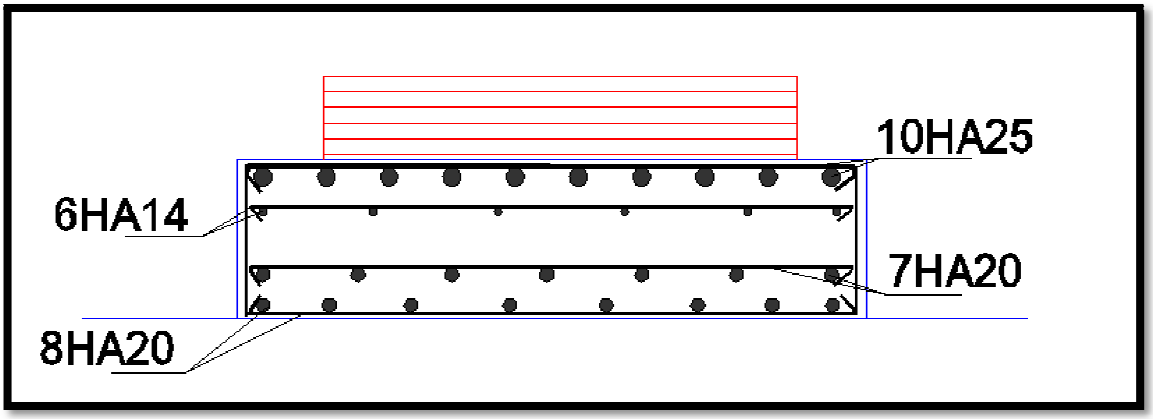

Fig. XI.11. Ferraillage d'un dé d'appui - coupe transversale.

XI. 4. Evacuation des eaux : (CALGARO, [Réf.2])

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers.

De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche caniveau.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (cas des ouvrages autoroutiers) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2%, dans le cas des profils en travers en forme de toit, les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée.

La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement : cette dernière est d'épaisseur constante et c'est la géométrie de la structure qui est convenablement exécutée.

Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes.

Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5 % (dans notre cas) n'est pas ressentie par un automobiliste. Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante, surtout si l'ouvrage se trouve en extrémité d'une courbe.

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

XI. 5. Le revêtement du tablier : (CALGARO, [Réf.2])

Le revêtement de tablier comprend essentiellement :

a. Couche d'étanchéité :

Le béton est un matériau poreux, même bien exécuté il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. Pour protéger les armatures vis-à-vis d'une corrosion accélérer, il est nécessaire de disposer une chape d'étanchéité sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts.

Il existe principalement quatre types d'étanchéités :

1. étanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique (le choix qui a était opté dans notre cas).
2. étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthannes).
3. étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte.
4. étanchéité par moyen haute cadence.

b. Couche de roulement :

Elle vient au dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 24 KN/m^3 afin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds.
La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

XI. 6. Dispositifs de retenue : (CALGARO, [Réf.2])

Les dispositifs de retenue sont les équipements, placés sur les bords latéraux des ponts, destinées à retenir des piétons au des véhicules en perdition, on distingue :

- **Les glissières** : sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.
- **Les barrières** : elles constituent toutefois, un écran anti bruit et anti-vent assez efficace.
- **Le garde-corps :** en plus de leur fonction de retenue des piétons, les gardes corps ont souvent une fonction esthétique (surtouts en milieu urbaine). C'est pourquoi ils sont souvent dessinés et conçue par l'architecte associé à l'élaboration du projet.

XI. 7. Les corniches : (CALGARO, [Réf.2])

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique, en plus de cela, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissèlement de l'eau de pluies sur les parements de la structure porteuse.

Chapitre XII

Etude de la pile

XII. 1. Définition :

La définition des appuis de l'ouvrage est une des étapes fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement, il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts appliqués au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles peuvent jouer un rôle plus au moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier, à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encastré. Elles sont caractérisées par le fait qu'elles sont à l'air libre sur une grande partie de leur hauteur.

On peut classer les piles en deux familles:

- ❖ Les piles constituées d'éléments larges (voiles).
- ❖ Les piles constituées d'éléments minces (poteaux ou colonne).

Un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de l'ouvrage.

XII. 2. Choix du type de pile :

Le choix du type de pile fait appel à quatre critères:

- Critères géométriques.
- Critères mécaniques.
- Critères économiques.
- Critères esthétiques.

Pour notre ouvrage, nous avons opté pour une pile de type voile pour les raisons suivantes : Ce type d'appui sont les plus nombreux. Ils sont préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou de poteaux car ils présentent moins de problèmes à la réalisation (l'exécution du coffrage est aisée grâce à la simplicité des formes). La rigidité transversale de l'appui est toujours assurée et l'aptitude des voiles à résister aux chocs des véhicules est très bonne.

XII. 3. Structure des appuis :

Un appui peut être caractérisé par ses caractéristiques géométriques, mécaniques et esthétiques. Il existe plusieurs types de piles (pile à fût, pile voile, pile portique …) qui sont constituées d'une manière générale, de deux parties bien distinctes :

a. Une superstructure (où fût) :

Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations, le tablier y repose par l'intermédiaire des appareils d'appuis ou bien il y est encastré. La superstructure est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre, qui est dimensionné pour permettre l'implantation :

- Des appareils d'appui 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.

b. Une fondation :

La fondation est la seule partie de l'ouvrage qui est en contact avec le sol, son rôle est la transmission des charges au sol de fondation.
Deux modes principaux de fondation sont à retenir :
_ fondation dites superficielles, sur semelle ;
_ fondation dites profondes, sur pieux ou sur puits reliés en tête par une semelle.

Dans le cas de notre ouvrage, les divers essais et rapport géotechniques ont révélés que le sol en place possédé de très bonnes caractéristiques mécaniques, il est constitué, sur prés de 15 m de profondeur, de mica schiste qui est une roche métamorphique.
Dans ces conditions, on a procédé au choix d'une fondation superficielle rectangulaire ancrée à 3 m dans la roche.

XII. 4. Pré-dimensionnement de la pile : (SETRA, [Réf.7])

Les deux piles de notre ouvrage sont des voiles dédoublés. Le dédoublement des voiles permet de garder une certaine flexibilité qui permettra aux déformations linéaires (effet de la précontrainte) du tablier de se développer.
Le pré dimensionnement se fera selon le document de la SETRA relatif à aux appuis des tabliers P.P 73.

Hauteur de la pile :

La hauteur de la pile correspond à la hauteur libre entre la fondation et le tablier, dans notre cas on étudiera la pile ayant la plus grande hauteur, soit :

$$H = 22{,}90\ m$$

Epaisseur du voile :

$$E = max\left[0{,}5\ m\ ;\ \frac{4H + L}{100} + 0{,}1\ m\right]$$

Tel que :

$$\begin{cases} \boldsymbol{H}: la\ hauteur\ de\ la\ pile. \\ \boldsymbol{L}: la\ portée\ de\ la\ travée\ centrale. \end{cases}$$

On a :

$H = 22{,}90\ m$
$L = 100\ m$

Donc :

$$E = max[0{,}5\ m\ ;\ 2{,}02\ m]$$

$$E = 2{,}02\ m$$

Comme notre choix de pile s'est porté sur des voiles dédoublés, on prendra une épaisseur de 1,00 m pour chaque voile.

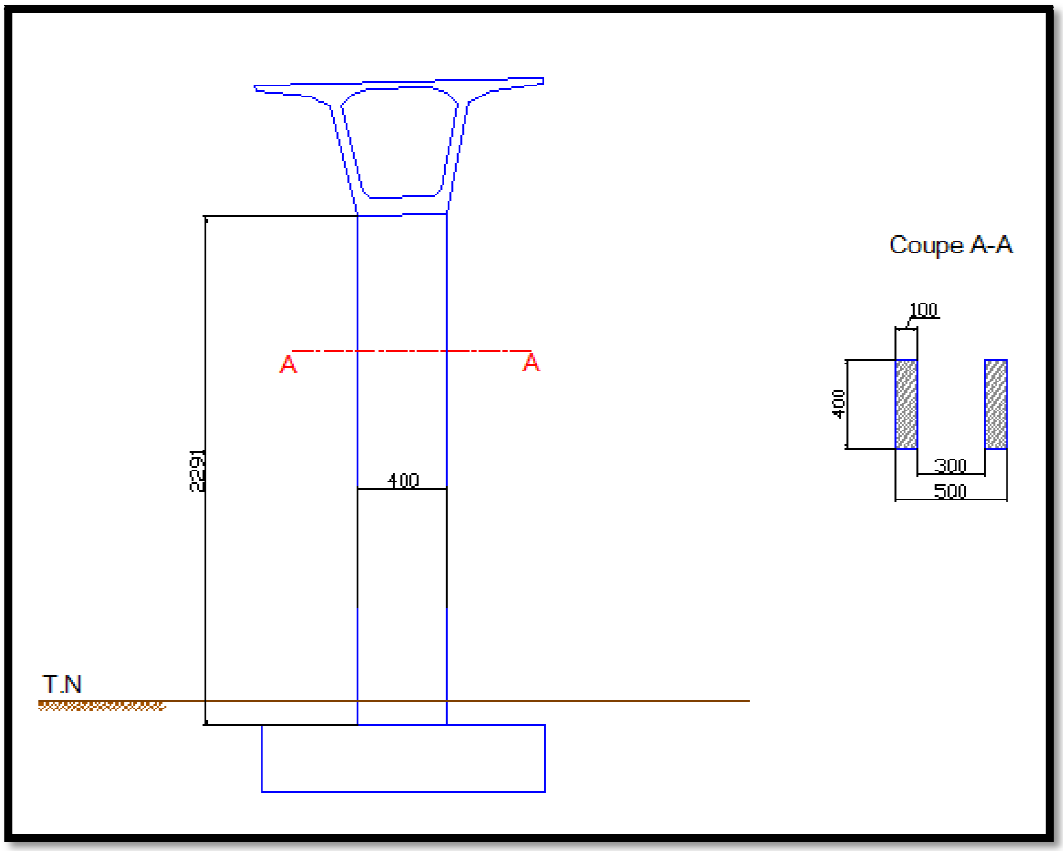

Fig. XII.1: Vue en élévation et en plan de la plus haute pile.

XII. 5. Etude et ferraillage de la pile : (SETRA, [Réf.7])

La pile étant soumise à la flexion composée, elle est sollicitée par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et par un moment de flexion.

XII. 5.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile :

Les efforts agissant sur la pile sont :

G_{pile} : Le poids propre de la pile.

$G_{tablier}$: Fraction du poids du tablier.

W : La charge du vent.

F_F: La force de freinage.

Ex : La composante horizontale du séisme suivant l'axe X.

Ey : La composante horizontale du séisme suivant l'axe Y.

❖ Combinaisons de charge :

Les combinaisons de charges que nous allons à prendre en compte sont les suivantes:

$$\begin{cases} ELU : 1{,}35\left(G_{pile} + G_{tablier}\right) + 1{,}5(W + F_F) \\ ELS : G_{pile} + G_{tablier} + W + F_F \\ ELA : \begin{cases} G_{pile} + G_{tablier} + E_X \\ G_{pile} + G_{tablier} + E_Y \end{cases} \end{cases}$$

❖ Application numérique :

- **Le poids propre de la pile G_{pile} :**

$S = 4{,}00\ m^2$; $H = 22{,}90\ m$

$$G_{pile} = S \times H \times \gamma = 4{,}00 \times 22{,}90 \times 25 = 2290\ kN$$

- **Le poids du tablier $G_{tablier}$:**

La fraction du poids du tablier appliqué à la pile est :

$$G_{tablier} = 13314{,}5\ kN$$

- **La charge due au vent W :**

$$W = 2\ kN/m^2$$

- **La force de freinage F_F : (camion B_c)**

$$F_F = 300\ kN$$

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe x : E_X**

$G = G_{tablier} + G_{pile} = 13314{,}5 + 2290 = 15604{,}5\ kN$

$E_X = 20\%\ G$

$E_X = 0{,}2 \times 15604{,}5 = 3120{,}9\ kN$

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe y : E_Y**

$E_y = 14\%\ G$

$$E_y = 0{,}14 \times 15604{,}5 = 2184{,}63\ kN$$

❖ Calcul :

Le calcul sera effectué grâce au logiciel Robot Structural Analysis 2013.

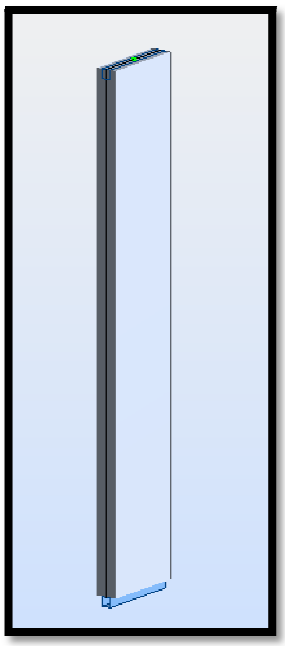

Fig. XII.2: Modèle de calcul.

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues après calcul pour chaque combinaison :

Combinaisons	ELU	ELS	ELA
N_y (kN)	11445,60	8563,00	8563,00
M_y (kN.m)	-2845,37	-1896,91	-19733,60

Tab. XII.1. : Les sollicitations maximales sur la pile.

XII.5.2. Ferraillage de la pile :

Le ferraillage se fera en flexion composée sous sollicitations accidentelles (plus défavorable).

$$\boldsymbol{ELA}\begin{cases} M_A = -19733{,}60\ \textbf{kN.m} \\ N_A = 8563{,}00\ \textbf{kN} \end{cases}$$

❖ Ferraillage longitudinale du voile :

On a comme données :

f_{c28} = 27 MPa, h =1,00 m, b = 4,00 m, c = 0,05 m et d = 0,90 m

Le logiciel BAELR de **SOCOTEC** nous donne une section d'armature supérieure :

$$\boldsymbol{A_s = 400\ cm^2}$$

Soit 50HA32 avec un espacement de 10 cm.

Et une section d'armature inferieure :

$$\boldsymbol{A_i = 78,81\ cm^2}$$

Soit 26HA20 avec un espacement de 20 cm

❖ Condition de non fragilité :

Selon le règlement **BAEL 91,** on a **:**

$$\boldsymbol{A_{s,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}}$$

- f_{tj} =2,2 Mpa
- $f_e = 500\ MPa$
- $b = 4{,}00\ m$
- $h = 1{,}00\ m$
- $d = 0{,}9h = 0{,}9 \times 1{,}00 = 0{,}90\ m$

$$\boldsymbol{A_{s,min} \geq 145,73\ cm^2}$$

$$\boldsymbol{A_{s,min} < A_s}$$

La condition de non fragilité est vérifiée pour les armatures supérieures et pas pour les armatures inferieures.

Par suite, on prendra $\boldsymbol{A_i = 145,73\ cm^2}$ soit 30HA25 avec un espacement de 15 cm.

❖ Ferraillage transversal du voile :

La section d'armature transversale à mettre en place est au moins égale à 0,05% de la section verticale du béton (selon le BAEL91).

$A_t = 0{,}05\% \times H \times b$
$A_t = 0{,}05\% \times 400 \times 100$
$A_t = 20\ cm^2$

Soit $5HA25$ avec un espacement de 20 cm sur les deux faces du voile.

❖ Ferraillage latérale du voile :

On placera 5HA25 avec un espacement de 20 cm.

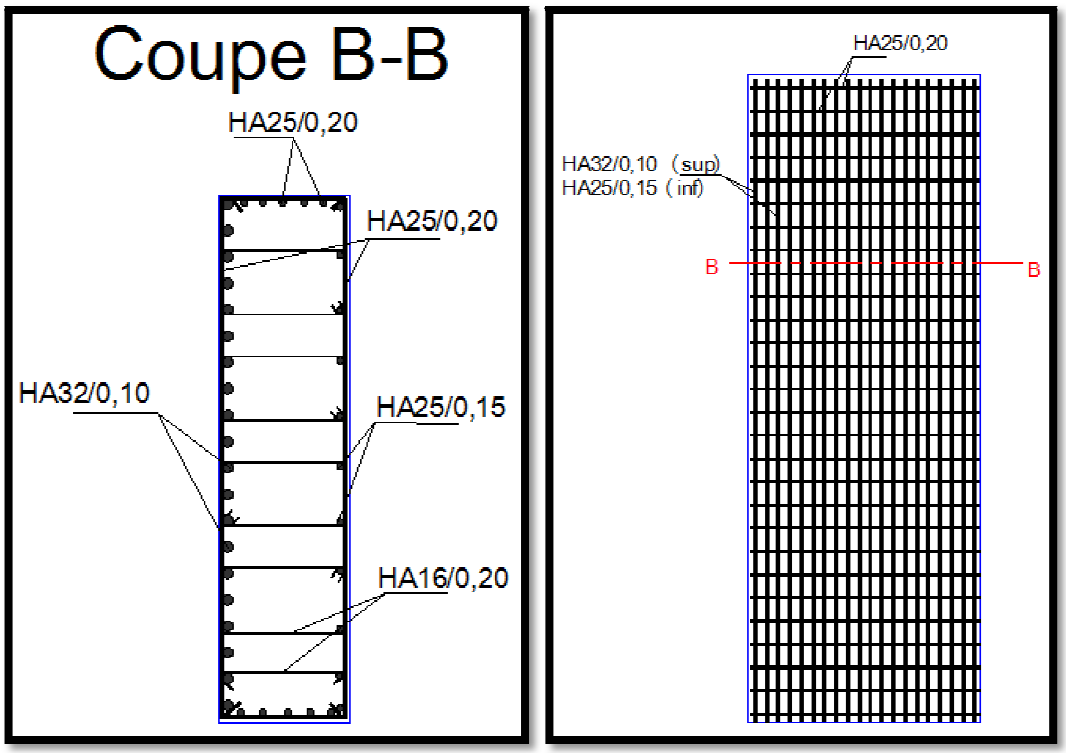

Fig. XII.3: Vue en élévation et en plan du ferraillage de la pile.

XII. 6. Etude de la semelle sous pile : (SETRA, [Réf.7])

La fondation sur laquelle repose la pile est une semelle isolée carrée.

XII.6.1. Dimensions de la semelle :

➢ **Longueur :**

$$L = 12{,}80\ m$$

➢ **Largeur :**

$$B = 12{,}80\ m$$

➢ **La hauteur :**

$$\mathrm{H} = 3{,}00\ \mathrm{m}$$

XII.6.2. Caractéristiques de la semelle :

➢ **Poids propre de la semelle :**

$$\mathrm{G_{semelle}} = 12{,}8 \times 12{,}8 \times 3 \times 2{,}5 = 12288\ \mathrm{kN}$$

XII.6.3. Etude et ferraillage de la semelle :

D'après le document « **SETRA PP73**» la section d'armature transversale inférieure peut être déterminée par la méthode des bielles, si la condition suivante est vérifiée :

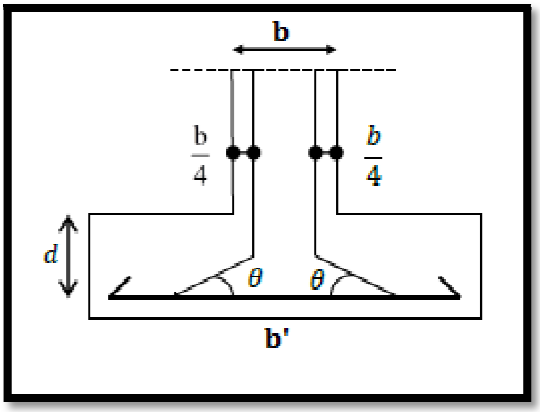

Fig. XII.4 : Semelle isolée [Réf.2].

$$\frac{b' - b}{4} \leq d \leq b' - b$$

Avec : b : largeur du voile,
b': largeur de la semelle,
d : la hauteur utile des armatures.
$\theta = 45°$

D'où :

$$\frac{12{,}80 - 1{,}00}{4} \leq (0{,}9\ x\ 3{,}00) \leq 12{,}80 - 1{,}00$$

$$2{,}65 \leq 2{,}70 \leq 11{,}80$$

La condition est vérifiée, on peut donc appliquer la méthode des bielles.

$$A_s = \frac{N_u}{8} x \frac{B - b}{d\ x\ \sigma_S}$$

Avec :

$b = 1{,}00\ m$
$B = 12{,}80\ m$
$h = 3{,}00\ m$
$d = 2{,}70\ m$
$R_{max} = N_u = 11445{,}60$ kN
$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 333{,}33\ MPa$

Armatures transversales inferieures :

$$A_s = \frac{11{,}45}{8} x \frac{12{,}80 - 1{,}00}{2{,}70\ x\ 333{,}33}$$

$$A_s = 188\ cm^2$$

Alors la section adoptée sera 40HA25 avec un espacement de 30 cm.

Armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A_s}{4}$$

$$A_R = 47\ cm^2$$

Soit 15HA20 avec un espacement de 20 cm.

Armatures de construction :

Armatures transversales supérieures:

$$A_{ts} = \frac{A_s}{10} = \frac{188}{10} = 18{,}80\ cm^2$$

Soit 10HA16 avec un espacement de 0,20 m.

Armatures longitudinales supérieures:

$$A_{ls} = \frac{A_R}{3} = \frac{47}{3} = 15{,}67\ cm^2$$

Soit des cadres 8HA16 avec un espacement de 0,20 m.

Armatures latérales :

$$A_l = \frac{A_s}{10} = \frac{188}{10} = 18{,}8\ cm^2$$

Soit des cadres HA14 avec un espacement de 0,20 m.

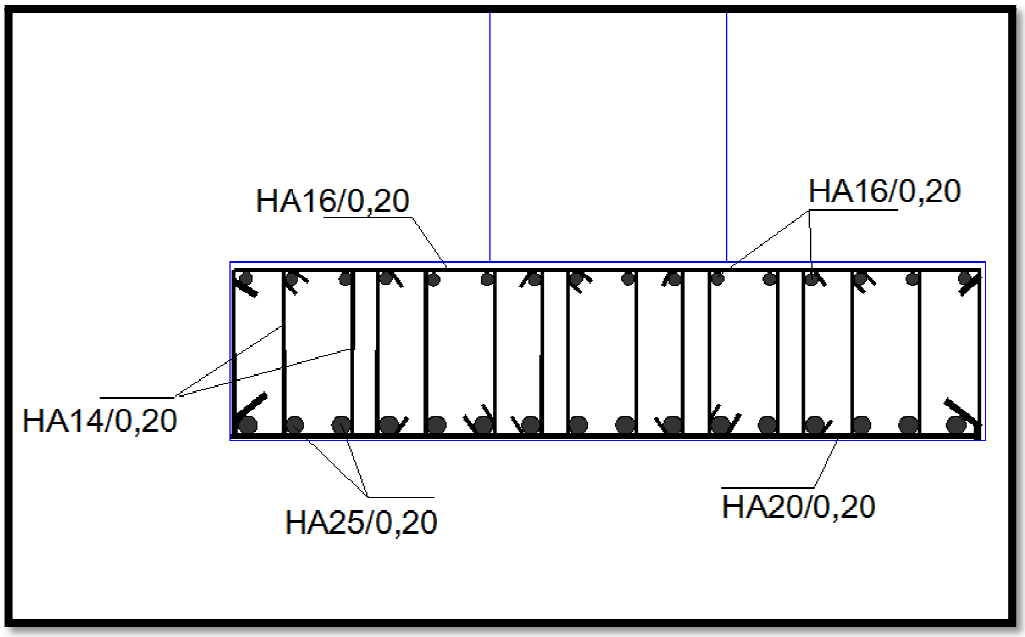

Fig. XII.5: Ferraillage de la semelle.

Chapitre XIII

Etude de la culée

Introduction :

La culée est un élément fondamental du pont. Le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et les remblais (ou le terrain naturel), une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier, une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges sur remblais.
Le choix de la morphologie d'une culée ne peut se faire que progressivement, il résulte d'une synthèse englobant à la fois :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

XIII. 1. Choix de la morphologie :

Il existe différents types de culée :

- **Culée remblayée :** assure à la fois une fonction porteuse et une fonction de soutènement du remblai mais sa hauteur doit être limitée à une dizaine de mètre. Utilisées lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier.

- **Culée enterrée :** sa structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elle assure principalement une fonction porteuse car elle est relativement peu sollicitée par les efforts de poussée des terres.

- **Culée creuse :** possède un aspect extérieur fermé, les fonctions porteuses et de soutènement sont dissociées.

Les culées contrepoids et en terre armée sont d'un usage peu fréquent et leur conception varie d'un ouvrage à un autre.

Dans le cas de notre ouvrage, on a opté pour une culée enterrée, elle offre une plus grande simplicité de conception et de réalisation.

On peut diviser la culée en différents éléments :

- **Le mur de front** : sur lequel repose l'about du tablier.
- **Le mur garde grève :** séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.
- **Les murets-caches :** protéger les appareils d'appuis des terres.
- **Les murs en retour :** n'ont pas de rôle mécanique ou fonctionnel, leur présence résulte de l'intention de faire apparaitre la structure des appuis d'extrémité.
- **Dalle de transition :** qui limite les tassements de la chaussée et assure le confort des usagers lors du déplacement d'un milieu souple (corps de chaussée) à un milieu rigide (pont).
- **Corbeau arrière :** sur lequel s'appui la dalle de transition.

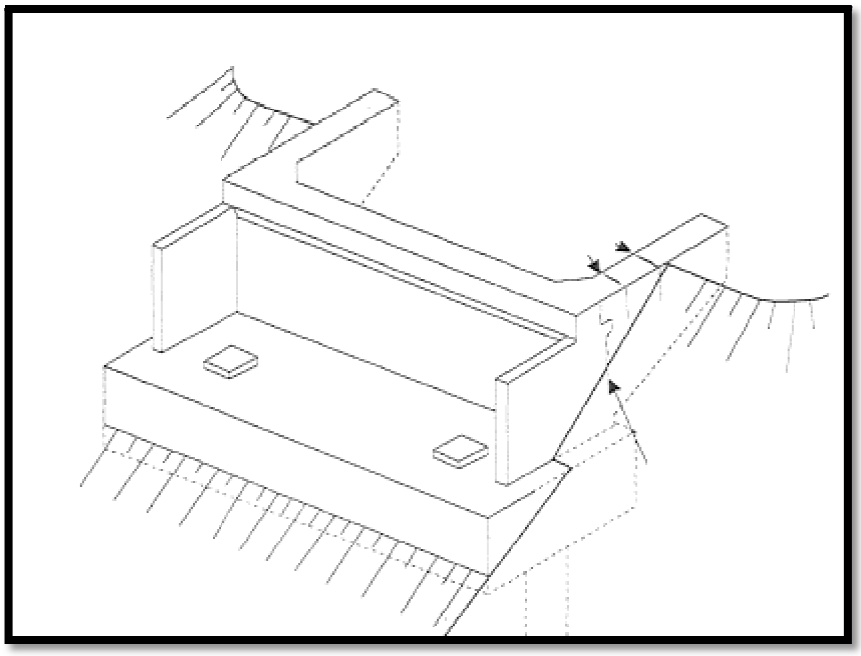

Fig. XIII.1 : Culée enterrée [Réf.7].

XIII. 2. Implantation de la culée :

De par sa conception, une culée enterrée suppose une implantation en retrait par rapport à la brèche à franchir du fait de la présence des talus des remblais.

La hauteur d'une culée est évaluée simplement par la formule suivante :

$$H_{culée} = H_{cote\ projet} - H_{cote\ fondation}$$

L'ensemble des cotes définissants la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

	Culée gauche (vers Bouira)	Culée droite (vers Tizi Ouzou)
Cote projet (m)	250,31	240,40
Cote fondation (base) (m)	241,11	231,18
Hauteur de la culée (m)	9,2	9,22
Hauteur du mur de front (m)	6,7	6,72

Tab. XIII.1 : Implantation de la culée.

XIII. 3. Pré dimensionnement de la culée : (SETRA, [Réf.7])

Le pré dimensionnement de la culée se fera uniquement pour la culée la plus haute (culée de 9,22 m vers Tizi Ouzou).

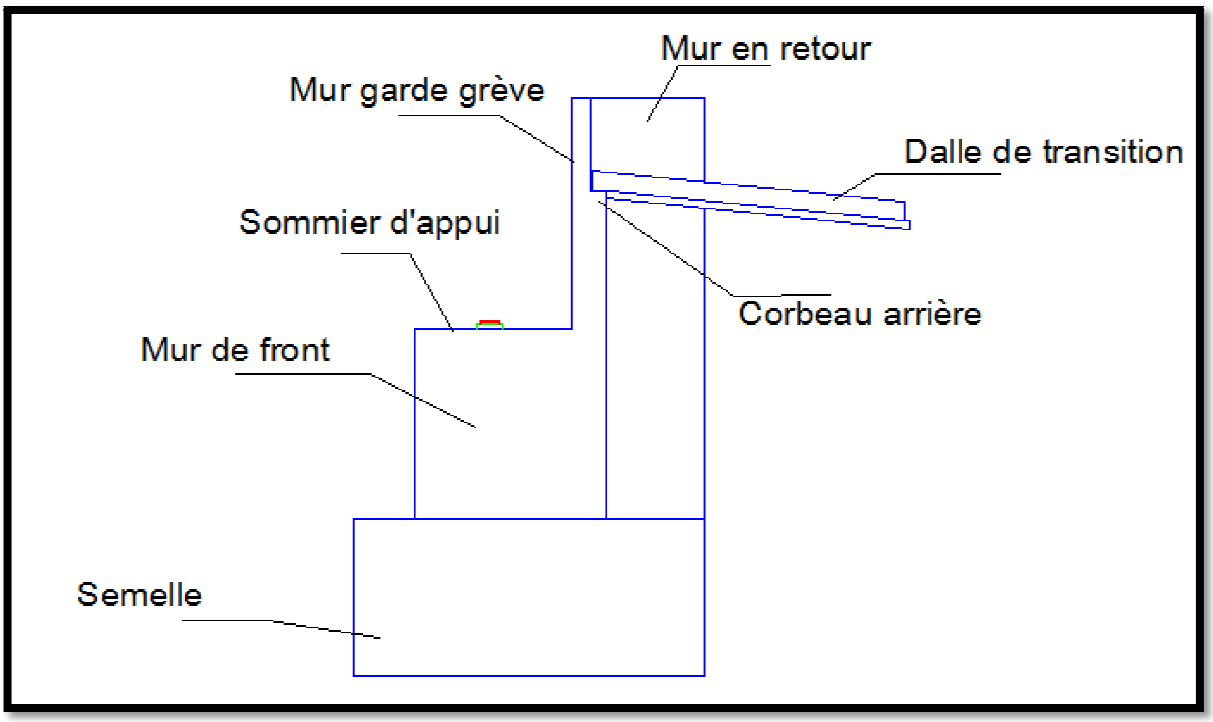

Fig. XIII.2 : Eléments d'une culée enterrée.

XIII. 3.1. Mur de garde grève :

- La hauteur est déduite comme suit :

$$H = H_{Voussoir\ sur\ culée} + H_{appareil\ d'appui} + H_{dé\ d'appui}$$

$$H = 3{,}00 + 0{,}153 + 0{,}5$$

$$H = 3{,}70\ m$$

- L'épaisseur du mur est : $e = \sup\left(0{,}30\ m\ ;\ \frac{H}{8}\right) = \sup\ (0{,}30\ m; 0{,}47\ m)$

$$e = 0{,}50\ m$$

- La longueur du mur est : L = 13 m.

XIII. 3.2. Mur de front :

- La hauteur du mur de front est :

$$H = H_{culée} - H_{semelle} - H_{mur\ de\ front}$$

$$H = 9{,}22 - 2{,}50 - 3{,}70$$

$$H = 3{,}00\ m$$

- L'épaisseur du mur est : $e = 3{,}05\ m$
- La longueur du mur est : L = 13 m.

XIII. 3.3. Murets - caches:

- La hauteur des murets – caches est :

$$H = H_{mur\ de\ garde\ grève}$$

$$H = 3{,}70\ m$$

- L'épaisseur des murets est :

$$e = 0{,}50\ m$$

- La longueur des murets est : L = 2,50 m.

XIII. 3.4. Murs en retour:

- La hauteur du mur en retour est :

$$H = H_{mur\ de\ front} + H_{mur\ garde\ grève}$$

$$H = 6{,}70\ m$$

- L'épaisseur du mur est : $e = 0{,}40\ m$
- La longueur du mur est : L = 1,80 m.

XIII. 3.5. Dalle de transition:

- La largeur de la dalle de transition est :

$$l = \inf\ (6{,}00\ m\ ; \sup\ (3{,}00\ m;\ 0{,}6H))$$

$$l = \inf\ (6{,}00\ m\ ; \sup\ (3{,}00\ m;\ 0{,}6\ x\ 9{,}22\ m\ ))$$

$$l = 5{,}00\ m$$

- La longueur de la dalle de transition est :

$$L = 13{,}00\ m$$

- L'épaisseur de la dalle est : $e = 0{,}30\ m$
- L'inclinaison de la dalle est de 3%.

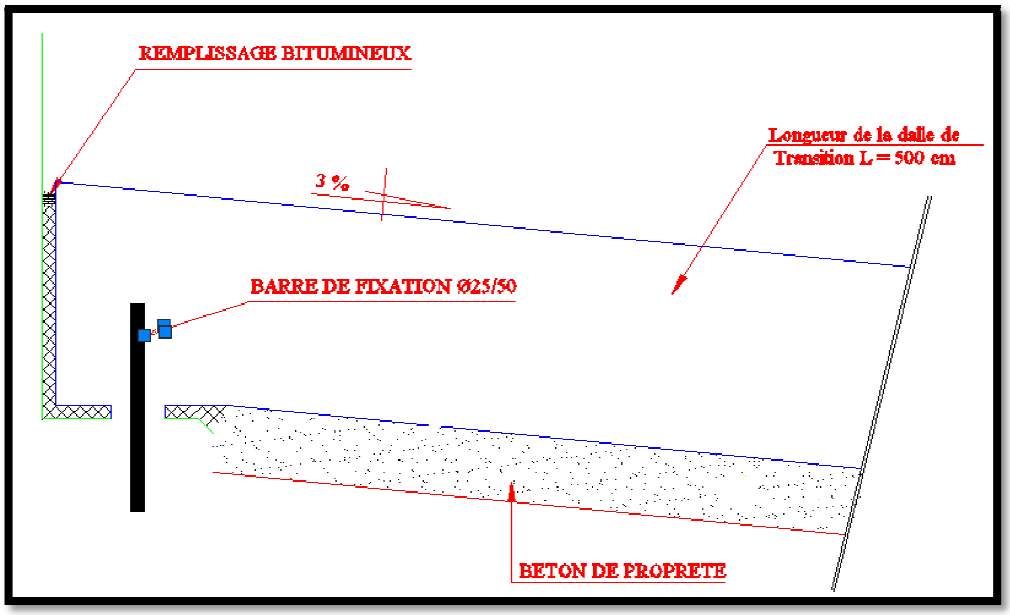

Fig. XIII.3 : Détail de la dalle de transition.

XIII. 3.6. La semelle :

- La longueur de la semelle est :

$$L = L_{mur\ de\ front} + 2\ x\ 0{,}40\ m$$

$$L = 13{,}00 + 0{,}80$$

$$L = 13{,}80\ m$$

- La largeur de la semelle est :

$$l = 5{,}60\ m$$

- L'épaisseur de la semelle est :

$$e = 2{,}50\ m$$

XIII. 3.7. Le 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 pace des vérins pour changer ces derniers.

- La longueur du sommier est :

$$L = L_{mur\ de\ front} - 2\ x\ e_{murets-caches}$$

$$L = 13{,}00 - 2\ x\ 0{,}50$$

$$L = 12{,}00\ m$$

- La largeur du sommier est :

$$l = 2{,}50\ m$$

XIII. 3.8. Le corbeau arrière :

- La longueur du corbeau arrière est :

$$L = 13{,}00\ m$$

- La largeur du corbeau arrière est :

$$l = 0{,}25\ m$$

Les dimensions de la culée sont représentées dans le schéma suivant:

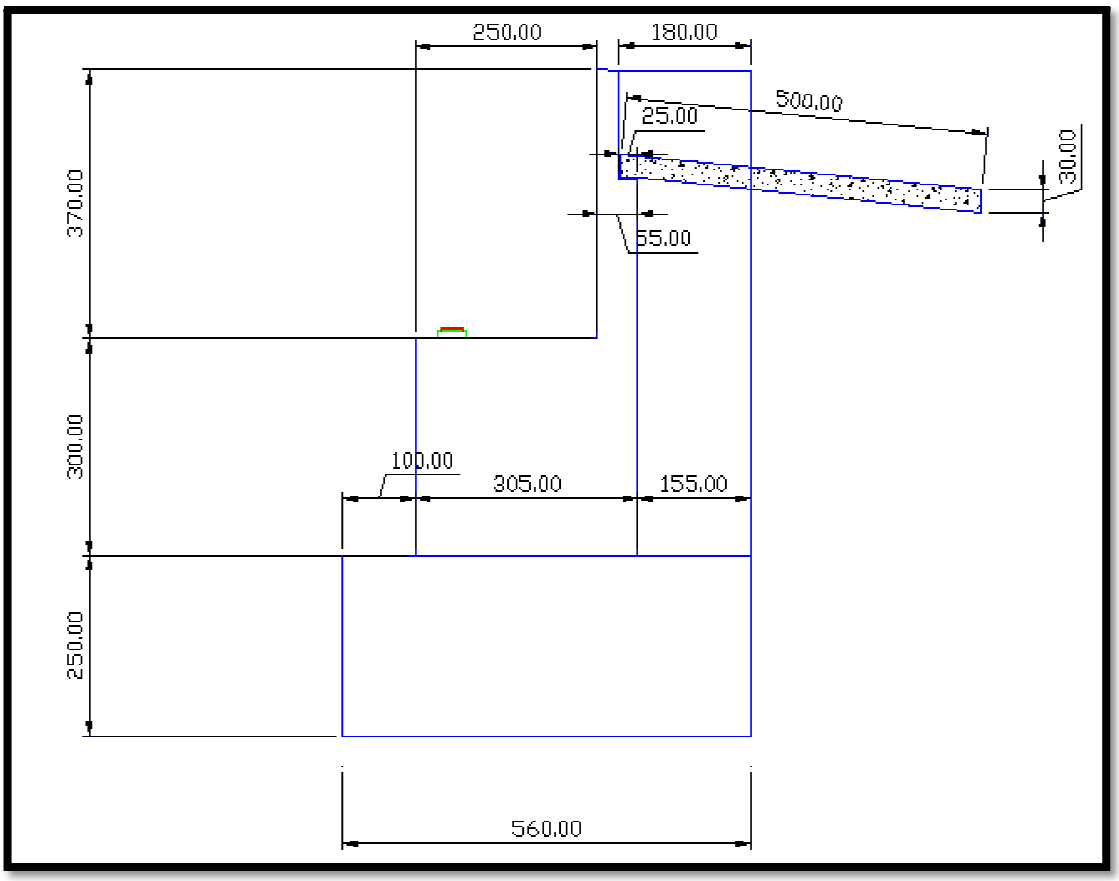

Fig. XIII.4 : Dimensions de la culée.

XIII. 4. Efforts sollicitant la culée : (SETRA, [Réf.7])

Le présent chapitre s'occupera de la vérification de la stabilité interne des éléments de la superstructure des culées, en faisant :

- Un dimensionnement sous charges de service,
- Un dimensionnement sous charges sismiques.

On choisira au final le dimensionnement le plus défavorable.

XIII. 4.1. Caractéristiques des matériaux de la culée :

Béton constituant la culée :

- $f_{c28} = 27\ MPa$
- $f_{t28} = 2{,}2\ MPa$
- $\gamma_b = 25\ kN/m^3$

Aciers d'armatures : FeE500 ($\gamma_s = 1{,}15$, fissuration prejudiciable)

Remblais :

- Densité $\gamma = 20$ kN /m^3
- Angle de frottement interne $\phi = 30°$
- Coefficient de poussée active des remblais :

$$K_a = tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right)$$

$$K_a = 0{,}333$$

- Coefficient de poussée active dynamique (sismique) des remblais :

$$K_{ad} = \frac{cos^2(\phi - \theta)}{cos^2\theta\left[1 + \sqrt{\frac{sin\phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{cos\theta cos\beta}}\right]^2}$$

Avec :

$k_h = A\ (coefficient\ d'acceleration\ de\ zone) = 0{,}25$

$k_v = 0{,}3\ k_h = 0{,}075$

$\theta = arctg\left(\frac{k_h}{1+k_v}\right) = 13{,}09°$

$\beta = Angle\ de\ la\ surface\ du\ remblai\ sur\ l'horizontal = 0°$

$$K_{ad} = \frac{cos^2(30-13{,}09)}{cos^2(13{,}09)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(30)\sin(30-13{,}09)}{\cos(13{,}09)\cos(0)}}\right]^2}$$

$K_{ad} = 0{,}502$

XIII. 4.2. Poussée des remblais :

- La poussée des terres dans les conditions normales est donnée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{1}{2}\ K_a\ \gamma\ h^2 \text{ (exercée à 1/3 de la base du mur)}$$

- Si une surcharge uniformément repartie (12 kN/m²) est appliquée sur le remblai :

$$P_{aq} = K_a\ q\ h \text{ (exercée à mi hauteur).}$$

- En cas de séisme, la poussée dynamique due au remblai (exercée à mi hauteur) vaut :

$$P_{ad} = \frac{1}{2}\ K_{ad}\ \gamma\ h^2(1 \pm k_v)$$

- Et la poussée dynamique due à la surcharge vaut :

$$P_{ad(q)} = qhK_{ad}\ (1 \pm k_v)$$

XIII. 4.3. Efforts agissant sur les différents éléments de la culée :

Les résultats seront présentés dans les tableaux suivants :

	Poids propre P (kN)	**Bras de levier Y (m)**	**Moment stabilisateur M_s (kN.m)**
Mur garde grève	360,75	3,78	1363,64
Mur de front	2973,75	2,53	7523,59
Murets - cache	115,63	2,25	260,16
Mur en retour	120,60	4,83	582,50
Dalle de transition	487,50	6,30	3071,25
Semelle	4830,00	2,80	13524,00
Corbeau arrière	178,75	3,90	697,13
Poids des terres sur la dalle de transition	1950,00	6,30	12285,00
Poids des terres sur la semelle	2700,10	4,90	13230,49
			52537,74

Tab. XIII.2 : Efforts dus aux charges permanentes.

	Valeurs en kN	Bras de levier Z (m)	Moment renversant Mr (kN.m)
Poussée des terres	281,85	3,07	864,34
Poussée due aux surcharges	36,76	4,60	169,11
Poussée dynamique ($+k_v$)	456,76	4,60	2101,09
Poussée dynamique ($-k_v$)	393,03	4,60	1807,92
Poussée dynamique due à la surcharge ($+k_v$)	59,58	4,60	274,06
Poussée dynamique due à la surcharge ($-k_v$)	51,26	4,60	235,82

Tab. XIII.3 : Efforts dus aux poussées des terres.

XIII. 4.4. Vérification de la stabilité de la culée :

La vérification de la stabilité d'une culée est la même que celle d'un mur de soutènement, cela revient à vérifier la stabilité au renversement et la stabilité au glissement :

- **Stabilité au renversement :**

Condition normale : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$

Condition sismique : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}3$

- **Stabilité au glissement :**

Condition normale : $\frac{w\ tan\phi}{P} \geq 1{,}5$

Condition sismique : $\frac{W\ tan\phi}{P} \geq 1{,}2$

Avec : W : poids du mur,
P : effort de poussée.

Cas	W (kN)	P (kN)	M_r (kN.m)	M_s (kN.m)	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{W \tan\phi}{P}$
Condition normale	13717,08	318,61	1033,45	52537,74	50,84	24,84
Condition sismique ($+k_v$)	13717,08	516,34	2375,15	52537,74	22,12	15,33
Condition sismique ($-k_v$)	13717,08	444,29	2043,73	52537,74	25,71	17,81

Tab. XIII.4 : Vérification de la stabilité de la culée.

On remarque que la stabilité de la culée est assurée (largement) dans les différents cas.

XIII. 5. Calcul du ferraillage des éléments de la culée : (SETRA, [Réf.7])

XIII. 5.1. Mur garde grève :

- **Efforts agissant sur le mur garde grève :**

Poussée du remblai : $P_a = \frac{1}{2}\ K_a\ \gamma\ h^2 = \frac{1}{2}\ x\ 0{,}333\ x\ 20\ x\ 3{,}70^2 = 45{,}60\ kN$

$$M_P = P_a \frac{h}{3} = 45{,}60\ x\ \frac{3{,}70}{3} = 56{,}22\ kN.m$$

Poussée due aux charges locales :

D'après les documents de la "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions de type B_c (poussée des charges locales) est la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de **60** kN chacune, placées d'une manière telle, que les rectangles d'impact sont en contact avec le mur garde grève.
Les charges réelles (02 roues de 60 kN distantes de 0,5 m) sont remplacées par une charge équivalente uniforme de 120 kN repartie sur un rectangle de $(0{,}25m \times 0{,}75m)$.

Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se repartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

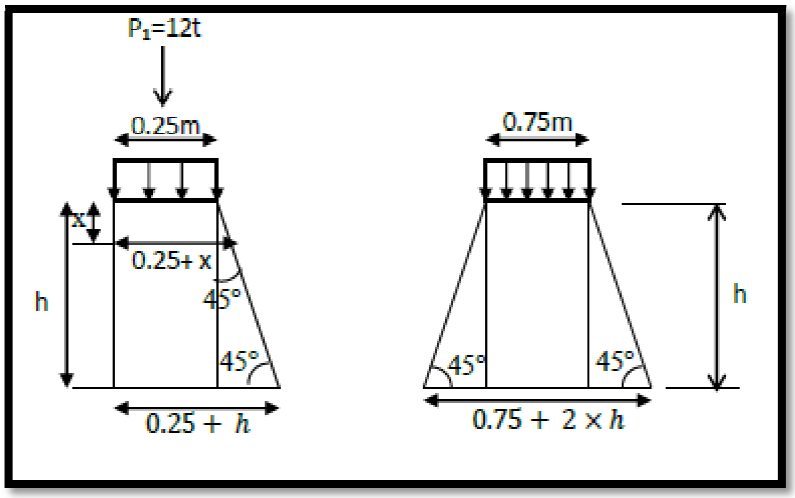

Fig. XIII.5 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur [Réf.7].

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_{CL} = \frac{12K}{0{,}75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{0{,}25 + x} dx$$

Avec : $K = K_a \; x \; b_c \; x \; \delta \; x \; \gamma'$

$K_a = 0{,}333$

$b_c = 0{,}95$ (pont de 1ère classe avec trois voies chargées)

$\delta = 1$ (coefficient de majoration dynamique d'une charge sur remblai)

$\gamma' = \begin{cases} 1{,}6 \text{ à } l'ELU \\ 1{,}2 \text{ à } l'ELS \end{cases}$

Selon les documents de la SETRA, pour h = 3,70 m, $\frac{M_{CL}}{K} = 94{,}9$

$$M_{CL} = 94{,}9 \; (0{,}333 \; x \; 0{,}95 \; x \; 1 \; x \; \gamma')$$

$$M_{CL} = 30{,}02 \; \gamma'$$

Force de freinage d'un camion de type B_c :

La force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue de l'essieu arrière soit 60 kN.
Le moment dû au freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{60h}{0{,}25 + 2h} \gamma'$$

$$M_f = \frac{60\ x\ 3{,}70}{0{,}25 + 2x3{,}70}\ \gamma'$$

$$M_f = 29{,}02\ \gamma'$$

Le moment total à l'encastrement vaudra :

A l'ELU :

$$M_{ult} = 1{,}35M_P + 1{,}6M_{CL} + 1{,}6M_f$$

$$M_{ult} = 1{,}35\ x\ 56{,}22 + 1{,}6\ x\ 30{,}02 + 1{,}6\ x\ 29{,}02$$

$$M_{ult} = 170{,}36\ kN.m$$

A l'ELS :

$$M_{SER} = M_P + 1{,}2M_{CL} + 1{,}2M_f$$

$$M_{SER} = 56{,}22 + 1{,}2\ x\ 30{,}02 + 1{,}2\ x\ 29{,}02$$

$$M_{SER} = 127{,}07\ kN.m$$

- **Ferraillage du mur garde grève :**

Ce ferraillage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle.
Le mur garde grève est sollicité en flexion simple et les fissurations sont considérées comme préjudiciables.
On a comme données :

$\mathbf{f_{c28}} = 27\ MPa$; $\mathbf{h} = 0{,}50\ m$; $\mathbf{b} = 1\ m$, $\mathbf{c} = 0{,}05\ m$ et $\mathbf{d} = 0{,}45\ m$

La section d'armature trouvée, grâce au logiciel BAELR de SOCOTEC est la suivante :

$$A_S = 8{,}97\ cm^2$$

Soit 5HA16 avec un espacement de 20 cm sur la face arrière.

Soit 5HA14 avec un espacement de 20 cm sur la face avant.

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{bd} \geq 0{,}23\ \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0{,}23\frac{f_{t28}}{f_e}bd$$

$$A_{min} = 0{,}23x\frac{2{,}22}{500}x1{,}00x0{,}45$$

$$A_{min} = 4{,}6\ cm^2$$

Donc la condition est vérifiée $A_S < A_{min}$.

Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_S}{3}$$

$$A_R = \frac{8{,}97}{3}$$

$$A_R = 3{,}0\ cm^2$$

Soit des HA10 avec un espacement de 15 cm sur les deux faces.

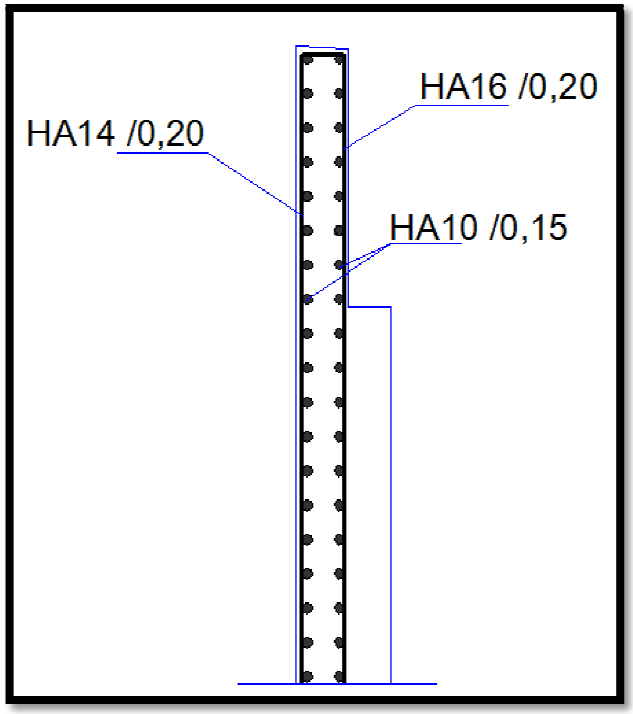

Fig. XIII.6 : Ferraillage du mur garde grève.

XIII. 5.2. Dalle de transition :

- **Efforts agissant sur 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.
Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet :

- Poids propre de la dalle : $25 \times 1{,}00 \times 0{,}30 = 7{,}5\ kN/ml$
- Revêtement : $22 \times 0{,}08 \times 1{,}00 = 1{,}76\ kN/ml$
- Remblai : $20 \times 1{,}50 \times 1{,}00 = 30\ kN/ml.$
- Surcharges sur remblai : $12\ kN/ml$

A l'ELU :

$$M_{ult} = 1{,}35\ x\ \frac{(7{,}5 + 1{,}76 + 30)\ x\ 5^2}{8} + 1{,}6\ x\ 12\ x \frac{5^2}{8}$$

$$M_{ult} = 225{,}63\ kN.m$$

$$T_{ult} = 1{,}35\ x\ \frac{(7{,}5 + 1{,}76 + 30)\ x\ 5}{2} + 1{,}6\ x\ 12\ x\ \frac{5}{2}$$

$$T_{ult} = 180{,}50\ kN$$

A l'ELS :

$$M_{ser} = \frac{(7{,}5 + 1{,}76 + 30)\ x\ 5^2}{8} + 1{,}2\ x\ 12\ x \frac{5^2}{8}$$

$$M_{ser} = 167{,}69\ kN.m$$

$$T_{ser} = \frac{(7{,}5 + 1{,}76 + 30)\ x\ 5}{2} + 1{,}2\ x\ 12\ x \frac{5}{2}$$

$$T_{ser} = 134{,}15\ kN$$

- **Ferraillage de la dalle de transition :**

La dalle travaille en flexion simple, elle repose sur le corbeau et le remblai.

On a comme données :

$\mathbf{f_{c28}} = 27\ MPa$; $\mathbf{h} = 0{,}30\ m$; $\mathbf{b} = 1{,}00\ m$, $\mathbf{c} = 0{,}05\ m$ et $\mathbf{d} = 0{,}27\ m$

La section d'armature trouvée, grâce au logiciel BAELR de SOCOTEC est la suivante :

$$A_S = 24{,}17cm^2$$

Soit 6HA25 avec un espacement de 15 cm pour la nappe inférieure.

Soit 6HA14 avec un espacement de 15 cm pour la nappe supérieure.

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{bd} \geq 0{,}23\ \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0{,}23\frac{f_{t28}}{f_e}bd$$

$$A_{min} = 0{,}23x\frac{2{,}22}{500}x1{,}00x0{,}27$$

$$A_{min} = 2{,}6\ cm^2$$

Donc la condition est vérifiée : $A_S < A_{min}$.

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

Avec $\tau = \frac{T_{ult}}{bd} = \frac{0{,}181}{1{,}00\ x\ 0{,}25} = 0{,}72\ MPa$

$\bar{\tau} = min(0{,}10f_{c28}, 4\ MPa) = 2{,}7\ MPa$

Donc la condition est vérifiée :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{Tmin}}{S_T} \leq \frac{0{,}4b}{f_e}$$

$$A_{Tmin} = \frac{0{,}4bS_T}{f_e}$$

$$A_{Tmin} = \frac{0{,}4\ x\ 1{,}00\ x\ 0{,}20}{500}$$

$$A_{Tmin} = 1{,}6\ cm^2$$

Soit 5HA14 avec un espacement de 20 cm sur les deux faces supérieures et inferieures.

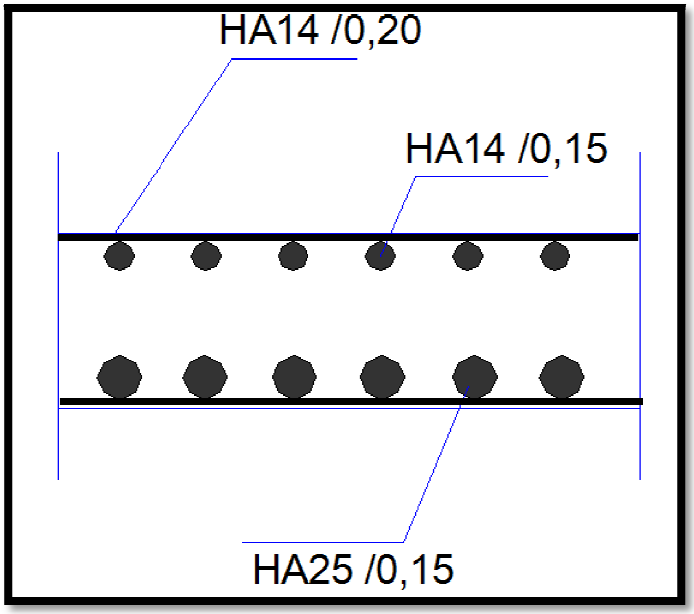

Fig. XIII.7 : Ferraillage de la dalle de transition.

XIII. 5.3. Corbeau arrière :

Le corbeau sert d'appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

D'après les documents (SETRA, [Réf.7]), le ferraillage du corbeau d'appui est réalisé par des armatures de HA10 espacées de 10 cm et des goujons de HA25, qui servent de fixation à la dalle de transition, placés tous les 0,50 m.

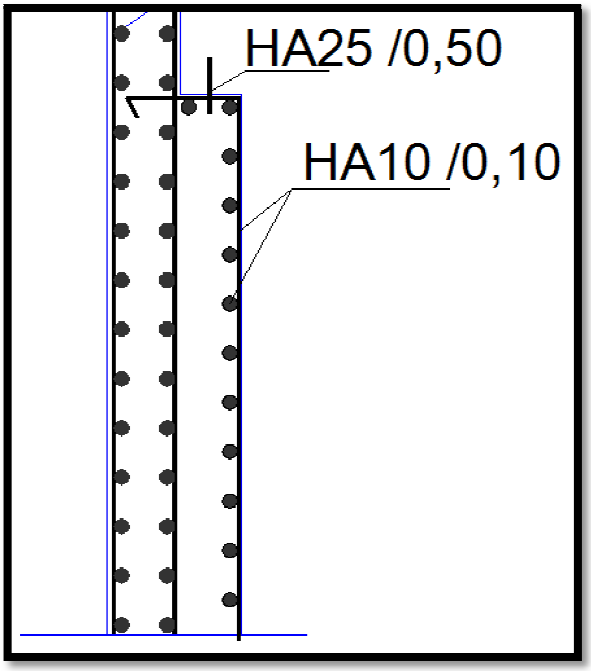

Fig. XIII.8 : Ferraillage du corbeau arrière.

XIII. 5.4. Mur en retour :

Le mur en retour est supposé encastré sur ses deux cotés et il est sollicité par les charges suivantes :

- Poids propre du mur.
- Poussée horizontale des terres.
- Des charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur qui comprennent une charge verticale de 40 kN et une charge horizontale de 20 kN.

- **Efforts agissant sur le mur en retour :**

Efforts horizontaux :

Poussée des terres : $P_a = \frac{1}{2}\ K_a\ \gamma\ h^2 = \frac{1}{2}\ x\ 0{,}333\ x\ 20\ x\ 6{,}70^2 = 149{,}50\ kN$

Charge concentrée : $F_h = 20\ kN$

Détermination des moments :

Poussée des terres : $M_P = P_a\ x\ \frac{h}{3} = 149{,}50\ x\ \frac{6{,}70}{3} = 2{,}23\ kN.m$

Charge concentrée : $M_F = F_h\ x\ h = 20\ x\ 6{,}70 = 134\ kN.m$

A l'ELU :

$$M_{ult} = 1{,}35\ M_P + 1{,}6\ M_F$$
$$M_{ult} = 217{,}41\ kN.m$$

A l'ELS :

$$M_{ser} = M_P + 1{,}2\ M_F$$

$$M_{ser} = 163{,}03\ kN.m$$

- **Ferraillage du mur en retour:**

Le mur en retour travaille en flexion simple.

On a comme données :

$\mathbf{f_{c28}} = 27$ MPa; $\mathbf{h} = 0{,}40$ m ; $\mathbf{b} = 1{,}00$ m; $\mathbf{c} = 0{,}05$ m $\mathbf{d} = 0{,}36\ m$

La section d'armature trouvée, grâce au logiciel BAELR de SOCOTEC est la suivante :

$$A_S = 15{,}26\ cm^2$$

Soit 5HA20 avec un espacement de 20 cm pour la nappe intérieure.

Soit 5HA14 avec un espacement de 20 cm pour la nappe extérieure.

Armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A_S}{3}$$

$$A_R = \frac{15{,}26}{3}$$

$$A_R = 5{,}1\ cm^2$$

Soit des HA12 avec un espacement de 20 cm sur les deux faces.

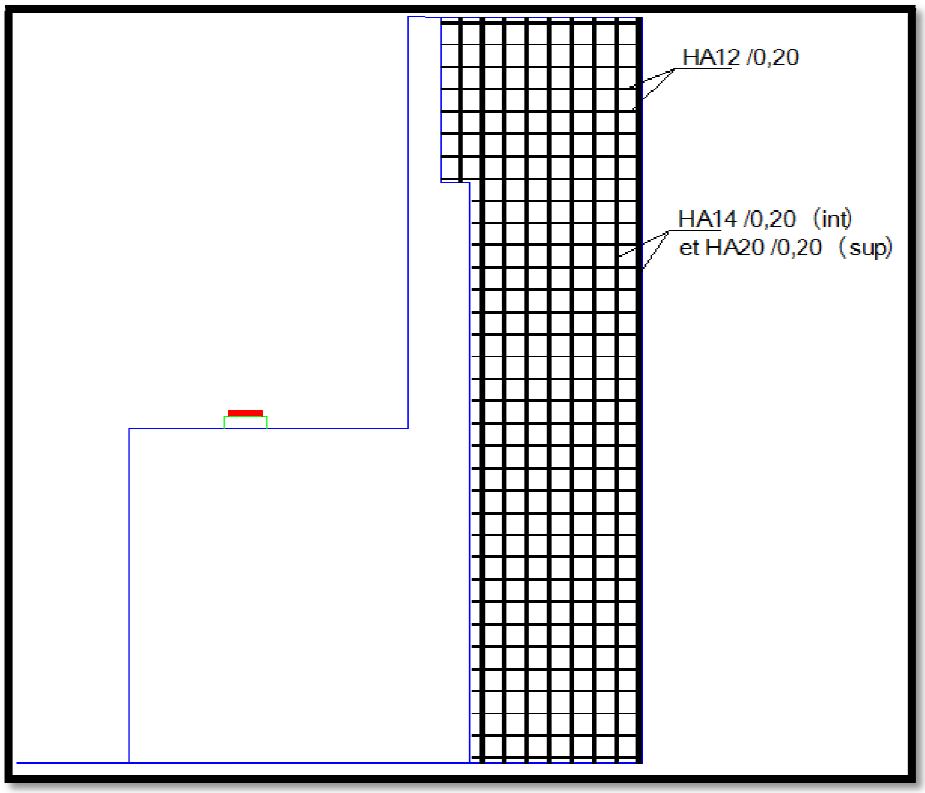

Fig. XIII.9 : Ferraillage des murs en retour.

XIII. 5.5. Mur de front :

Il est constitué d'un voile frontal supportant le tablier, il sert aussi à supporter les remblais ainsi qu'à assurer la transmission des efforts à la semelle. Il est encastré sur les deux cotés et à la base sur la semelle.

- **Efforts agissant sur le mur de front :**

- Poids propre du mur de front,
- Poids du tablier,
- Poids du corbeau,
- Poids du mur garde grève,
- Poids des murets - caches,
- Poids des murs en retour,
- Poids de la dalle de transition,
- Poids des terres sur dalle de transition,
- Poussée des terres,
- Poussée dynamique,
- Surcharges sur remblai.

	Poids propre P (kN)	**Bras de levier Y (m)**	**Moment stabilisateur M_s (kN.m)**
Poids du tablier	10470,00	1,53	16019,10
Mur garde grève	360,75	2,90	1046,18
Mur de front	2973,75	1,53	4549,84
Murets - cache	231,25	1,53	353,81
Mur en retour	241,20	3,83	923,80
Dalle de transition	487,50	5,55	2705,63
Corbeau arrière	178,75	3,48	622,05
Poids des terres sur la dalle de transition	1950,00	5,55	10822,50
			37042,90

Tab. XIII.5 : valeurs des moments dus aux charges verticales.

	Valeurs en kN	Bras de levier Z (m)	Moment renversant M_r (kN.m)
Poussée des terres	281,85	3,07	864,34
Poussée due aux surcharges	36,76	4,60	169,11
Poussée dynamique ($+k_v$)	456,76	4,60	2101,09
Poussée dynamique ($-k_v$)	393,03	4,60	1807,92
Poussée dynamique due aux surcharges ($+k_v$)	59,58	4,60	274,06
Poussée dynamique due aux surcharge ($-k_v$)	51,26	4,60	235,82

Tab. XIII.6 : valeurs des moments dus aux charges horizontales.

Le calcul se fera pour un mètre linéaire.

Condition normale :

Effort normal : $N = \Sigma P_{verticale} = 16893{,}20\ kN$

A l'ELS : $N_{ser} = \frac{16893{,}20}{13} = 1299{,}48\ kN$

A l'ELU : $N_{ult} = 1{,}35\ x\ 1299{,}48 = 1754{,}29\ kN$

Moment : $M = \Sigma M_s - \Sigma M_R = 37042{,}90 - 1033{,}45 = 36009{,}45\ kN.m$

A l'ELS : $M_{ser} = \frac{36009{,}45}{13} = 2769{,}96\ kN.m$

A l'ELU : $M_{ult} = 1{,}35\ x\ 2769{,}96 = 3739{,}45\ kN.m$

Condition sismique :

Effort normal : $N = \Sigma P_{propre} = 16893{,}20\ kN$

A l'ELS : $N_{ser} = \frac{16893{,}20}{13} = 1299{,}48\ kN$

A l'ELU : $N_{ult} = 1{,}35\ x\ 1299{,}48 = 1754{,}29\ kN$

Moment : $M = \Sigma M_s - \Sigma M_R = 37042{,}90 - 2375{,}15 = 34667{,}75\ kN.m$

A l'ELS : $M_{ser} = \frac{34667{,}75}{13} = 2666{,}75\ kN.m$

A l'ELU : $M_{ult} = 1{,}35\ x\ 2666{,}75 = 3600{,}11\ kN$.m

	ELU		ELS	
	Condition normale	**Condition sismique**	**Condition normale**	**Condition sismique**
N (kN)	1754,29	1754,29	1299,48	1299,48
M (kN.m)	3739,45	3600,11	2769,96	2666,75

Tab. XIII.7 : Sollicitations à la base du mur de front.

- **Ferraillage du mur de front:**

Le mur de front travaille en flexion composée.

On a comme données :

$\mathbf{f_{c28}} = 27$ MPa ; $\mathbf{h} = 3{,}05$ m ; $\mathbf{b} = 1{,}00$ m ; $\mathbf{c} = 0{,}05$ m et $\mathbf{d} = 2{,}75$ m

La section d'armature trouvée, grâce au logiciel BAELR de SOCOTEC est la suivante :

$$A_S = 15{,}26\ cm^2$$

Soit 5HA16 avec un espacement de 20 cm pour la nappe intérieure.

Soit 5HA14 avec un espacement de 20 cm pour la nappe extérieure.

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{bd} \geq 0{,}23\ \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0{,}23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd$$

$$A_{min} = 0{,}23x \frac{2{,}22}{500} x1{,}00x2{,}75$$

$$A_{min} = 30{,}64\ cm^2$$

Donc la condition n'est pas vérifiée : $A_S < A_{min}$.

La nouvelle section d'armatures sera alors :

$$A_{min} = 30{,}64\ cm^2$$

Soit 5HA25 avec un espacement de 20 cm pour la nappe intérieure.

Soit 5HA20 avec un espacement de 20 cm pour la nappe extérieure.

Armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A_S}{3}$$

$$A_R = \frac{30{,}64}{3}$$

$$A_R = 15{,}32\ cm^2$$

Soit des HA20 avec un espacement de 20 cm sur les deux faces.

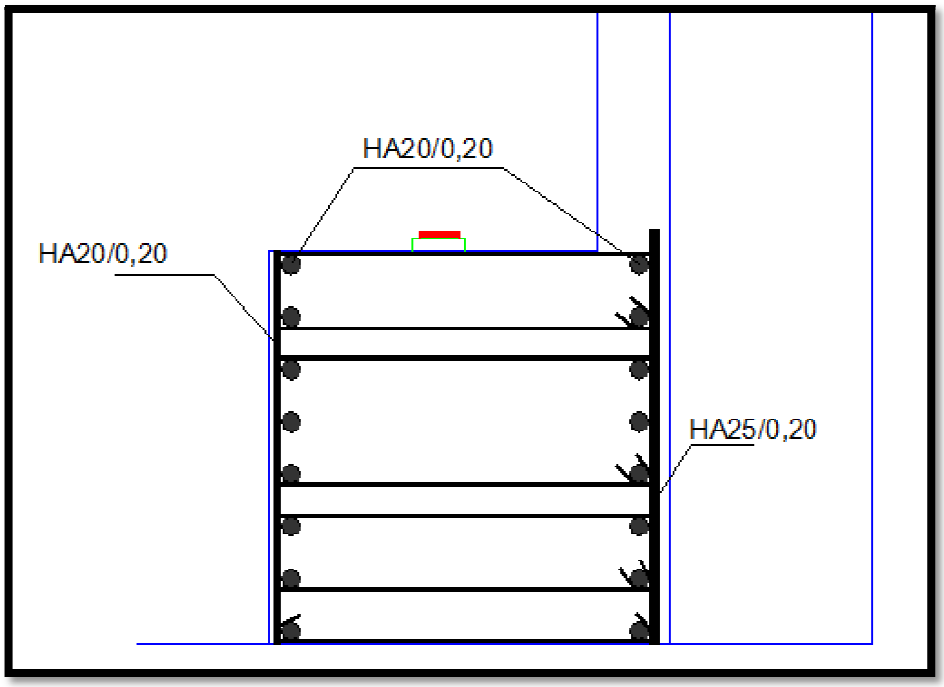

Fig. XIII.10 : Ferraillage du mur de front.

XIII. 5.6. Semelle :

- **Caractéristiques de la semelle :**

- La longueur de la semelle est **: L = 13,80 m.**
- La largeur de la semelle est : **B = 5,60 m.**
- L'épaisseur de la semelle est : **e = 2,50 m.**

- **Efforts agissant sur la semelle :**

Effort normal : englobant toutes les charges permanentes (poids du tablier + poids de la culée) et la surcharge,

$$N_u = 32652{,}56\ kN$$

- **Ferraillage de la semelle :**

Selon le document de la SETRA relatif au calcul des fondations de pont, le ferraillage de la semelle peut être déterminé selon la méthode des bielles si les conditions suivantes sont respectées :

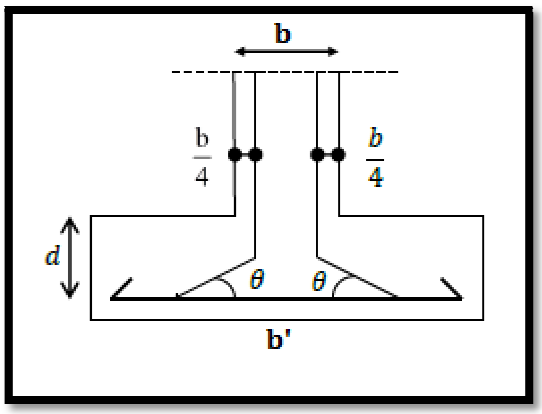

Fig. XIII.11 : Semelle isolée [Réf.7].

$$\begin{cases} \dfrac{b' - b}{4} \leq d \leq b' - b \end{cases}$$

Avec b : largeur du mur de front,
b': largeur de la semelle,
d : la hauteur utile des armatures.

D'où :

$$\frac{5,60-3,05}{4} \leq (2,50-0,05) \leq 5,60-3,05$$

$$0,64 \leq 2,45 \leq 2,55$$

La condition est vérifiée, on peut donc appliquer la méthode des bielles.

La section d'armature est donnée par :

$$A_s = \frac{N_u}{8} x \frac{b'-b}{d\ x\ \sigma'_a}$$

Avec :

$\sigma'_a = \frac{2}{3}\sigma_e = \frac{2}{3}\ x\ 500 = 333,33\ MPa$

$L = 13,80\ m$

$b = 3,05\ m$

$b' = 5,60\ m$

$h = 2,50\ m$

$d = 2,25\ m$

$$A_s = \frac{32,65}{8} x \frac{5,60-3,05}{2,25\ x\ 333,33}$$

$$A_s = 127\ cm^2$$

Soit 26HA25 avec un espacement de 0,20 m pour la nappe inferieure (parallèle à b').

$$A_R = \frac{A_s}{4}$$

$$A_R = 31,75\ cm^2$$

Soit 11HA20 avec un espacement de 0,20 m pour la nappe inferieure (perpendiculaire à b').

Armatures de construction :

$$A_{ts} = \frac{A_s}{10}$$

$$A_{ts} = 12,7\ cm^2$$

Soit HA16 avec un espacement de 0,20 m pour la nappe supérieure (parallèle à b').

$$A_{ls} = \frac{A_R}{3}$$

$$A_{ls} = 10{,}5\ cm^2$$

Soit HA16 avec un espacement de 0,20 m pour la nappe supérieure (perpendiculaire à b').

Armatures latérales :

$$A_{lt} = \frac{A_s}{10}$$

$$A_{lt} = 12{,}7\ cm^2$$

Soit des cadres HA16 avec un espacement de 0,20 m.

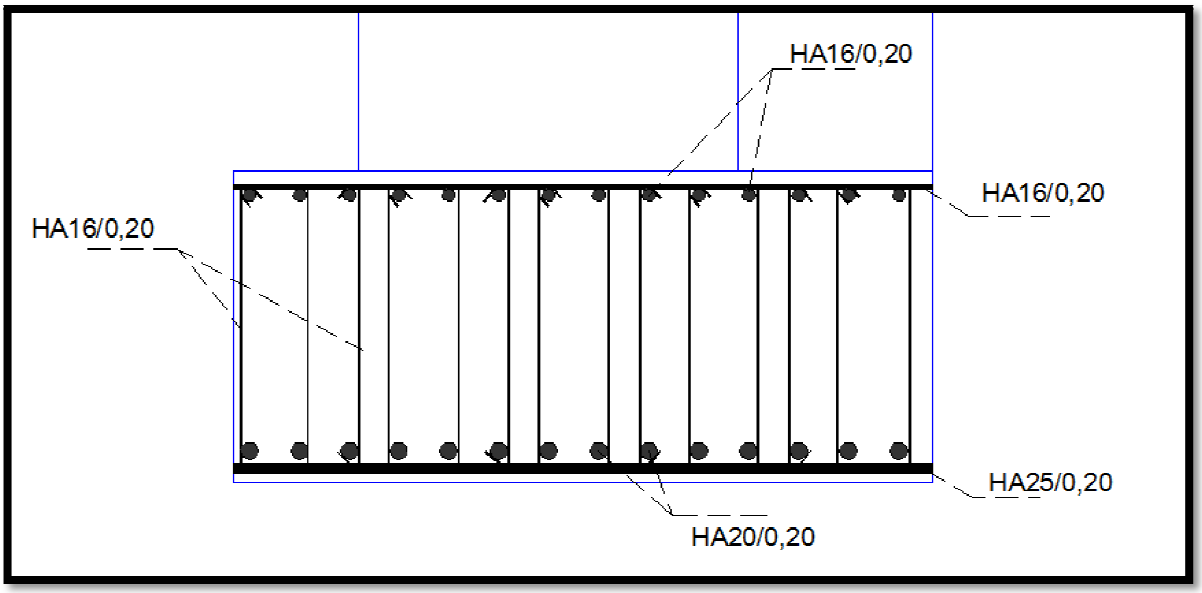

Fig. XIII.12 : Ferraillage de la semelle.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Le présent projet **« Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place »** est notre première expérience de travail, cela nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaires.

L'objectif de notre travail était l'étude d'un ouvrage d'art, qui devra être réalisé sur la future pénétrante de la wilaya de Tizi Ouzou. A la suite de cette étude, on a pu aboutir à :

- Choix d'un pont construit en encorbellement successif avec voussoirs coulé sur place.
- Pré-dimensionnement de la section transversale.
- Etude détaillée de la précontrainte.
- Dimensionnement des appuis.
- Détermination d'un ferraillage passif.

On a pu, grâce à ce travail, découvrir la méthode de réalisation et de construction des ponts en encorbellement successif, approfondir nos connaissances dans le domaine de la précontrainte, vu la complexité et la diversité des aciers de précontrainte utilisés dans un tel ouvrage et suivre les différentes étapes de calcul qu'un pont en encorbellement doit nécessiter. Cette étude nous aura été bénéfique car elle nous a permis de nous familiariser avec toute la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, comme le BPEL, le BAEL et les publications de la SETRA et, ainsi pouvoir approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Cette thèse a aussi était une chance, car nous avons pu manipuler puis maitriser des logiciels informatiques de dessins et de calcul de structure, qui sont indispensables pour l'ingénieur en génie civil moderne.

Conclusion générale

Comme ce projet nous aura été très bénéfique, nous espérons grandement avoir fait de notre mieux. En outre, nous sommes conscients qu'il reste beaucoup à faire et que pour devenir des ingénieurs expérimentés, il faudra toujours rechercher la solution optimale avec la plus grande des rigueurs. Nous souhaitons que ce travail soit accessible pour toutes modifications et améliorations et, qu'il soit une référence pour les promotions à venir.

- **[Réf.1] Les ponts : histoire et techniques : DAVID BENNETT, Traduit de l'anglais par Lynn Lempérière et Didier Don** « Eyrolles, 2000 »;

- **[Réf.2] Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants : J.A. CALGARO** « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 2000 »;

- **[Réf.3] Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A. CALGARO** « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 »;

- **[Réf.4] Projet et construction des ponts : Analyse structurale des tabliers de ponts : J.A CALGARO & M.VIRLOGEUX** « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 »;

- **[Réf.5] Bulletins techniques de la SETRA :** « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 1972 »;

- **[Réf.6] Guide de conception de la SETRA :** « Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 2003 »;

- **[Réf.7] Guide de conception de la SETRA :** « Appuis des tabliers PP73, 1984 »;

- **[Réf.8] Le béton précontraint aux états limites : HENRY THONIER** « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1992 »;

- **[Réf.9] Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint : J.MATHIVAT** « Eyrolles, Paris, 1979 » ;

- **[Réf.10] Document technique règlementaire** : "Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art (**RPOA**) " **(Edition 2008)** ;

- **[Réf.11] Fascicule n° 6l titre II du CPC** : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes"**(Edition 1971)** ;

- **[Réf.12] B.A.E.L 91 (Béton armé aux états limites) modifiée 99 et DTU associés : J.P MOUGIN** « Eyrolles, 2000 » ;

- **[Réf.13] Règles B.P.E.L 91 (Béton précontraint aux états limites) : Collectif Eyrolles** « Eyrolles, 1993 ».

Logiciels :

- AutoCad 2012 (dessin assisté par ordinateur) ;

- Robot Structural Analysis 2013 (Conception assisté par ordinateur) ;

- BAELR, SOCOTEC (Dimensionnement section d'armatures béton armé).

Sites Internet :

[Réf.14] www.setra.fr
[Réf.15] www.freyssinet.com
[Réf.16] www.dywidag-systemes.fr
[Réf.17] www.techniques-ingenieur.fr

Thèses :

- **« Conception et étude d'un tablier de pont construit par encorbellement successif »; proposé par Mr : D. AIT AMAR, A.ABDOUS; encadré par Mr : H.HAMMOUM soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2011).**

- **« Etude du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs »; proposé par Mr : L.AKKOU, S. CHALAL; encadré par Mr : K.AIT TAHAR soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2010).**

- **« Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place »; étudié par Mlle F.CHELOUL et Mr : Y. CHELLI, I. CHERIFI ; encadré par Mr : A. ADJRAD soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2013).**

- **« Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place »; étudié par Mr : S. DEHRIB; encadré par Mr : A. ADJRAD soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2014).**