République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Etude d'un viaduc de PK21+300 au PK21+450 au niveau de oued CHABET NEGLA wilaya de GUELMA

Présenté par :

HAMICHI MOUNIR

TADJER BILAL

Encadré par :

Dr. HEMAIDI Zourgui Nadjib

Promotion 2021 /2022

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier dieu  *de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

Nous citons nommément :

- *A notre encadreur* ***Dr HEMAIDI ZOURGUI Nadjib*** *pour avoir accepté de nous prendre en charge.*
- *Un spécial remerciement à nos familles pour leur soutien durant toute la période d'élaboration de ce sujet*
- *A tout le personnel de l'ENSTP, qui nous ont aidé et enrichi nos connaissances.*
- *Aux personnes de la bibliothèque et centre de calcul.*
- *Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail.*

TADJER BILAL

HAMICHI MOUNIR

DÉDICACES

Tout d'abord, je remercie dieu  *de m'avoir donné la force et le courage pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :*

- *A ma très chère mère*
- *A mon cher père*

Qui n'ont jamais cessé, de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me les gardes en très bonne santé.

- *A mes chers frères pour leurs amours, leurs soutiens et leurs Confiances. Rien n'aurait été possible sans eux.*
- *A ma chère grand-mère, A qui je souhaite, santé et longue vie*
- *A mon binôme Mounir et toute sa famille*
- *A notre encadreur* ***Dr. Heamidi Zourgui Nadjib***
- *A tous mes amis et tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.*

  A vous …

BILAL

DÉDICACES

Tout d'abord, je remercie dieu  *de m'avoir donné la force et le courage pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :*

- *A ma très chère mère*
- *A mon cher père*

Qui n'ont jamais cessé, de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me les gardes en très bonne santé.

- *A Mes chère frères et sœurs, pour leurs amours, leurs soutiens et leurs Confiances. Rien n'aurait été possible sans eux.*
- *A ma future femme DiDo*
- *A mes chères grands-mères, A qui je souhaite, santé et longue vie*
- *A mon binôme Bilal et toute sa famille*
- *A notre encadreur* ***Dr. Heamidi Zourgui Nadjib***
- *A tous mes amis et tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.*

  A vous …

MOUNIR

Sommaire

CHAPITRE I INTRODUCTION GENERALE

I.1Introductin 1

I.2 Definition de pont 1

I.3 Elements contitutifs du pont 1

I.3.1 Tablier 2

I.3.2 Appuis 2

I.3.3 Les fondations 2

I.4 CLASSIFICATION DES PONTS 2

Leur destination 2

Matériau de tablier 2

Disposition en plan 2

Niveau de passage 2

Mobilité du tablier 2

Schéma transversal 2

Procédé de construction 2

I.5 Les types des ponts 2

I.5.1 Pont primitifs 2

I.5.2 Pont métalliques 3

I.5.3 Pont en béton armé 3

I.5.4 Pont en béton précontraint 4

I.5.5 Ponts a cables 4

CHAPITREII : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

II.1Présentation du projet 6

II.2Donnees de l'ouvrage 6

II.2.1 Donnees fonctionnelles 6

II.2.2 Donnees naturelles 9

II.3 Hypotheses de calcul 13
II.3.1 Les normes utilisees 13
II.3.2 Méthodologie de calcul 14
II.4 Caractéristiques des matériaux 14
II.4.1 Introduction 14
II.4.2 Le béton 14
II.4.3 Aciers 17

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUE DES ELEMENT DU TABLIER

III.1 Caractéristiques géométriques du tablier 21
III.1.1 Travée de 40 m 21
III.1.2 Travée de 30 m 21
III.2 Géométrie des poutres 22
III.2.1 Géométrie de la poutre 40m 22
III.2.2 Géométrie de la poutre 30m 23
III.3 Caractéristiques des poutres 24
III.3.1 Poutre 40m 25
III.3.2 Poutre 30m 28

CHAPITRE IV : Evaluation des charges et surcharges :

IV.1 Introduction 31
IV.2 Calcul des charges pour la travée de 40.00m 31
IV.2.1 Les charges permanentes CP 31
IV.2.2 Calcul des charges complémentaire permanentes CCP 32
IV.3 Calcul des charges pour la Travée de 30.00m 33
IV.4 Caractéristiques du pont 33
IV.5 Classe du pont (art 4,3 RCPR) 33
IV.6 Calcul des surcharges (selon RCPR) poutre 40m 33
IV.7 Calcul des éléments de réduction sous charges pour la travée de 40m 40
IV.8 Calcul des éléments de réduction sous surcharges (poutre de 40m) 41
IV.8.1 Moment fléchissant 41
IV.8.2 Effort tranchant 47

CHAPITREV :REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

V.1Introduction 54

V.2Calcule de la répartition de moment fléchissant longitudinal de la poutre 40m 54

V.2.1Le largueur active(B) 54

V.2.2Méthode de détermination des coefficients de Guyon-Massonnet 55

V.2.3Détermination des coefficients $\boldsymbol{\alpha}$ et $\boldsymbol{\theta}$ 56

V.2.4Coefficients de répartition transversale $\boldsymbol{K\alpha moy}$ 58

V.2.5Calcul du coefficient Kα pour chaque poutre..... 61

V.2.6Détermination de Kαmoy pour chaque type de chargement 62

V.3Calcul de la répartition de moment fléchissant longitudinal poutre 30m..... 67

V.4REPARTITON TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANT 68

Chapitre VI : précontrainte :

VI.1 Introduction 69

VI.2 principe de la précontrainte 69

VI.3 principe de post -tension 70

VI.4 Calcul de la précontrainte :(poutre de 40m)..... 72

VI.4.1 Nombre des câbles 72

VI.4.2 Vérification des contraintes normales 75

VI.4.3 Vérification des contraintes à court terme 76

VI.4.4 Disposition des câbles 78

VI.4.5 Tracé des câbles 1 et 2,3 sortants de l'about 79

VI.4.6 Vérification de l'angle de relevage solen le BPEL 82

VI.5 Caractéristiques géométriques des sections nettes (poutre de 40m)..... 84

VI.6 Calcul des pertes : (poutre de 40m) 85

VI.6.1 Pertes instantanées 85

VI.6.2 Pertes différées 91

VI.6.3 Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées) 94

VI.7 Vérification des contraintes tangentielles (poutre de 40m) 95
VI.8 Vérification a la rupture (poutre de 40m) 96
VI.8.1 Sécurité à la rupture par l'effort tranchant 98
VI.8.2 Vérification de l'inclinaison des bielles 99
VI.9 Ferraillage de la poutre (poutre de 40m) 99
VI.9.1 Armature longitudinale 99
VI.2.2 Armatures de peau 100
VI.10 Etude de la zone d'encrage à l'about (poutre de 40m) 102
VI.10.Introduction 102
VI.10.2 Longueur de régularisation di 103
VI.10.3 Etude de la zone d'about 104
VI.10.4 Ferraillage d'éclatement 105
VI.11 Poutre de 30m 106
VI.11.1 Donnees de calcul 106
VI.11.2 Dimensionnement de la précontrainte 107

Chapitre VII : ETUDE DE TABLIER

VII.1 Introduction 120
VII.2 Calcul des defomations 120
VII.2.1 Flèches et contre flèches (poutre de 40m) 121
VII.2.2 Calcul des rotations (poutre de 40m) 123
VII.2.3 Calcul des déplacements (poutre de 40 m) 124
VII.2.4 Flèches et contre flèches (poutre de 30m) 125
VII.2.5 CALCUL DES ROTATIONS (poutre de 30m) 127
VII.2.6 Calcul des déplacements (poutre de 30 m) 128
VII.3 Etude de l'hourdis 129
VII.3.1 Moments fléchissant max et min 130
VII.3.2 Ferraillage 131

CHAPITRE VIII Etude sismique :

VIII.1 Introduction 133

VIII.2 Analyse sismique 133

VIII.3 Analyse monomodale spectrale 133

VIII.3.1 Principe de la méthode 134

VIII.3.2 Evaluation des efforts sismiques par la méthode monomodale 134

VIII.3.3 Sens horizontal longitudinal 134

VIII.3.4 Sens transversal 138

VIII.4 Modélisation de l'ouvrage 140

VIII.4.1 Période propre de l'ouvrage dans le sens longitudinal 140

VIII.4.2 Période propre de l'ouvrage dans la sens transversale 140

VIII.4.3 Sens vertical 141

VIII.4.4 Evaluation des efforts dans la pile 141

VIII.5 Sollicitations maximales sur la pile 143

CHAPITRE IX CALCUL DES EQUIPEMENTS DU PONT :

IX.1 Introduction 144

IX.2 Appareil d'appui 144

IX.2.2 Efforts horizontaux 146

IX.2.3 Vérification des contraintes 147

IX.2.4 Dimensionnement de frettes 151

IX.3 Dés d'appuis 151

IX.3.1 Dimensions du dé d'appuis 151

IX.3.2 Ferraillage de dé d'appui 151

IX.4 Plaques de fixation 152

IX.5 Plot parasismiques 153

IX.6 Joint de chaussee……153

CHAPITRE X Etude de l'infrastructure :

X.1 Introductions 155

X.2 Etude de la pile 155

X.2.1 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement 156

X.2.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile 157

X.2.3 Ferraillage des éléments de la pile 158

X.3 Etude de la culée 167

X.3.1 Pré dimensionnement 168

X.3.2 Descente des charges 168

X.3.3 Combinaison des efforts 168

X.3.4 Ferraillage des éléments de la culée 168

Conclusion générale : ……..……188

Annexe :

I RESULTAT Géotechnique 190

II Répartition TRANSVERSAL (GUYON MASSONNET) 193

III MODELISATION SUR ROBOT ANALYSIS 194

IV FERRAILLAGE 197

FERRALLAIGE DES FUTS 197

FERRALLAIGE DES PIEUX 198

FERRALLAIGE MUR GARDE Grève ……..199

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1:Ponts primitifs 3
Figure I.1: Pont Métalliques 3
Figure I.3 : Pont en béton armé 4
Figure I.4 : Pont en béton précontraint 4
Figure I.5 : Ponts suspendus 5
Figure I.6: Pont à haubans 5

CHAPITRE II

Figure II.1: Photo satellitaire de l'ouvrage 6
Figure II.2:Vue en plan de l'ouvrage 7
Figure II.3: Profil en long 8
Figure II.4:Coupe transversale(culée) 8
Figure II.5 : Coupe transversale 9
Figure II.6 : Carte géologique régionale Annaba – Guelma 10
Figure II.7: Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA2008) 10
Figure II.8 : Les zones hydrogéologiques du bassin versant de la Seybouse à partir de Guelma 12
Figure II.9:Diagramme contrainte déformation du béton 16
Figure II.10 : Diagramme contraintes déformations 18

CHAPITRE III

Figure III.1 : Coupe transversale du tablier travée 40m 21
Figure III.2: Coupe transversale du tablier travée 40m 22
Figure III.3: Géométrie de la poutre de 40 m 23
Figure III.4: Section d'about sans hourdis ……..……..……25
Figure III.5 : Section d'about avec hourdis 25
Figure III.6 : Section intermédiaire sans hourdis 26
Figure III.7: Section intermédiaire avec hourdis 26
Figure III.8: Section mi- travée sans hourdis 27
Figure III.9 Section mi- travée avec hourdis 27
Figure III.10: Section d'about sans hourdis 28
Figure III.11: Section d'about avec hourdis 28
Figure III.12: Section intermédiaire sans hourdis 29

Figure III.13: Section intermédiaire avec hourdis 29
Figure III.14: Section mi-travée sans hourdis 30
Figure III.15: Section mi- travée avec hourdis 30

CHAPITRE IV

Figure IV.1: Différente section de la poutre 31
Figure IV.2: Système Bc longitudinalement, transversalement et en plan (RCPR). 37
Figure IV.3 : Système Bt 38
Figure IV.4: Convoi M_c120 40
Figure IV.5: Convoi exceptionnelles D240 40
Figure IV.6: Schéma statique d'une poutre 41

CHAPITRE V

Figure V.1 : Disposition transversale des poutres 54
Figure V.2 : Poutre équivalente 57
Figure V.3 : Les lignes d'influence de chaque poutre 62

CHAPITRE VI

Figure VI.1:Positons des 3 câbles sortants de l'about 79
Figure VI.2 : Diagramme des tensions 87
Figure VI.3:Ferraillage de la poutre de 40m 102
Figure VI.4: La zone d'encrage à l'about. 103
Figure VI.5: Zones de régularisation 103
Figure VI.6: Zone d'about 104
Figure VI.7: Zone de régularisation 104
Figure VI.8:Les sections de vérifications 114
Figure VI.9: Diagrammes des contraintes 118
Figure VI.10:Ferraillage de la poutre 30m 119

CHAPITRE VII

Figure VII.1: Vue en 3D du tablier de pont. 120
Figure VII.2:Déplacements totale de la poutre 125
Figure VII.3: Diagramme du Moment de précontrainte Mp 126
Figure VII.4:Ferraillage de la dalle 132

CHAPITRE VIII

Figure VIII.1: Séisme longitudinal 135
Figure VIII.2: Raideur de la pile 136
Figure VIII.3: Séisme transversal 139
Figure VIII.4: Vue 3D de la structure 140
Figure VIII.5: Model automatique ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 140
Figure VIII.6: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale. 142
Figure VIII.7: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale. 142

CHAPITRE IX

Figure IX.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté type B (photos guide SETRA) 144
Figure IX.2: Les dimensions de l'appareil d'appui type B (photos guide SETRA)..... 145
Figure IX.3: Effort normale max 147
Figure IX.4: Effort horizontale sur l'appui 481
Figure IX.5: Dimension de l'appareil d'appui 150
Figure IX.6: Les dimensions de l'appareil d'appui + dé d'appui 151
Figure IX.7:Ferraillage de dé-d 'appui 152
Figure IX.8: Joint de chaussée. 153
Figure IX.9: Modèles des joints Wd. 154

CHAPITRE X

Figure IX.1:Vue 3D de la pile 155
Figure IX.2: Forme et dimensions des piles. 156
Figure IX.3: Modèle de calcul 159
Figure IX.4: Les moments Mmax ELS sur le chevêtre avec le logiciel 159
Figure IX.5: Les moments Mmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel 160
Figure IX.6: Les efforts tranchants Tmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel 160
Figure IX.7: Ferraillage du chevêtre (COUPE TRANSVERSALE) 162
Figure IX.8: Ferraillage du fut 164
Figure IX.9:ferraillage de la semelle de la pile 165
Figure IX.10: Ferraillage des pieux 168
Figure IX.11:Coupe transversale sur culée 170
Figure IX.12: Modalisation de mur frontale 180
Figure IX.13:Ferraillage de la culée 181
Figure X.1: Modalisation semelle-pieux 185

Figure X.2:Les efforts internes des pieux à l'ELA……185

Figure X.3: Les efforts internes des pieux à l'ELS……186

Figure X.4:Ferraillage de la culée……187

Annexe :

Figure 1.Rapport de forage..... 191
Figure 2.Sondage pressiométrique 193
Figure 3.Modélisations des poutres et les appuis..... 196
Figure 4.Définir les surcharges 196
Figure 5.Combinaison des charges et surcharges..... 197
Figure 6:Diagramme moment fléchissant max à l'ELS 197
Figure 7:Diagramme moment fléchissant max à l'ELU 198

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II.1: Coefficient d'accélération de zone 13
Tableau II.2: Caractéristiques mécaniques du béton 17

CHAPITRE III

Tableau III.1: Formule et détermination des caractéristiques géométriques de la poutre ... 24
Tableau III.2: La section d'about sans hourdis 25
Tableau III.4: La section intermédiaire sans hourdis 26
Tableau III.5: La section intermédiaire avec hourdis 26
Tableau III.6:La section mi- travée sans hourdis 27
Tableau III.7: La section mi- travée avec hourdis 27
Tableau III.8 : La section d'about sans hourdis 28
Tableau III.9: La section d'about avec hourdis 28
Tableau III.10: La section intermédiaire sans hourdis 29
Tableau III.11: La section intermédiaire avec hourdis 29
Tableau III.12: La section mi- travée sans hourdis 30
Tableau III.13:La section mi- travée avec hourdis 30

CHAPITRE IV

Tableau IV.1:Poids de la poutre 31
Tableau IV.2 Tableau récapitulatif des charges permanente (travée de 40m) 33
Tableau IV.3: Tableau récapitulatif des charges permanente (travée de 40m) 33
Tableau IV.4: Tableau : coefficients a (1) 35
Tableau IV.5: Valeur de V_0 (Tableau4.2 RCPR) 35
Tableau IV.6 Valeur du coefficient bc (Tableau4.3 RCPR) 37
Tableau IV.7: Coefficient de majoration dynamique pour la surcharge Bc 38
Tableau IV.8: Coefficient bt (tableau 4.4 RCPR) 38
Tableau IV.9: Moment fléchissant et effort tranchant sous poids de la poutre 41
Tableau IV.10: Moment fléchissant et effort tranchant sous poids de la poutre+dalle 41
Tableau IV.11 : Moment fléchissant et effort tranchant sous poids de la poutre+dalle 42
Tableau IV.12: Moment fléchissant sous A(L) 43
Tableau IV.13: Moment fléchissant sous chargement bc 44
Tableau IV.14: Moment fléchissant sous chargement bt 45
Tableau IV.15: Moment fléchissant sous chargement MC120 47
Tableau IV.16 : Moment fléchissant sous chargement D240: 48
Tableau IV.17: Effort tranchant sous chargement A(l) 48
Tableau IV.18: Effort tranchant sous chargement bc 49
Tableau IV.19 : Effort tranchant sous chargement bt 51
Tableau IV.20: Moment fléchissant max dus aux charges et surcharge 53

Tableau IV.21: Effort tranchant max dus aux charges et surcharge 53

CHAPITRE V

Tableau V.1 : Les tableaux donnant Kα pour θ=0.50 59
Tableau V.2 : Les tableaux donnant Kα pour θ=0.55 59
Tableau V.3: Les tableaux donnant Kα pour θ=0.54 60
Tableau V.4 : Tableaux donnant Kα pour θ=0.54 et α=0,205 61
Tableau V.5 : Tableaux donnant Kα pour chaque poutre 61
Tableau V.6 : Tableau des moments a L/2 moment max (poutre 30m) 65
Tableau V.7 : Combinaison de charge pour moment max (poutre 40m) 65
Tableau V.8: Tableau récapitulatif et comparatif des moments fléchissant maximal 67
Tableau V.9 : Tableau des moments a L/2 moment max (poutre 30m) 67
Tableau V.10 : Combinaison de charge pour moment max (poutre 30m) 68
Tableau V.11 : Effort tranchant maximal (poutre de 40m) 68
Tableau V.12 : Effort tranchant maximal poutre de 30m) 68

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : Vérification des contraintes 78
Tableau VI.2 : Tracée de câble n°01 80
Tableau VI.3 : tracée de câble n°02 80
Tableau VI.4 : Tracée de câble n°01 81
Tableau VI.5 : Tracée de câble n°04 82
Tableau VI.6 : Perte due à recule de l'ancrage 87
Tableau VI.7 : Perte due à recule de l'ancrage aux différentes sections 88
Tableau VI.8 : Valeurs moyennes des pertes par câble 88
Tableau VI.9 : Pertes dues au raccourcissement instantané du béton (câble d'about) 89
Tableau VI.10: Pertes dues au raccourcissement instantané du béton (câble de l'éxtrados 90
Tableau VI.11: Tableau récapitulatif des pertes instantanées (t/m^2) 90
Tableau VI.12: Pertes dues au fluage (câble d'about) 92
Tableau VI.13: Pertes dues au fluage (câble d'éxtrados) 92
Tableau VI.14: Pertes dues à la relaxation (câbles d'about) 93
Tableau VI.15: Pertes dues à la relaxation (câbles d'éxtrados) 93
Tableau VI.16: Les pertes différées (câbles d'about) 94
Tableau VI.17: Des pertes différées (câble d'éxtrados) 94
Tableau VI.18: Du pourcentage des pertes totales 94
Tableau VI.19: Vérification des contraintes tangentielle 96
Tableau VI.20: Caractéristiques de câble12T15 106
Tableau VI.21:Données de calcul 106
Tableau VI.22: Caractéristiques du béton 106
Tableau VI.23: Caractéristiques des sections 106
Tableau VI.24: Résultats Logiciel 107

Tableau VI.25:Calcul de P_{MIN} 108
Tableau VI.26:Détermination de nombre de câbles 108
Tableau VI.27: Première phase : Après 7 jours 109
Tableau VI.28: Deuxième phase : Après 28 jours 109
Tableau VI.29: 3ème phase : Apres coulage de la dalle 109
Tableau VI.30: Quatrième phase : En service 110
Tableau VI.31: Résultats de vérifications des contraintes 110
Tableau VI.32:Tracé des câbles 110
Tableau VI.33: Valeurs des pertes dues aux frottements. 111
Tableau VI.34: Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage 112
Tableau VI.35: Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton 112
Tableau VI.36:Pertes par retrait 112
Tableau VI.37:Valeurs des pertes par fluage 113
Tableau VI.38: Valeurs des pertes par relaxation. 113
Tableau VI.39: Valeurs des pertes totales. 113
Tableau VI.40: Limitations des contraintes 114
Tableau VI.41: Caractéristiques nettes des sections 115
Tableau VI.42:caractéristique de chaque phase de vérifications 115
Tableau VI.43: Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2. 116
Tableau VI.44: Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4. 116
Tableau VI.45: Effort de précontrainte 117
Tableau VI.46: Contrainte tangentielle «**τ**» 118

CHAPITRE VII

Tableau VII.1: Contre flèche de précontrainte 122
Tableau VII.2: Diagramme du Moment de précontrainte Mp 122
Tableau VII.3: Contre flèche de précontrainte 126
Tableau VII.4:Moments fléchissant transversaux (Mxx) a ELU de l'hourdis 130
Tableau VII.5: Moments fléchissant transversaux (Mxx) à ELS de l'hourdis 130
Tableau VII.6: Moments fléchissant longitudinaux (Myy) a ELU de l'hourdis 130
Tableau VII.7: Moments fléchissant longitudinaux (Myy) a ELS de l'hourdiS 131

CHAPITRE VIII

Tableau VIII.1: Raideur des fûts (K fut) 137
Tableau VIII.2: Raideur des piles (K piles) 137
Tableau VIII.3: Les sollicitations pour chaque fut 143

CHAPITRE X

Tableau X.1: Implantation et hauteurs des piles. 155
Tableau X.2: Vérification du flambement des piles 156
Tableau X.3: Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée 157
Tableau X.4: Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fût. 158

Tableau X.5: Combinaison des efforts à la base de chaque fût. 158
Tableau X.6: Ferraillage du chevêtre 160
Tableau X.7: Ferraillage des fûts de la pile 163
Tableau X.8: Valeurs de WARNER. 167
Tableau X.9:les efforts agissant sur les pieux 167
Tableau X.10: Evaluations des efforts statiques de la culée 171
Tableau X.11: Efforts dus au tablier 171
Tableau X.12: Combinaison des efforts à L'ELS 172
Tableau X.13:: Combinaison des efforts à L'ELU 172
Tableau X.14: Sollicitations sur dalle de transition 176
Tableau X.15: Evaluations des efforts statiques sur mur frontal 177
Tableau X.16: Efforts dus au tablier 178
Tableau X.1:Les efforts agissants sur la semelle *181*
Tableau X.2:Les efforts revenant à chaque pieux *182*
Tableau X.3:Les rigidités horizontales et verticales 184

ملخص :

الغرض من هذا العمل هو دراسة جسر ذو دعامة خرسانية تم إجهاده مسبقًا بواسطة شد ما بعد والذي يعد جزءًا من مشروع الاختراق الذي يربط ولاية غالما بالطريق السريع شرق-غرب على مسافة تزيد عن 35.7 كم.

تنتقل القوى التي تنطبق على السطح إلى 5 ركائز وسطية وطرفية. عبر محامل المطاط الصناعي المغلفة بالانكماش ،

وتتوافق الدراسة مع لوائح البناء المعمول بها (BAEL91 ، BPEL91 ، RCPR2008 ، RPOA2008)

تم إجراء الدراسة الطولية للسطح بفضل نظرية مقاومة المواد ، بشكل مستعرض تم إجراؤها باستخدام طريقة GUYONT MASSONNET

التحقق وتقييم القوى المنقولة إلى الكومة والدراسة الزلزالية بواسطة برنامج *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018*

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'un pont à poutre en béton précontraint par post tension qui s'inscrit dans le projet de la pénétrante reliant La wilaya de GUELMA à l'autoroute Est-Ouest sur 35,7 Km.

Les efforts qui sollicitent le tablier sont transmis aux 3 piles et aux 2 culée via les appareils d'appui en élastomère frettées l'étude est conforme aux règlements de construction en vigueur (BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008).

L'étude longitudinale du tablier a été faite grâce à la théorie d'RDM, transversalement elle a été faite en utilisant la méthode de GUYONT MASSONNET tandis que la vérification, l'évaluation des efforts transmis à la pile et l'étude sismique ont été déterminés par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018

Abstract:

The aim of this work is the study of a prestressed concrete girder bridge that is part of the project of the penetrating connecting the wilaya of Guelma to the East-West highway,over 35.7 km.

The forces which stress the deck are transmitted to the 3 piers and to the 2 abutments via the elastomer bearing. The study complies with the building regulations in force (BAEL91, BPEL91, RCPR2008, and RPOA2008).

The longitudinal study of the deck was made thanks to the theory of Strength of material transversely it was made by following the method of GUYONT MASSONNET while the verification, the evaluation of the forces transmitted to the pile and the seismic study were determined by the software ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018.

I INTRODUCTION GENERALE

I.1 INTRODUCTION

Un **ouvrage d'art** est une construction artificielle de génie civil de grande importance liée à l'établissement et à l'exploitation d'une ligne de communication ou de transport terrestre, fluviale ou maritime (pont, viaduc, passerelle, tunnel) mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, tranchée couverte, digue, descentes spéciales d'écoulement dans les régions montagneuses…) ou d'une adduction d'eau (buse, ponceau ou dalot) et enfin un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires), par le franchissement d'un obstacle naturel ou artificiel. L'obstacle peut être une chaîne de montagne, un cours d'eau, une région industrielle ou encore une ville comprenant de nombreux bâtiments (circulation, etc.)

De tels ouvrages sont qualifiés "d'art" parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

La fonction d'un ouvrage d'art est liée à la fonction de la voie de communication :

- Un ouvrage d'art routier supporte une route.
- Un ouvrage d'art autoroutier supporte une autoroute.
- Un ouvrage d'art ferroviaire supporte une voie ferrée.
- Un ouvrage d'art de protection supporte la poussé de la terre ou de l'eau.

Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine des travaux publics ou de génie civil

I.2 DEFINITION D'UN PONT

Un **pont** est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle naturel (Rivière, vallée, etc…), ou artificiel (route, voie ferrée, canal …etc.) en passant par-dessus de cette séparation.

I.3 ELEMENTS CONSTITUTIFS DU PONT

Quelle que soit l'utilité du pont : pont route, pont-rail, pont-canal, passerelle piétons, ou autres, ils sont constitués de trois éléments principaux :

I.3.1 Tablier

Partie sensiblement horizontale de l'ouvrage qui assure le franchissement. Il existe plusieurs types de tabliers :

- Tabliers en dalle
- Tabliers à poutres sous chaussée
- Tabliers en caisson
- Tabliers métalliques

I.3.2 Les appuis

Peuvent avoir des configurations très variées : voiles, poteaux et chevêtres, piles, pylônes, culées, piles-culées, piédroits… etc.

I.3.3 Les fondations

La partie qui transmet au sol les multiples efforts auquel est soumis un pont : poids de l'ouvrage, circulation, vent... leur rôle est donc essentiel

I.4 CLASSIFICATION DES PONTS

Les ponts peuvent être classés selon plusieurs critères, comme suit :

Leurs destinations : (ponts routiers, Ponts-rails, Passerelles, Ponts-aqueducs …)

Matériau de tablier :(Pont en Bois, Pont en maçonnerie, Pont métallique, Pont en Béton Armé, Pont en Béton Précontraint, Pont mixte)

Dispositions en plan :(Pont droit, Pont biais, Pont courbe)

Niveaux de passage : (Passage Supérieur (PS), Passage Inférieur (PI))

Mobilité du tablier :(Pont fixe, Pont mobile…)

Schéma transversal :(Pont à poutres, Pont dalles, Pont caissons)

Procédés de construction : (ponts réalisés par encorbellement, par poussage…).

I.5 Types des ponts

I.5.1 Ponts primitifs

Les ponts primitifs étaient réalisés avec des matériaux naturels tels que le bois, les lianes et la pierre, destiné aux piétons, pour franchir une rivière ou un ravin.

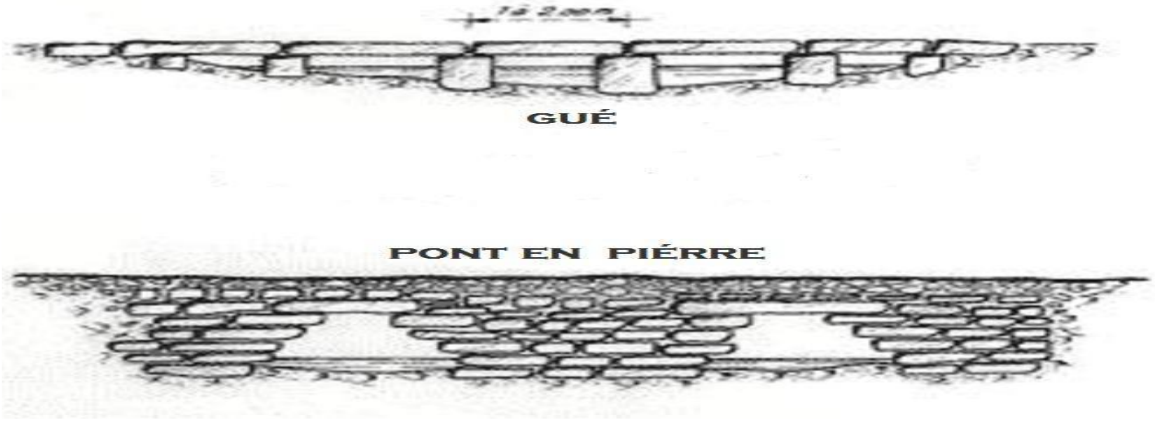


Figure I.1.Ponts primitifs

I.5.2 Ponts métalliques

Un pont métallique désigne un pont dont la structure est réalisée en métal, à savoir en fer, en fonte ou en acier, qui possède une bonne résistance à la traction ainsi une grande ductilité, le fer a permet la confection des 1ér poutre métallique a âme pleine. Qui ont été développé en poutre triangulé pour l'économie de la matière.



Figure I.2. Pont Métallique

I.5.3 Ponts en béton armé

À partir de 1890 apparaissent les premiers ponts en béton armé suite au brevet de François Hennebique qui présente la première disposition correcte des armatures d'une poutre en béton armé. Le béton armé permet des formes beaucoup plus variées que la pierre. Il s'utilise pour la construction de grands arcs et nombreux ponts à poutres.



Figure I.3 : Pont en béton armé

I.5.4 PONTS EN BETON PRECONTRAINT

En 1928 EUGENE FREYSSINET a découvert le béton précontraint, le premier pont en béton précontraint est conçu en 1946 avec une portée de 55 mètres et fut entièrement préfabriqué à l'aide de voussoir. Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint constitués une solution intéressante pour les moyennes portées d'ordre de 30-50m.



Figure I.4 . Pont en béton précontraint

I.5.5 PONTS A CABLES

Cette catégorie revient au XIXe siècle, les ingénieurs ont trouvé une solution pour franchir les grandes brèches ont diminuant les nombres de pile et ont utilisant des câbles pour soutenir le tablier. On peut distinguer deux types de ponts à câbles :

Les ponts suspendus : sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes.

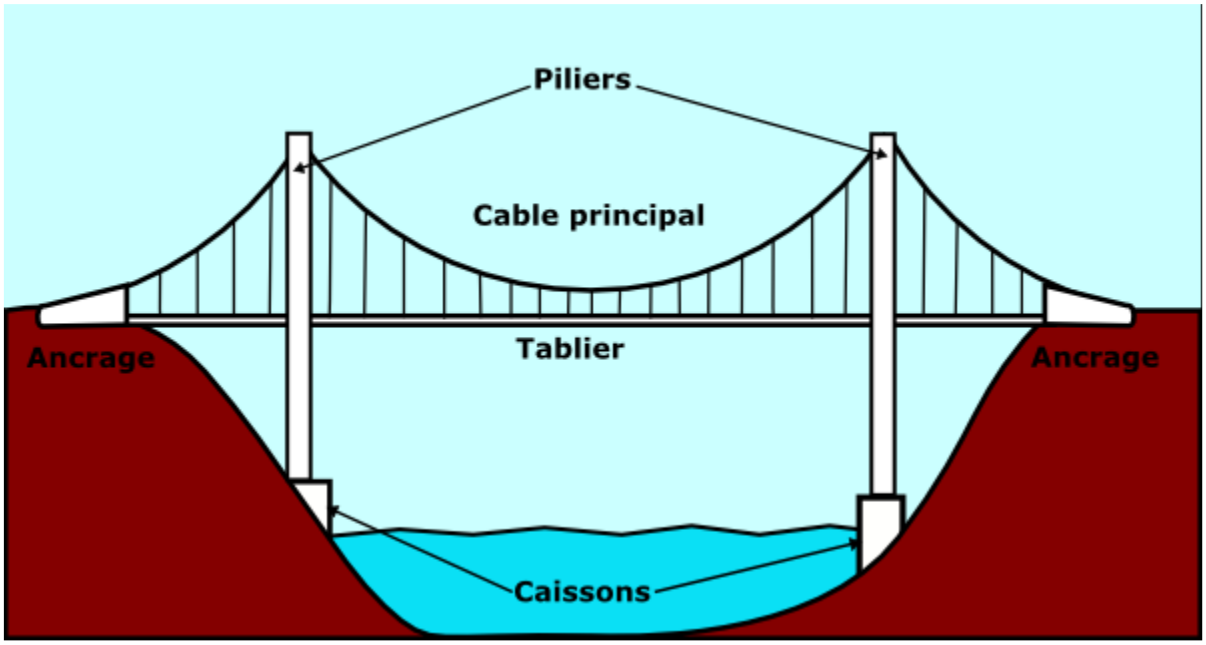


Figure I.5 . Pont suspendu

Les ponts à haubans : sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans.

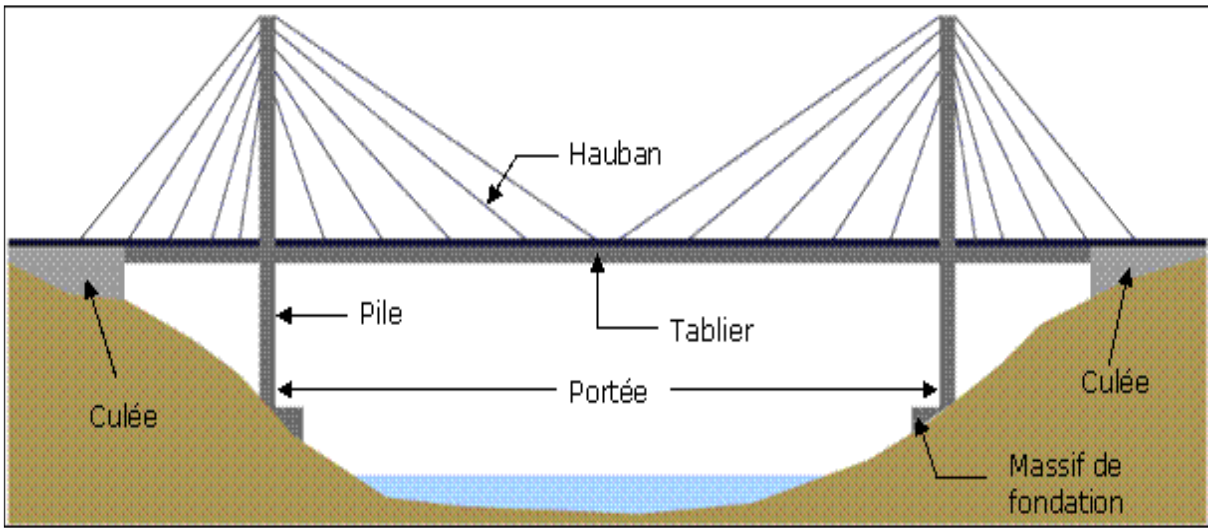


Figure I.6. Pont à haubans

II CHAPITREII : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

II.1 PRESENTATION DU PROJET

L'étude du plan de développement routier a montré, après avoir effectué une démarche systématique visant la connaissance de trafic, l'importance du réseau routier de la wilaya de GUELMA qui signale la nécessité de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant Guelma à l'autoroute Est-Ouest

Il est donc recommandé de réaliser un viaduc de PK21+300 au PK21+450 d'une pente d'environ 2% et d'une longueur de 150 ml en 3 voies (chacun), traversant une rivière (oued chabet neugla), à trois travées de 40 m et une seule travée de 30 m en sept poutres précontraintes préfabriquées pour chacune.



Figure II.1. Photo satellitaire de l'ouvrage

II.2 DONNEES RELATIVES DE L'OUVRAGE

II.2.1 Donnes fonctionnelles

Les données fonctionnelles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au Pont d'assurer sa fonction de franchissement à sa mise en service

On peut distinguer deux types des données :

- Données relatives à l'obstacle franchi qui sont:

La position de l'ouvrage d'art, les gabarits et les ouvertures.

❖ Données géométriques relatives à la voie portée qui sont :

- Tracé en plan.
- Profil en long.
- Coupe transversale.

II.2.1.1 Données relatives a l'obstacle

Notre ouvrage franchit un oued et une route donc il est qualifié comme passage supérieur.

II.2.1.2 Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de la voie porté, dessinée sur un plan de Situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

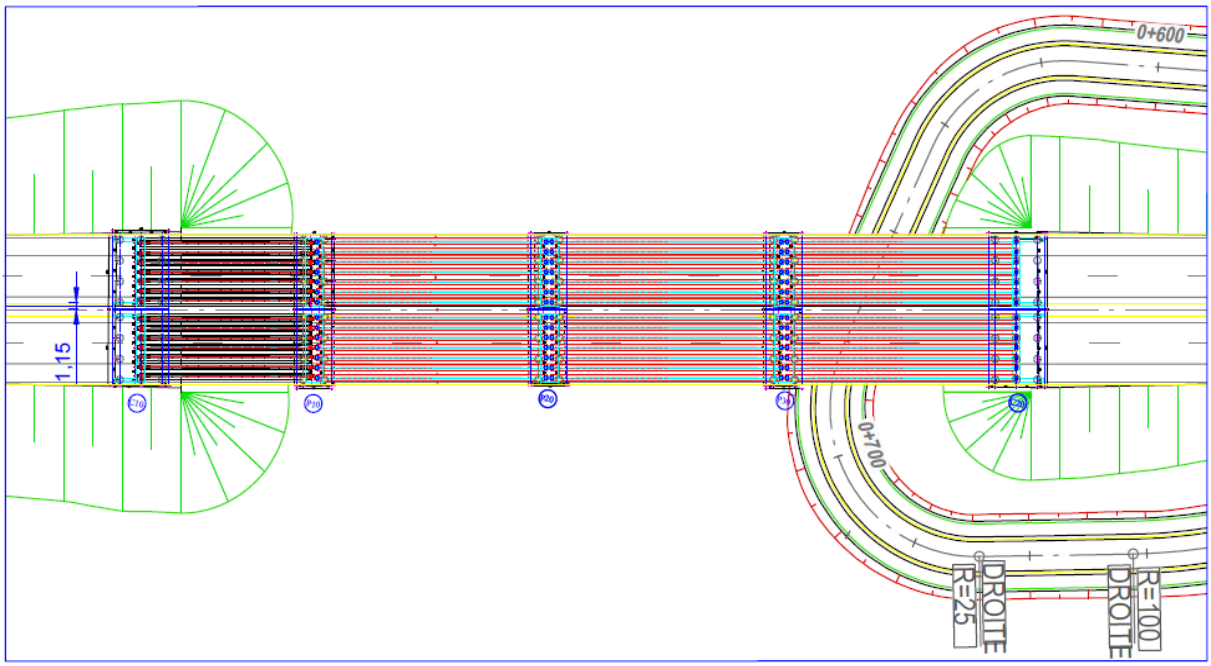


Figure II.2.Vue en plan de l'ouvrage

II.2.1.3 Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long, il présente 03 travées identique de 40m et d'une seule travée de 30 m ce qui nous donne une longueur totale de 150ml muni de deux culé remblayer et trois piles.

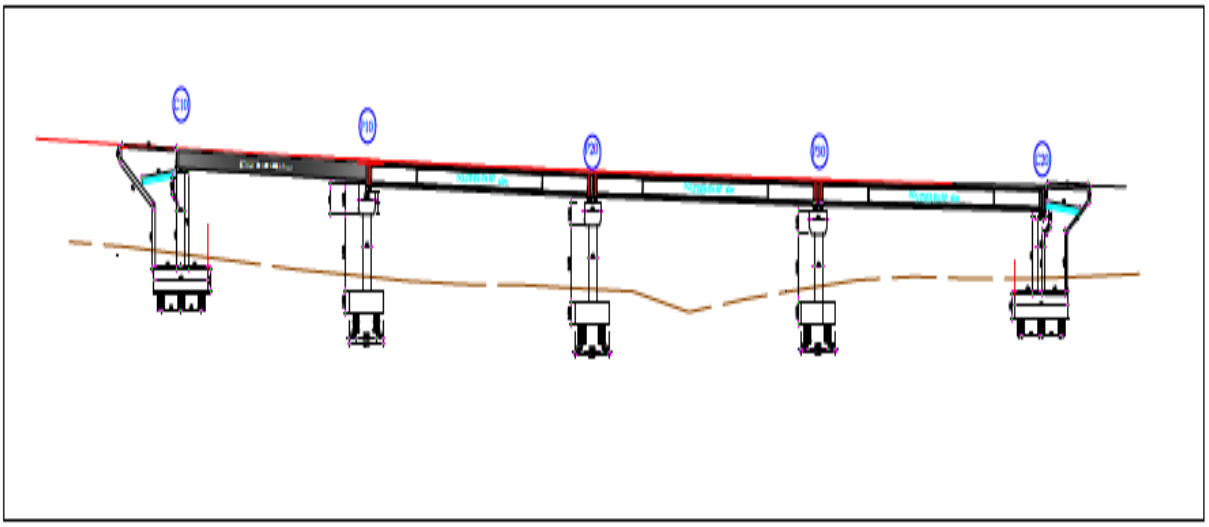


Figure II.3. Profil en long

II.2.1.4 Coupe transversale

Une coupe en travers contient l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les equipements du tablier dans le sens transversal.

Le tablier est constitué de deux voies de 3.5 m et une bande d'arrêt d'urgence (BAU) de 3m ce qui englobe une largeur roulable de 10 m et une largeur de totale du tablier de 12 m avec un dévers de 2,5%.

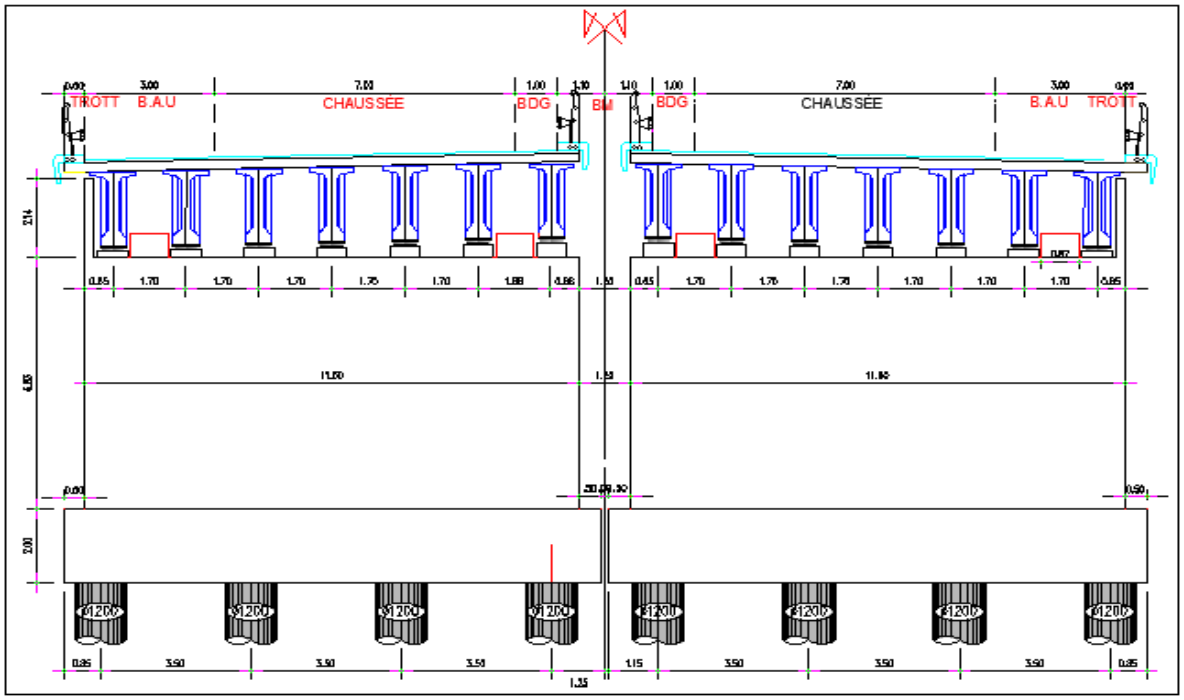


Figure II.4.Coupe transversal (culée)

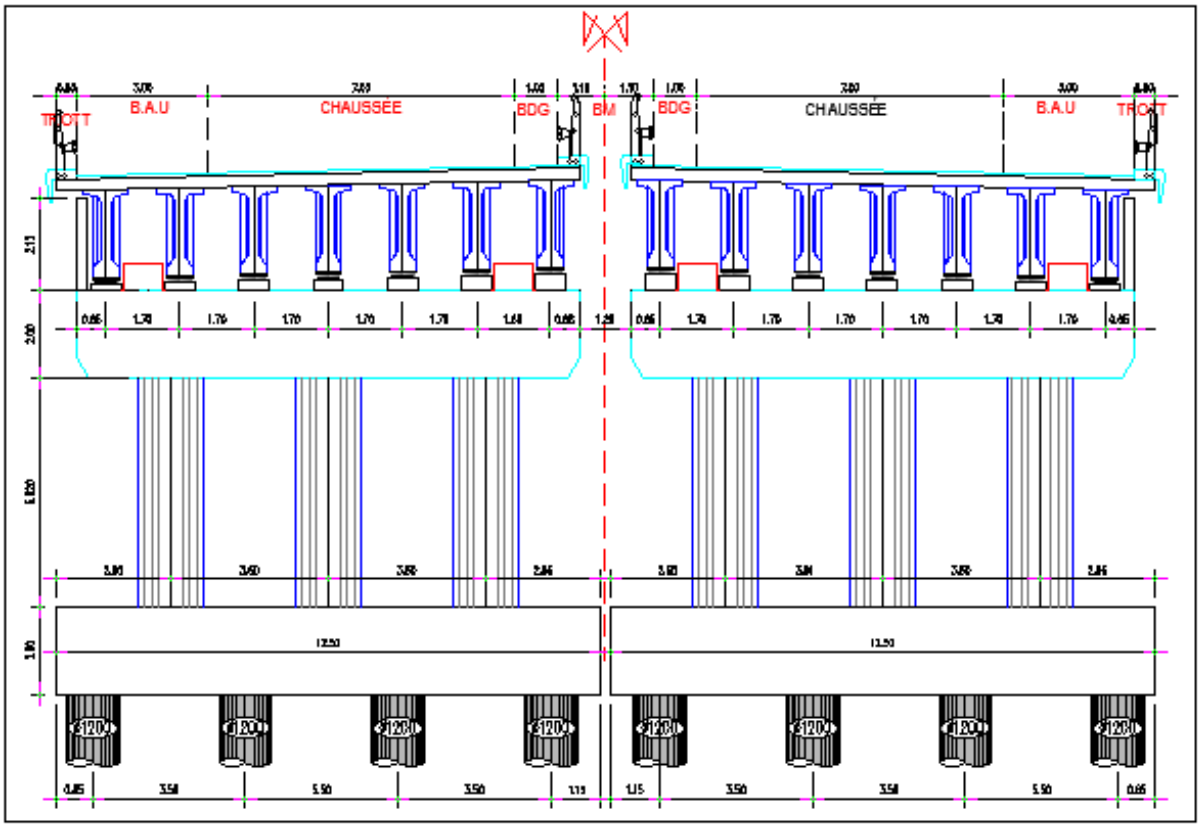


Figure II.5 . Coupe transversale sur pile

II.2.2 DONNEES NATURELLES

Les données naturelles rassemblent l'ensemble des éléments techniques de l'environnement influant directement sur la structure, Il peut s'agir de données agissant directement sur le dimensionnement et la conception de l'ouvrage, l'ensemble des données peut compris :

- Les données géologiques.
- Les données géotechniques.
- Les données sismiques.
- Donnée climatique.
- Les données hydrologiques.

II.2.2.1 Données géologiques.

❖ **Tectonique de la région**

La région Guelma Annaba est localisée en bordure du bloc et des hauts plateaux. C'est une région tectoniquement très active appartenant à la zone alpine plissée.

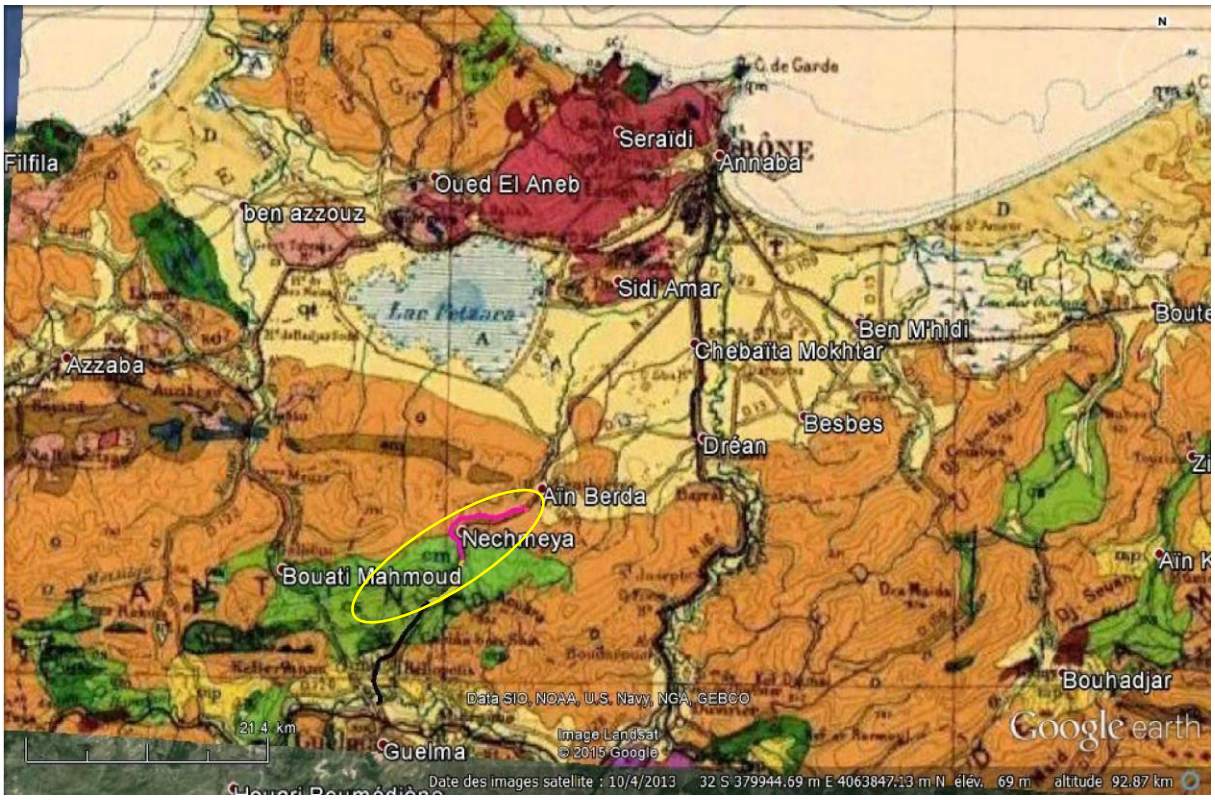


Figure II.6 . Carte géologique régionale Annaba – Guelma

❖ **Données sismologiques**

La région de Guelma est située dans la zone (IIa) de moyenne sismicité, la conception et la réalisation des projets tenir en devront compte la sismicité de la région et au Règlement Parasismique Algérien en vigueur (RPOA 2008).

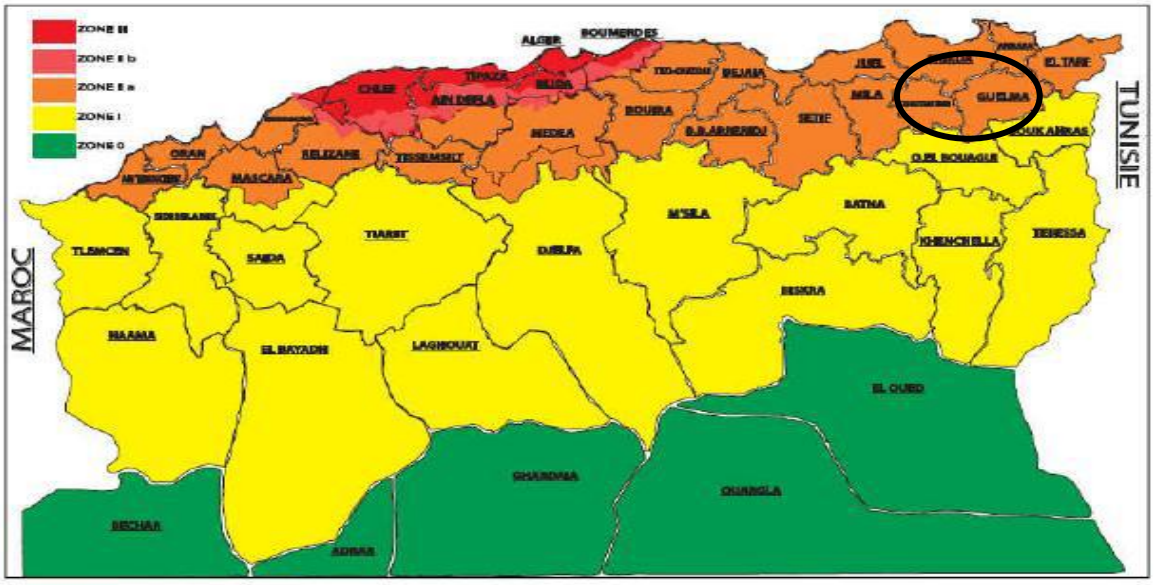


Figure II.7. Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA2008)

❖ **Coefficient d'accélération de zone**

Le coefficient d'accélération de zone est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance de pont, définie précédemment, est indiquée dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.1. Coefficient d'accélération de zone

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

❖ **DONNEES GEOTECHNIQUES**

L'étude géotechnique nous donnent les résultats de la reconnaissance du sol qui doivent donner les informations les plus complètes possibles sur le terrain naturel afin d'aboutir au bon choix du système d'ouvrage.

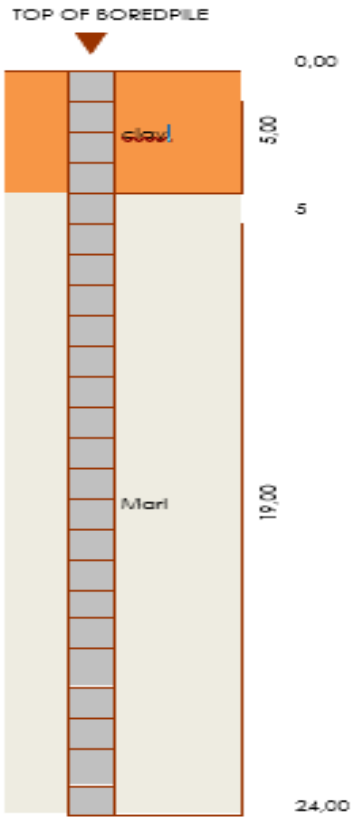


Figure 8.Les couches de sol

❖ **Données hydrologiques.**

La région Guelma Annaba est constituée de terrains sédimentaires d'âge Crétacé Oligocène, Moi-Pliocène et Quaternaire. Le fond du bassin occupé par une plaine alluviale correspond à un synclinal comblé par des argiles, des conglomérats marno-calcaires, des grès numidiens et des calcaires lacustres.

Les formations numidiennes se développent largement au sud de Guelma en occupant la partie montagneuse jusqu'au Sedrata. Ce sont surtout les calcaires ypésiens qui dominent, viennent ensuite les grès numidiens du flanc de Mahouna ; les séries de marno- calcaires et les argiles. L'ensemble est fortement tectonisé. Il en résulte des factures qui favorisent la présence de plusieurs unités aquifères dans les marno-calcaires (Crétacé supérieur

L'Oued Seybouse a creusé dans la même série et a mis à jour trois petites sources, c'est l'indice de la présence d'une nappe à faible ressources.

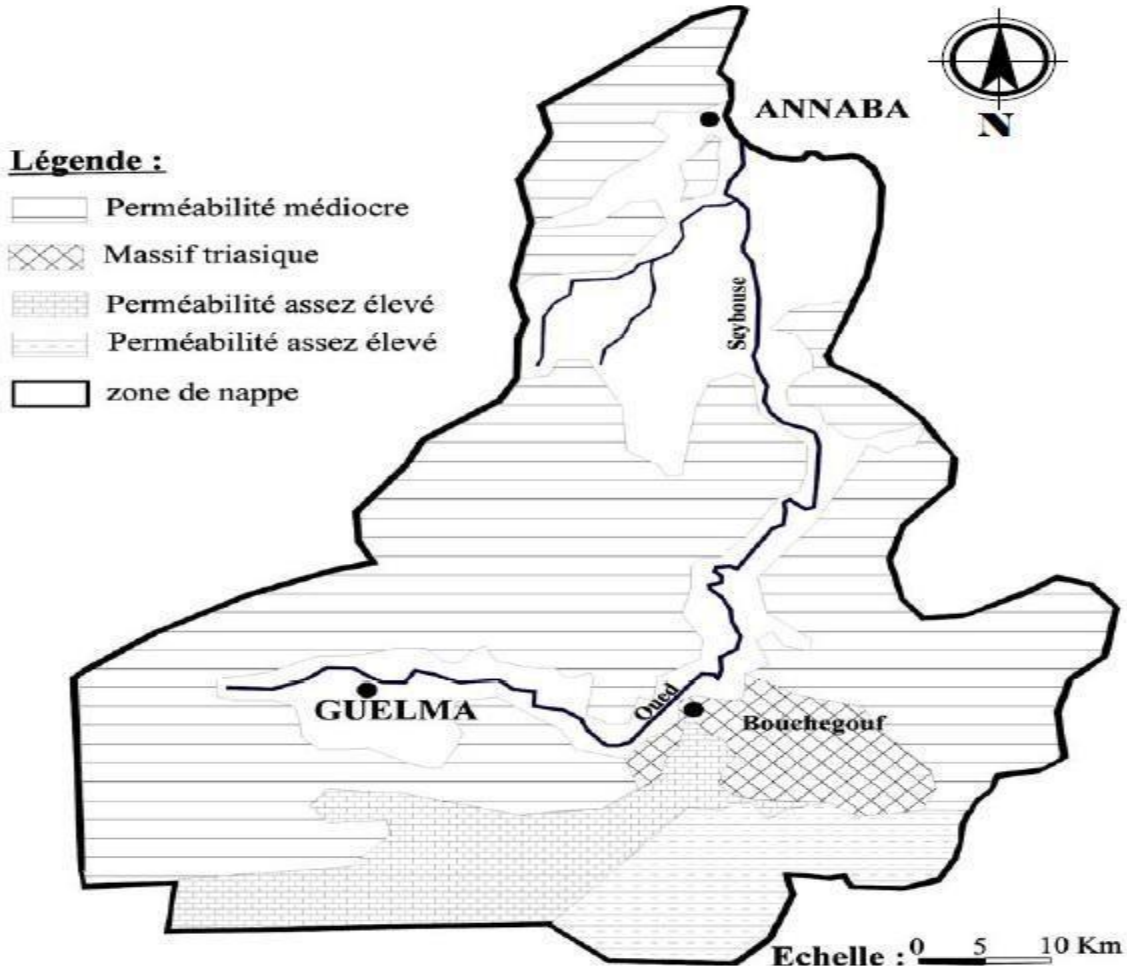


Figure II.9:l. Zones hydrogéologiques du bassin versant de la Seybouse à partir de Guelma

II.3 HYPOTHES DE CALCUL

II.3.1 LES NORMES UTILISEES

a) Règles BAEL 91 révisées 99 : (Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux section :1 béton armé) Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites

- Le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 350 kg par m^3 de béton mis en œuvre.
- La résistance caractéristique en compression inferieur ou égale à ≤ 60MPa.
- Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite » est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue :

1. **Les états limites ultimes** : qui correspondent à la limite :

- Soit de l'équilibre statique ;
- Soit de la résistance de l'un des matériaux ;
- Soit de la stabilité de forme

2. **Les états limites de service :** qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité.

b) Règles BPEL91 révisé 99 : (Le Fascicule 62 Titre II, section II) : relatif aux règles de conception et de calcul des ouvrages en béton précontraint.

- Ce texte, dit « Règles BPEL 91 », introduisait notamment la prise en compte des bétons à hautes performances (BHP), présentant une résistance caractéristique en compression allant jusqu´à 60 méga pascal (60 MPA).
- Les calculs justificatifs sont établis suivant la méthode des états limites. Il s´agit essentiellement d´états limites de services et d´états limite ultime.

1. Les états limites ultimes : qui correspondent à la limite :

- Soit de l´équilibre statique
- Soit de la résistance
- Soit de la stabilité de forme.
- Soit l'état limite de la fatigue

2. Les états limites de service : qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité.

c) Règles R.C.P.R version 2008 : (Règle définissant les charges sur les ponts routiers) : Le présent règlement définit les charges et fournit des indications pour la conception structurale des ponts. Il vise les actions permanentes, les charges sur les chaussées et leurs effets annexes, les charges sur les trottoirs, les charges de vent, les charges accidentelles, les charges sur les garde-corps et sur les dispositifs de retenue, applicables au calcul des ponts routes.

Dans les justifications à présenter, les actions et les sollicitations correspondantes sont multipliées par divers Coefficients. Règle définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes

d) Règle R.P.O.A version 2008 : (règles parasismiques des ouvrages d'art) : Le présent règlement contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques.

Ce règlement couvre essentiellement la conception parasismique des ponts pour lesquels les actions horizontales sismiques sont principalement reprises, soit par les culées, soit par la flexion des piles, c'est à- dire les ponts composes d'un système de piles sensiblement verticales, supportant le tablier.

II.3.2 Méthodologie de calcul

L'étude de cet ouvrage se fera manuellement en adoptant diverses méthodes manuelles et il sera vérifié par la suite avec un logiciel de calcul qui utilise la méthode des éléments finis ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFISSIONAL. On fera appel à MICROSOFT EXCEL pour faciliter le calcul manuel.

II.4 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II.4.1 Introduction

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 aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

II.4.2 Le béton

Le béton : c'est un matériau composite obtenu en mélangeant un ensemble de constituants à savoir : du ciment (comme liant), gravier, sable, l'eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton arme : c'est un matériau composite constitué de béton et d'acier qui lie la résistance à la compression du béton à la résistance à la traction de l'acier.

Le béton précontraint : c'est du béton plus torons ou câble (acier actifs) plus de l'acier ordinaire (passif).

II.4.2.1 Caractéristiques mécaniques du béton

a) Résistance du béton

Le béton est par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée *"fc28"*elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ Pour } fc28 \leq 40 \text{ MPa} \quad \text{(II.1)}$$

(*Art2.1.11. B.A.E.L 91-REV99*)

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \text{ pour } fc28 > 40 \text{ MPa} \quad \text{(II.2)}$$

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

f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} (MPa) pour fcj < 60 MPa. ***(Art2.1.12. B.A.E.L 91-REV99).***

b) Contrainte admissible à la compression :(Article A.4.3,4 du BAEL)

Nous fixons les valeurs des contraintes qui ne peuvent être dépassées en aucun point de l'ouvrage, ces contraintes sont appelées contraintes admissibles.

Contraintes admissibles à la compression (ELU)

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{(II.3)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité
- 1.5 En situation durable ou transitoire (en service).
- 1.15 En situation accidentelles (en construction).

θ : coefficient égale à
- 1.00 La durée d'application considérée est supérieur à 24h
- 0.90 la durée est compris entre 1h et 24h
- 0.85 la durée inférieure à 1h

Contrainte admissible à la compression (E.L.S)

$$\sigma b = \begin{cases} 0.5\, f_{c28} & \text{En services} \\ 0.6 f_{c28} & \text{En construction} \end{cases}$$

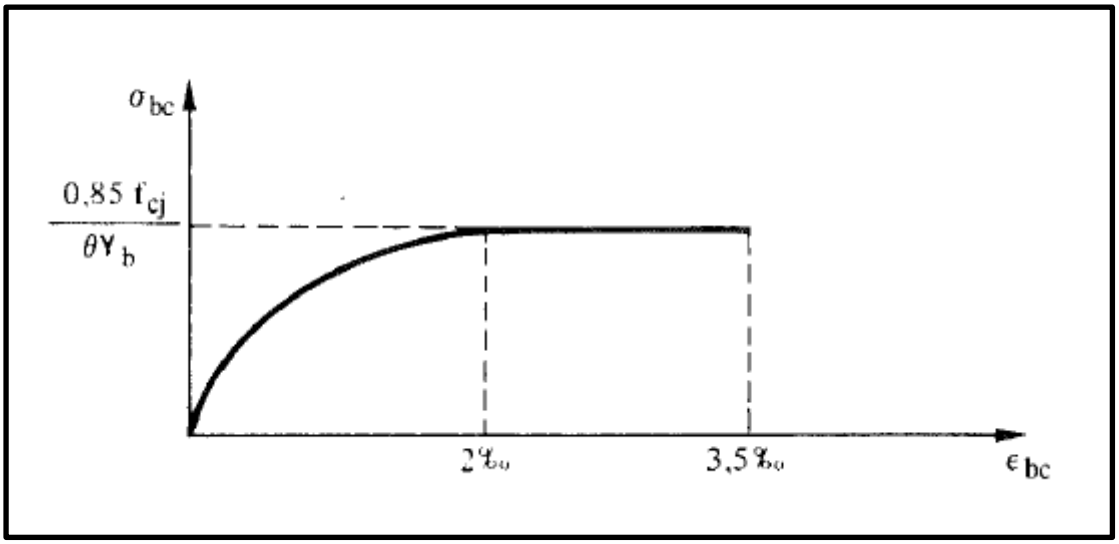


Figure II.10.Diagramme contrainte déformation du béton

c) <u>Déformation longitudinale du béton</u>

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton " E_{ij} " définit par l'article 2.1.2 B.A.E. L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée du béton $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{fc28}$ (II.4)
  pour une durée d'application inférieur à 24h
- Module de déformation sous chargement de langue durée $E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{ftj}$ (II.5)

d) Déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante : **G = E/ 2(1+ ν)** (II.6)

Avec :

E : module de déformation longitudinal (module de YOUNG)

ν : coefficient de poisson

e) <u>Coefficient de poisson (A.2.1,3 du BAEL)</u>

Le coefficient de poisson est pris égal à 0 pour le calcul des sollicitations et a 0,2 pour calcul des déformations.

Tableau II.2. Caractéristiques mécaniques du béton

	fc28 (MPa)	ft28 (MPa)	E_{ij} (MPa)	E_{ij} (MPa)	f_{bu} (MPa)	**σ** (MPa)
Superstructure	35	2.7	35981.73	5152.16	19.83/ 25.87	17.50 21.00
Infrastructure	27	2.22	34179.56	4826.72	17.00/ 22.17	15.00/ 18.00

II.4.3 Aciers (A.2.2, BAEL)

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux natures différentes : Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton ; et les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter la fissuration.

II.4.3.1 Aciers passifs

Les armatures passives sont comparables à celles du béton arme, les armatures passives sont tendues sous les sollicitations extérieures et la limite élastique de ces aciers a de 400 à 500 MPa.

a) La limite élastique

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

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier Es est pris égal à 2.105MPa

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

- $\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1.15$ Situation durable ou transitoire.

b) <u>Contrainte limite de traction (A.4.5.3, BAEL)</u>

En fissuration peu nuisible :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{(II.7)}$$

En fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right). \quad \text{(II.7)}$$

En fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e \; ; \; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right). \quad \text{(II.8)}$$

Avec :

$$\eta = \begin{cases} \eta = 1 \\ \eta = 1.6 \end{cases}$$

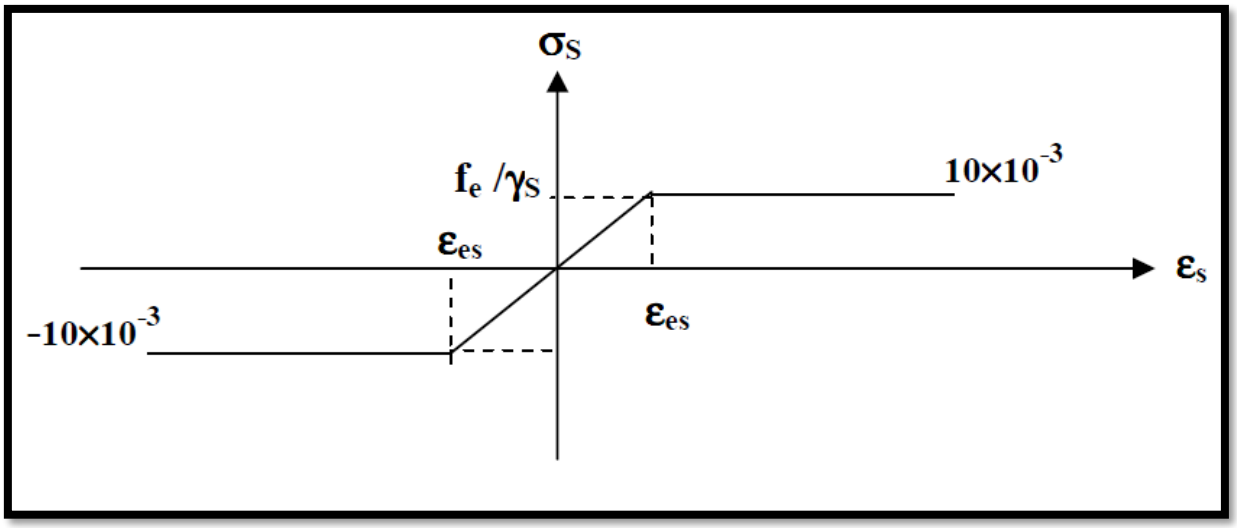


Figure II.11 . Diagramme contraintes déformations.

II.4.3.2 Aciers actifs (A.2.2, A.3.2 BPEL)

Les armatures actives sont des aciers de haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension ou post-tension.

Les armatures de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure, elles sont classées par catégories : barres, files, torons.

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

$$P_0 = \left(0{,}8.\, f_{prg} ou\ 0{,}9 f_{peg}\right) = 1440 MPa \quad \text{(II.9)}$$

- $f$prg : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte =1860 MPa.
- $f$peg : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte =1600MPa.

Les fils

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm, ce qui permet de les livrer en couronnes. Ils peuvent être soit ronds et lisses (pour la post-tension) soit au contraire nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton (pré-tension). Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5 mm, 7 mm ou 8 mm

Les barres

De diamètre supérieur ou égal à 12,5 mm, elles ne sont livrées que rectilignes (leurs longueurs maximales sont de l'ordre de 12 m). Elles peuvent être soit lisses, soit nervurées, les nervures faisant alors office de filetage grossier. Les diamètres les plus courants sont 26 mm, 32 mm et 36 mm. De telles armatures ne sont employées qu'en post-tension.

Les torons

Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches. Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignés par leur diamètre nominal (diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite). Les diamètres les plus utilisés sont les suivants :

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

Un câble est un groupement de fils torsadés. On identifie un câble par la lettre T, pour les câbles constitués de torons par exemple : 27T13 désigne un câble de 27 torons de diamètre 13mm.

II.4.3.3 Caractéristiques mécaniques

a) Résistance

La résistance à prendre en compte dans les calculs est la charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans l'essai de traction jusqu' à la rupture et que l'on désigne Fprj.

Les valeurs actuelles oscillent entre 1570 et 1770 MPa pour les fils, 1030 à1230 MPa pour les barres et 1770 à 1960 MPa pour les torons.

b) La limite élastique

La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie.

c) Module de Young

Le module d'élasticité longitudinale Ep des aciers de précontraintes est égal à :

$$E_P = \begin{cases} 200\,000 \text{ MPa : pour les fils et les barres.} \\ 190\,000 \text{ MPa : pour les torons.} \end{cases}$$

III CHAPITRE III : CARACTERISTIQUE DES ELEMENT DU TABLIER

III.1 Caractéristiques géométriques du tablier

III.1.1 Travée de 40 m

Notre travée est constituée de 7 poutres de 40m surmonté par une dalle de 25cm.

- Largeur totale du tablier La=12 m.
- Nombre de poutre n = 7 poutres.
- Espacement des poutres : λ=1.70 m
- Epaisseur de l'hourdis eh=0,25m.
- Revêtement e_{rev}=0,08 m.
- Dévers d = 2,50%.

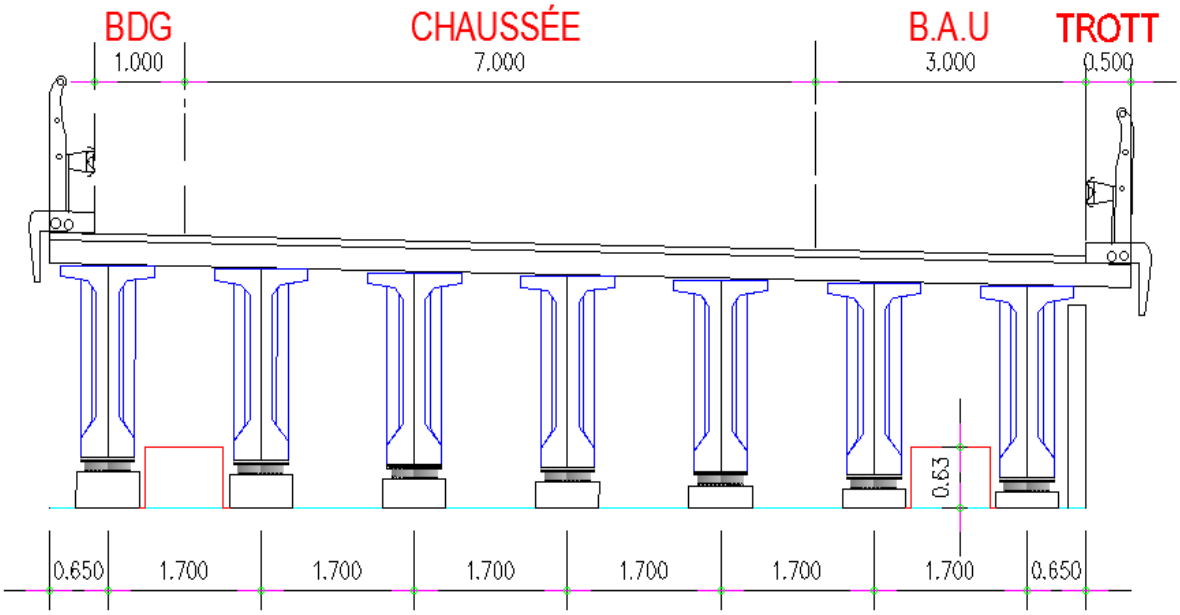


Figure III.1 . Coupe transversale du tablier travée 40m

III.1.2 Travée de 30 m

Notre travée est constituée de 7 poutres de 30m surmonté par une dalle de 25cm, d'où une coupe transversale

- Largeur totale du tablier La=12 m.
- Nombre de poutre n = 7 poutres.
- Espacement des poutres : λ=1.60 m

- Epaisseur de l'hourdis eh=0,25m.
- Revêtement e rev =0,08 m.
- Dévers d = 2,50%.

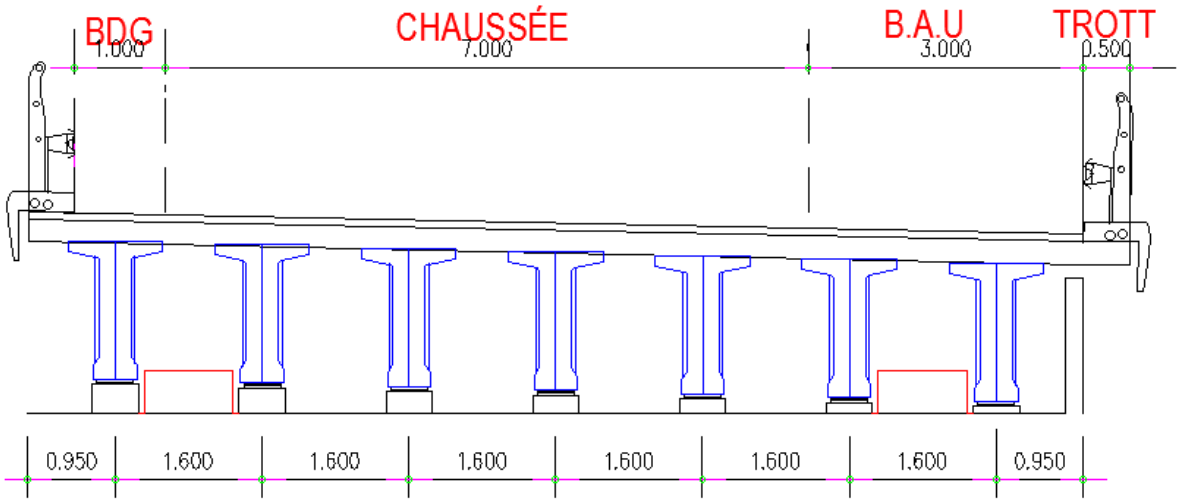


Figure III.2. Coupe transversale du tablier travée 40m

III.2 Géométrie des poutres

III.2.1 Géométrie de la poutre 40m

- Table de compression b=1.04m
- Epaisseur de la table de compression e_{tab}=0.12m
- Hauteur de la poutre h p =2.00m
- Epaisseur de l'âme à mi travée e_{p}=0.25m
- Epaisseur de l'âme zone intermédiaire e_{p}=0.35m
- Epaisseur de l'âme zone d'about e_{p}=0.60m
- Largeur du talon L_{t}=0,60m
- Epaisseur du talon e_{t}=0,20m

Gousset supérieur $\begin{cases} egs = 0{,}04\ m \\ egs = 0{,}06\ m \end{cases}$

Gousset inférieure $\begin{cases} egi = 0{,}175\ m(zone\ intermédiaire) \\ egi = 0{,}225\ m(zone\ mi\ travée) \end{cases}$

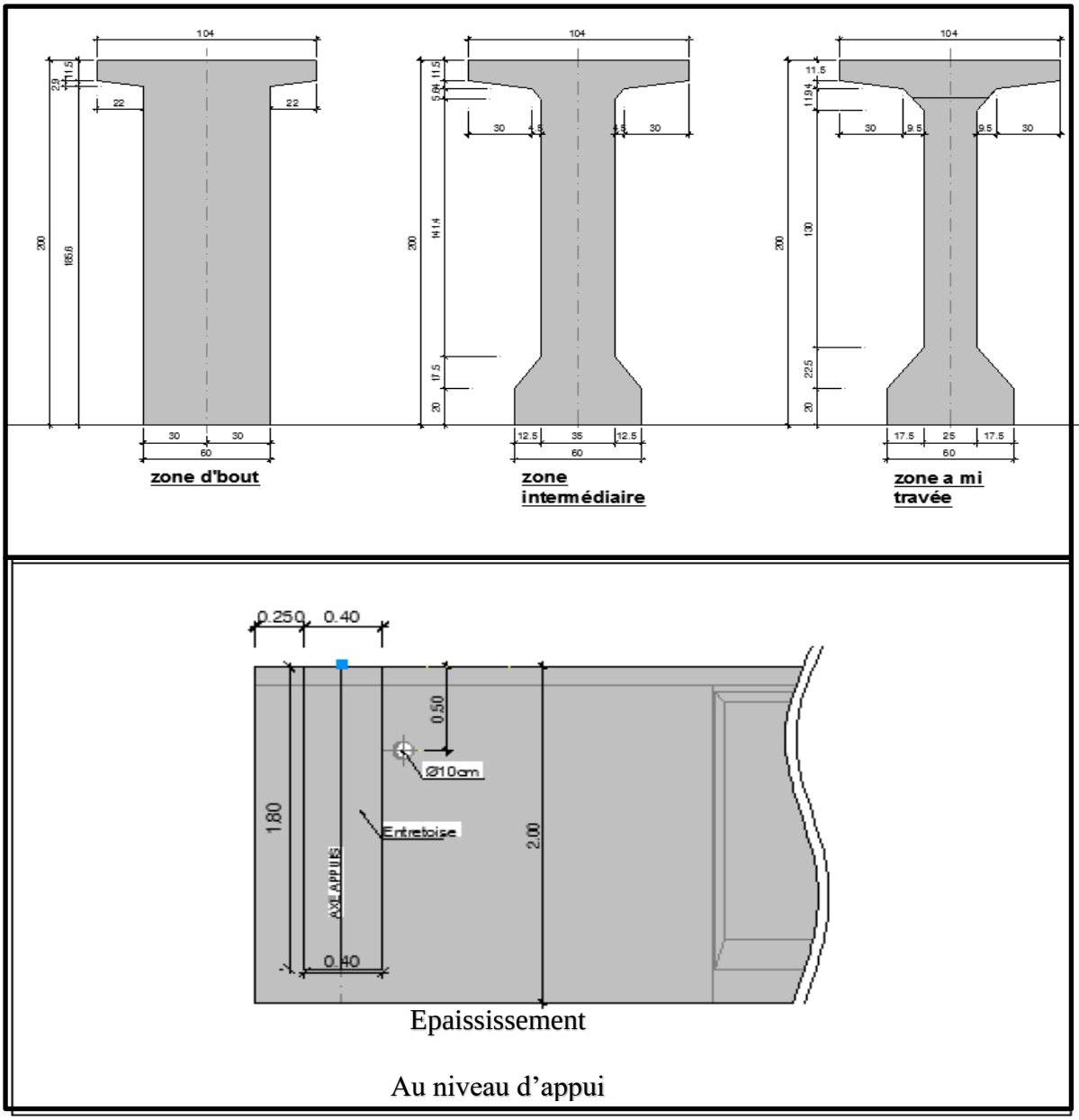


Figure III.3. Géométrie de la poutre de 40 m

III.2.2 Géométrie de la poutre 30m

- Table de compression b=1.03 m
- Epaisseur de la table de compression e_{tab}=0.11 m
- Hauteur de la poutre h p =1.50 m
- Epaisseur de l'âme à mi travée e_{p}=0.21 m
- Epaisseur de l'âme zone intermédiaire e_{p}=0.35 m
- Epaisseur de l'âme zone d'about e_{p}=0.47 m
- Largeur du talon L_{t}=0.47 m

- Epaisseur du talon e_t=0,20m

Gousset supérieur $\begin{cases} egs = 0{,}04\ m \\ egs = 0{,}06\ m \end{cases}$

Gousset inférieure $\begin{cases} egi = 0{,}175\ m(zone\ intermédiaire) \\ egi = 0{,}225\ m(zone\ mi\ travée) \end{cases}$

III.3 Caractéristiques des poutres

Pour calculer les différentes caractéristiques géométriques des différentes sections de la poutre, on utilise les formules suivantes :

Tableau III.1. Formule et détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

Formule	Définition
B **brute**	Section brute de la poutre
B **net**=0,95* B **brute**	Section nette de la poutre
$I/_\Delta$= bh3/12 **$I/_\Delta$= bh3/36**	Moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité : -pour une section rectangulaire -pour une section triangulaire
IG brute = $I/_\Delta$-B*V^2	Moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravite
V **V'**	- distance du centre de gravité à la fibre inférieure - distance du centre de gravité à fibre supérieure
IG net=0,9* **IG brute**	Moment d'inertie nette par rapport à l'axe passant par le centre de gravité
ρ = I g net / B net*ν*ν'	Coefficient de rendement géométrique

III.3.1 Poutre 40m

III.3.1.1 Section D'about

Tableau III.2. Caractéristique géométrique de la section d'about sans hourdis

Section sans hourdis	
H(m)	2
B brute (m^2)	1,26
B net (m^2)	1,20
V' (m)	1,04
V (m)	0,96
IG brute (m^4)	0,45
IG net (m^4)	0,40
P (%)	34

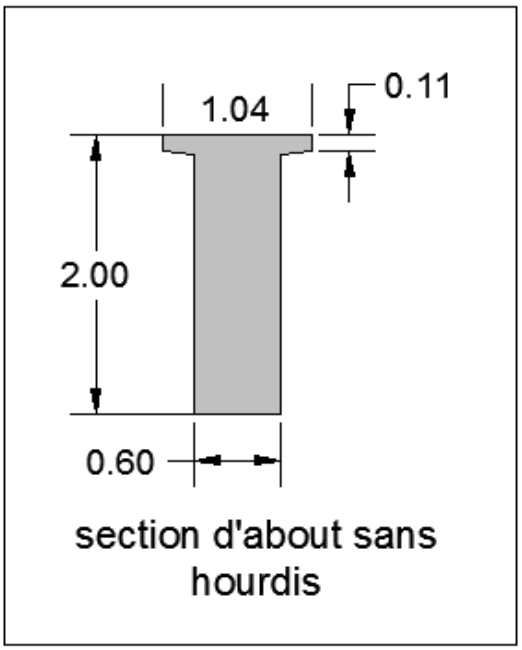


Figure III.4. Section d'about sans hourdis

Tableau III.3. Caractéristique géométrique de la section d'about avec hourdis

Section avec hourdis	
H(m)	2.25
B brute (m^2)	1,68
B net (m^2)	1,59
V' (m)	1,32
V (m)	0,93
IG brute (m^4)	0,82
IG net (m^4)	0,74
P (%)	38

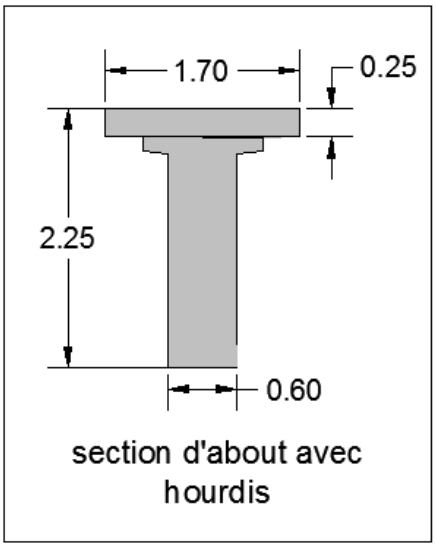


Figure III.5 . Section d'about avec hourdis

III.3.1.2 Section intermédiaire

Tableau III.4. Caractéristique géométrique de la section intermédiaire sans hourdis

Section sans hourdis	
H(m)	2
B brute (m^2)	0,87
B net (m^2)	0,83
V' (m)	1,03
V (m)	0,97
IG brute (m^4)	0,37
IG net (m^4)	0,33
P (%)	40

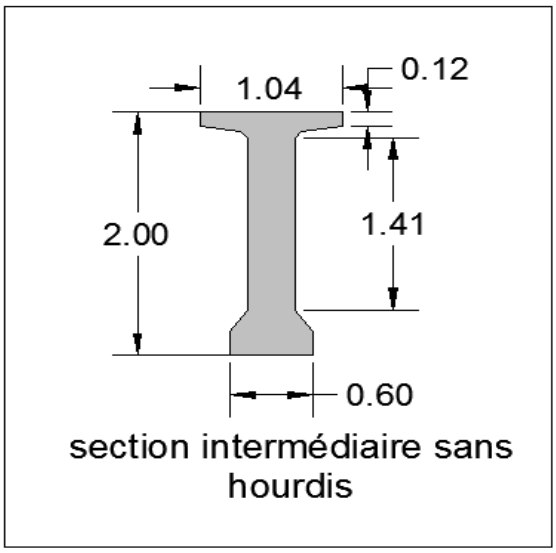


Figure III.6. Section intermédiaire sans hourdis

Tableau III.5. Caractéristique géométrique de la section intermédiaire avec hourdis

Section avec hourdis	
H(m)	2,25
B brute (m^2)	1,30
B net (m^2)	1,24
V' (m)	1,39
V(m)	0,86
IG brute (m^4)	0,71
IG net (m^4)	0,64
P (%)	43

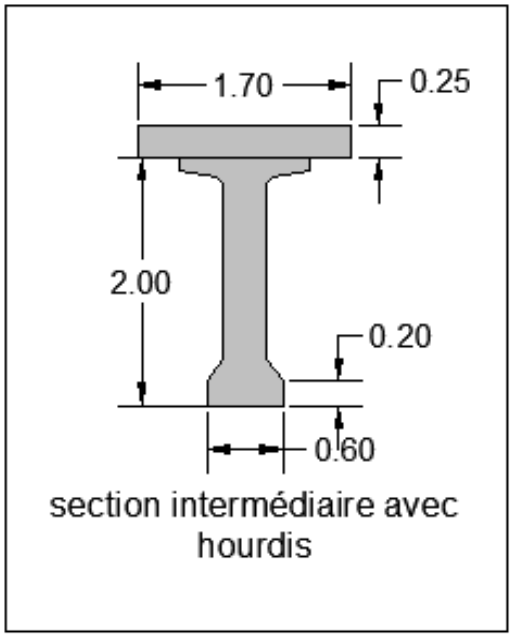


Figure III.7. Section intermédiaire avec hourdis

III.3.1.3 Section mi- travée

Tableau III.6. Caractéristique géométrique de la section mi- travée sans hourdis

Section sans hourdis	
H(m)	2
B brute (m^2)	0,73
B net (m^2)	0,693
V' (m)	1,02
V (m)	0,98
IG brute (m^4)	0,347
IG net (m^4)	0,312
P (%)	45

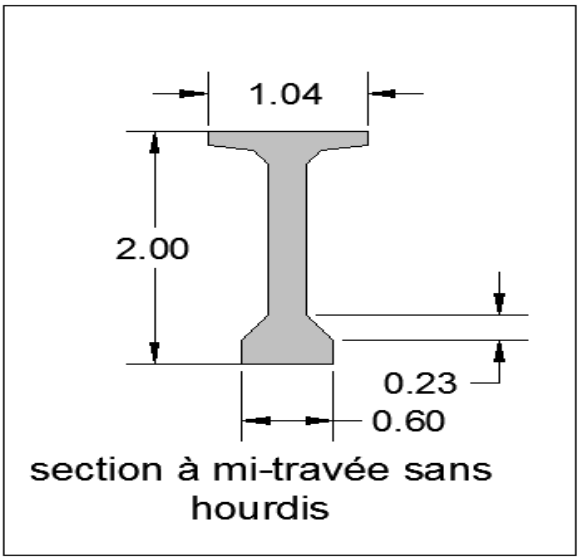


Figure III.8. Section mi- travée sans hourdis

Tableau III.7. Caractéristique géométrique de la section mi- travée avec hourdis

Section avec hourdis	
H(m)	2,25
B brute (m^2)	1.16
B net (m^2)	1,10
V' (m)	1,43
V (m)	0,82
IG brute (m^4)	0,67
IG net (m^4)	0,61
P (%)	47

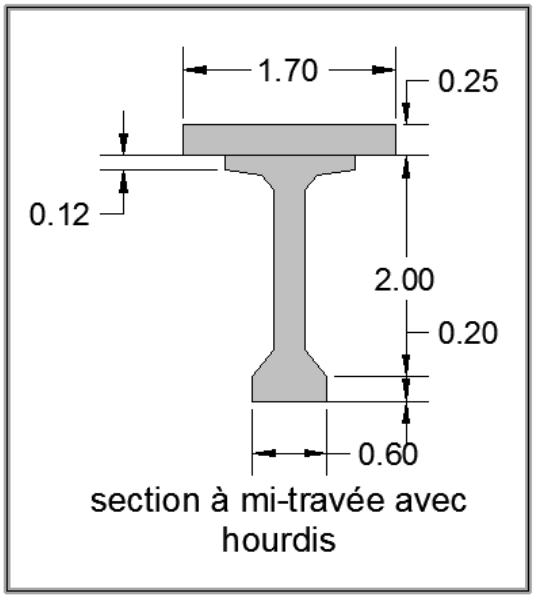


Figure III.9. Section mi- travée avec hourdis

III.3.2 Poutre 30m

III.3.2.1 Section D'about

Tableau III.8 .Caractéristique géométrique de la section d'about sans hourdis

Section sans hourdis	
H(m)	1,50
B brute (m^2)	0,78
B net (m^2)	0,74
V' (m)	0,82
V (m)	0,68
IG brute (m^4)	0,16
IG net (m^4)	0,15
P (%)	36

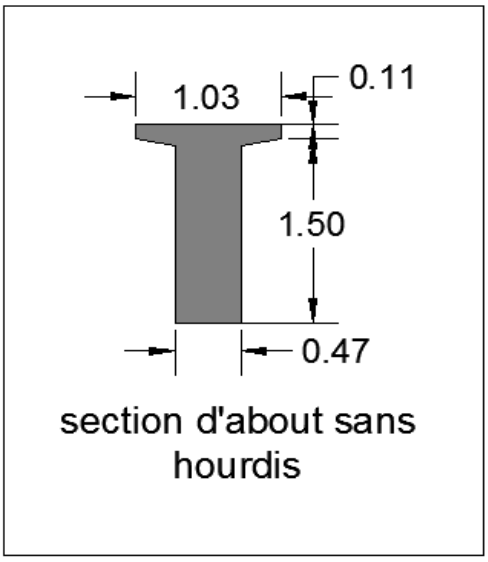


Figure III.10. Section d'about sans hourdis

Tableau III.9. Caractéristique géométrique de la section d'about avec hourdis

Section avec hourdis	
H(m)	1,75
B brute (m^2)	1,18
B net (m^2)	1,12
V' (m)	1,09
V (m)	0,66
IG brute (m^4)	0,34
IG net (m^4)	0,30
P (%)	38

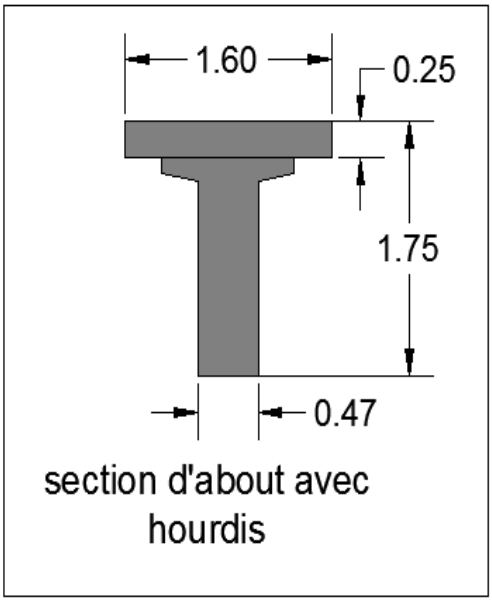


Figure III.11. Section d'about avec hourdis

III.3.2.2 Section intermédiaire

Tableau III.10. Caractéristique géométrique de la section intermédiaire sans hourdis

Section sans hourdis	
H(m)	1,50
B brute (m^2)	0.65
B net (m^2)	0,74
V' (m)	0,83
V (m)	0.67
IG brute (m^4)	0,15
IG net (m^4)	0.13
P (%)	33

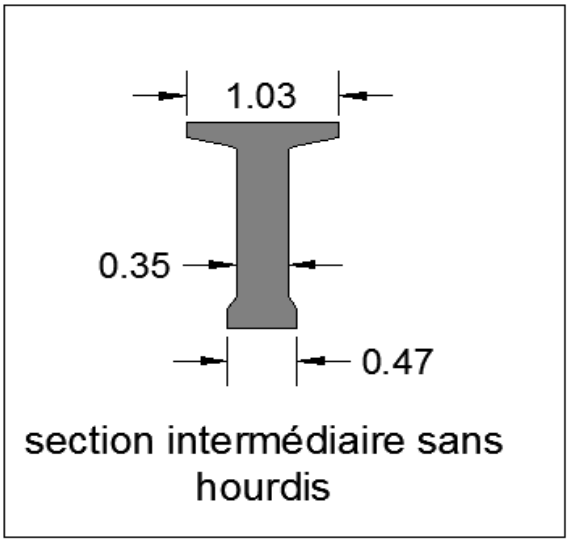


Figure III.12. Section intermédiaire sans hourdis

Tableau III.11. Caractéristique géométrique de la section intermédiaire avec hourdis

Section avec hourdis	
H(m)	1,75
B brute (m^2)	1.05
B net (m^2)	0.99
V' (m)	1,13
V (m)	0.62
IG brute (m^4)	0,31
IG net (m^4)	0,28
P(%)	40

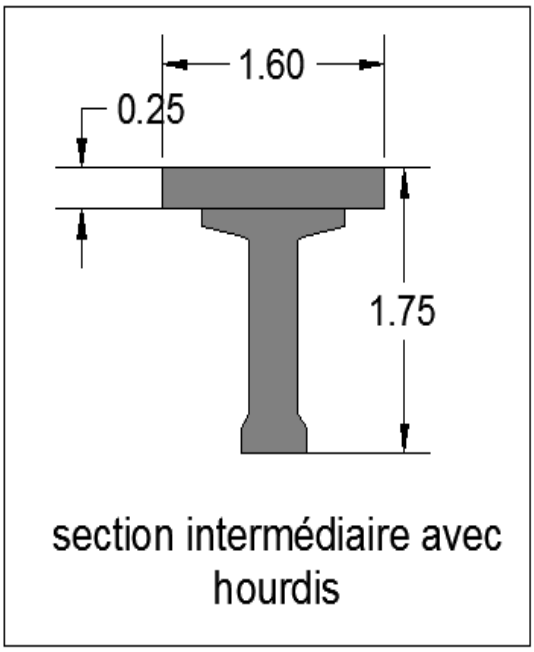


Figure III.13. Section intermédiaire avec hourdis

III.3.2.3 Section mi- travée

Tableau III.12. Caractéristique géométrique de la section mi- travée sans hourdis

Section sans hourdis	
H(m)	1.50
B brute (m^2)	0.51
B net (m^2)	0.48
V' (m)	0.84
V(m)	0.66
IG brute (m^4)	0,14
IG net (m^4)	0,13
P (%)	48

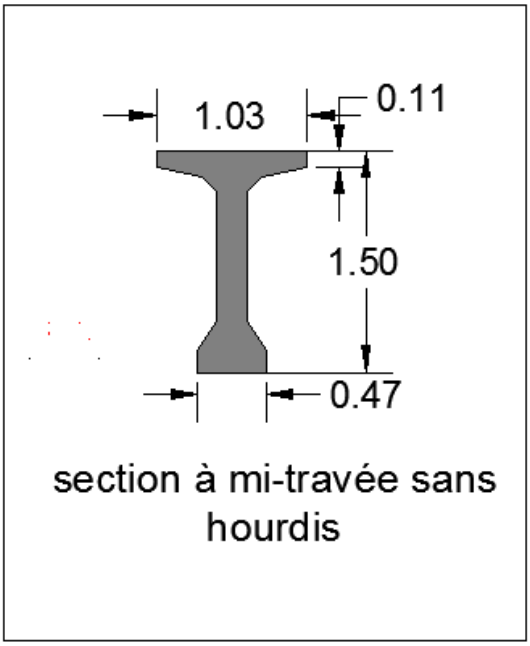


Figure III.14. Section mi-travée sans hourdis

Tableau III.13. Caractéristique géométrique de la section mi- travée avec hourdis

Section avec hourdis	
H(m)	1,75
B brute (m^2)	0,91
B net (m^2)	0,86
V' (m)	1,19
V(m)	0,56
IG brute (m^4)	0,21
IG net (m^4)	0,19
P (%)	33

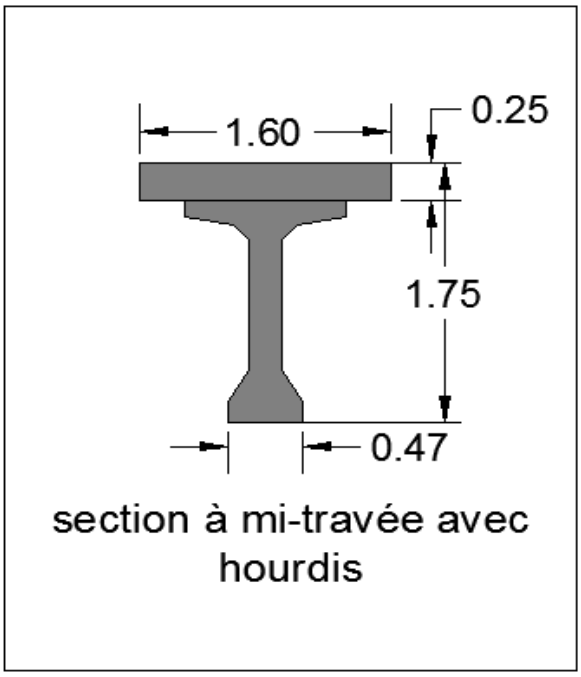


Figure III.15. Section mi- travée avec hourdis

IV Evaluation des charges et surcharges

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter : Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être charges permanentes CP ou charges complémentaire permanentes CCP

IV.2 Calcul des charges pour la Travée de 40.00m

IV.2.1 Les charges permanentes CP

Les charge permanente concerne le poids des poutres et de la dalle ainsi de l'entretoise

a) Poids des poutres :

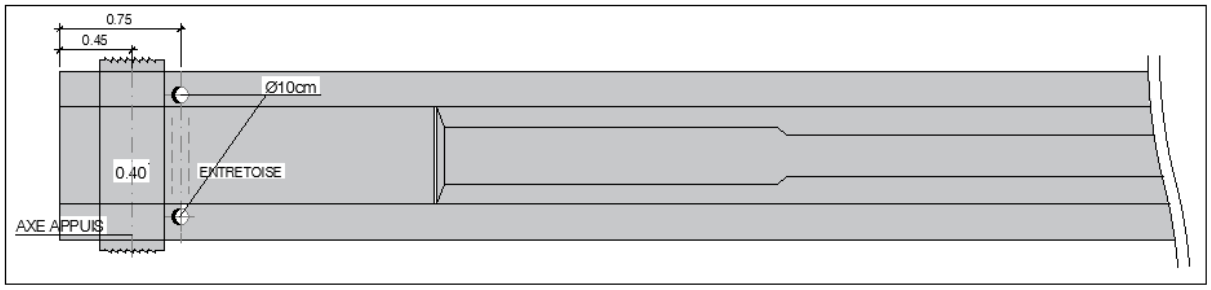


Figure IV.1. Différente section de la poutre

Longueur poutre= 40 m, nombre de poutres = 7

On a : $P= P_{S1}+P_{S2}+P_{S3}$ (IV.1)

P : Poids propre de la poutre

Psi= Li x poids volumique BP x la surface de Si

Tell que Li : longueur de la section

P poutre = (PS1+PS2+PS3)

Tableau IV.1.poids de la poutre

	Aire	Longueur	Volume	ρ (t/m3)	V× ρ =P(t)
Section 1	1,26	4.66	5.87	2,5	14.67
Section 2	0,87	4,4	3.83	2,5	9,57
Section 3	0.73	30.95	22.59	2,5	56,47

Poids total de la poutre = 80,71

P=80,71/40 t/ml =2,02 t/ml

Poids des poutres (coupe transversale contient 7poutres) on a : Pp=2.02x7=14,14 t/ml

b) Poids de la dalle :

Poids propre de la dalle P_{dalle} =0.25x12x2.5 =7,5 t/ml

c) Poids de l'entretoise :

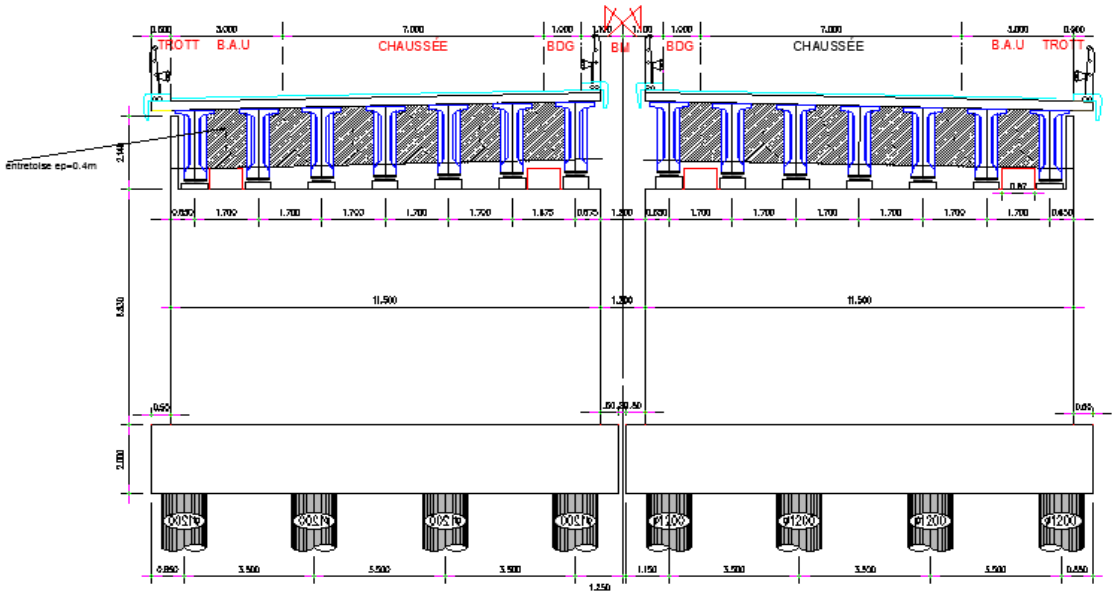


Figure IV.2. Coupe transversale

Notre ouvrage contient des entretoise au niveau de chaque appui leur rôle principal est

-Relis les poutres entre eux

-rigidifié le tablier

$P_{\textbf{entretoise}}$ =S×e_p×2× ρ =10,85×0,4×2×2.5=21,7 t

$P_{entretoise}$ = 21,7/40 =0,54 t/ml

Alors les charges permanentes CP sont égales à : Cp= P_p +P_{dalle}+ $P_{entretoise}$ = 22,18 t/ml

IV.2.2 Calcul des charges complémentaires permanentes CCP

Poids propre du trottoir, corniche, revêtement TPC

- **Poids de la corniche**

L'ouvrage étudié contient deux corniches sur le bord droit de la route alors :

$P_{corniche}$ =$S_{Corniche}$ × la densité du béton=0,095×2,5×2=0,47 t/ml

- **Poids du revêtement :** $P_{Revêtement} = p$ revêtement$\times e = 2{,}2 \times 0{,}08 \times 11 = 1{,}94$ t/ml
- **Poids des glissières de sécurité** : $P_{gs} = 0.1 \times 2 = 0{,}2$t/ml (BN4)
- **Poids du trottoir :** (2 trottoirs) $P_{trottoirs} = 2 \times 0{,}20 \times 0{,}50 \times 2{,}5 = 0{,}5$ t/ml

Alors les charges complémentaires permanentes CCP sont égales à :

CCP = P corniche + P revêtement $+P_{gs}+ P_{trottoirs} = 0{,}47+1{,}94+0{,}2+0{,}5 = 3{,}11$ t/ml

Tableau IV.2. Tableau récapitulatif des charges permanente (travée de 40m)

	Elément	Poids t/ml	Poids t
CP	Poutres	14,14	565,6
	Dalle	7,5	300
	Entretoise	0,54	21,7
CCP	Corniche	0,47	18,8
	Revêtement	1,94	77,6
	Glissière de sécurité	0,2	8
	Trottoir	0,5	20
Poids totaux du tablier (1 seule travée)		25,29	1011,7

IV.3 Calcul des charges pour la Travée de 30.00m

Les charges Cp et ccp sont calculer à l'aide d'Excel

Tableau IV.3. Tableau récapitulatif des charges permanentes (travée de 30m)

	Elément	Poids t/ml	Poids t
CP	Poutres	10.50	315
	Dalle	7,5	225
	Entretoise	0.54	18
CCP	Corniche	0,47	14.1
	Revêtement	1,94	58.2
	Glissière de sécurité	0,2	6
	Trottoir	0,5	15
Poids total du tablier (1 seule travée)		21.11	633.3

IV.4 Caractéristiques du pont

Largeur totale : l_T= 12.00 m

Largeur roulable : Lr=11.00m

Largeur chargeable : Lc =10m

Nombre de voies : n =[LC/3] = [10/3] =3 voies. (IV.2)

Largeur d'une voie : lv= lc/ n = 3,5m (IV.3)

Nombre de poutres :07

Longueur de la poutre : 40 m

Nombre de travées : 03

IV.5 Classe du pont (art 4,3 RCPR)

La classe du pont se détermine en fonction de la largeur roulable, tous les ponts supportant des chaussées rouable $L_r \geq 7m$ sont rangés dans la catégorie de première classe (RCPR).

Dans notre cas la largeur roulable =11m.

Donc : le pont est classé en 1ère classe.

IV.6 Calcul des surcharges (selon RCPR) : poutre 40m

D'après le RCPR, les surcharges qui ont été utilisé pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

-La surcharge de type A(l) ; -

-Système B :(B_c, B_t, B_r)

-La surcharge militaireM_{c120}.

-Le convoi exceptionnel D_{240} .

-Les surcharges sur trottoirs.

- **Système A(l) (art 4.4 RCPR) :**

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} = 230 + \frac{36000}{39{,}10+12} = 934{,}50 \text{ kg/m}^2 = 0{,}935 \text{ t/m}^2 \quad \text{(IV.4)}$$

L : la longueur chargée.

Déterminer a1, a2 :

$a1$ Est détermine en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

Tableau IV.4. Tableau coefficients A (1)

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Le pont étudié est de classe 1 et supporte 3 voies de circulation alors α1=0,9

A1 = max (a1 A (L) ; 4 -0,002L) =0,84t/m^2

A1 =0,84t/m^2

La charge A1 obtenue est multipliée par un coefficient $a2 = \frac{V0}{V}$ (IV.5)

V =Lc/N=10/3=3,5m.

Vo : dépend de la classe de pont

Tableau IV.5: Valeur de V_0 (Tableau4.2 RCPR)

Classe de pont	V_0
Première classe	3,50 m
Deuxième classe	3,00 m
Troisième classe	2,75 m

Donc pour : Vo=3.5m⇒ a2=3.5/3,5=1

A2=A1*a2=0,84t/m^2

TableauIV.6 Charge A(L) en fonction du nombre de voie chargé

Nombre de voie chargé	A(l) (t/ml)
1voie	2,94
2voie	5,88
3voie	8,82

- **Système de charge B : ART 4.5 RCPR**

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner Indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

-Le système Bc se compose de camions types.

-Le système Br se compose d'une roue isolée.

-Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommes essieux tandems.

Les deux premiers systèmes Bc, Br s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ére et 2éme classe (RCPR)

a) Système Bc :

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

Charge totale …… 300 KN

Charge portée par chacun des essieux arrière……120 KN

Charge portée par l'essieu avant ……60 KN

Longueur d'encombrement .....10,50 m

Largeur d'encombrement.....2,50 m

Distance des essieux arrière .....1,50 m

Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière……4,50 m

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu……2 m

Surface d'impact d'une roue arrière : …. Carre de 0,25 m de cote.

Surface d'impact d'une roue avant : ……carre de 0,20 m de cote.

La disposition de ce système se fait de long de la chaussé (sens longitudinale est sens transversale)

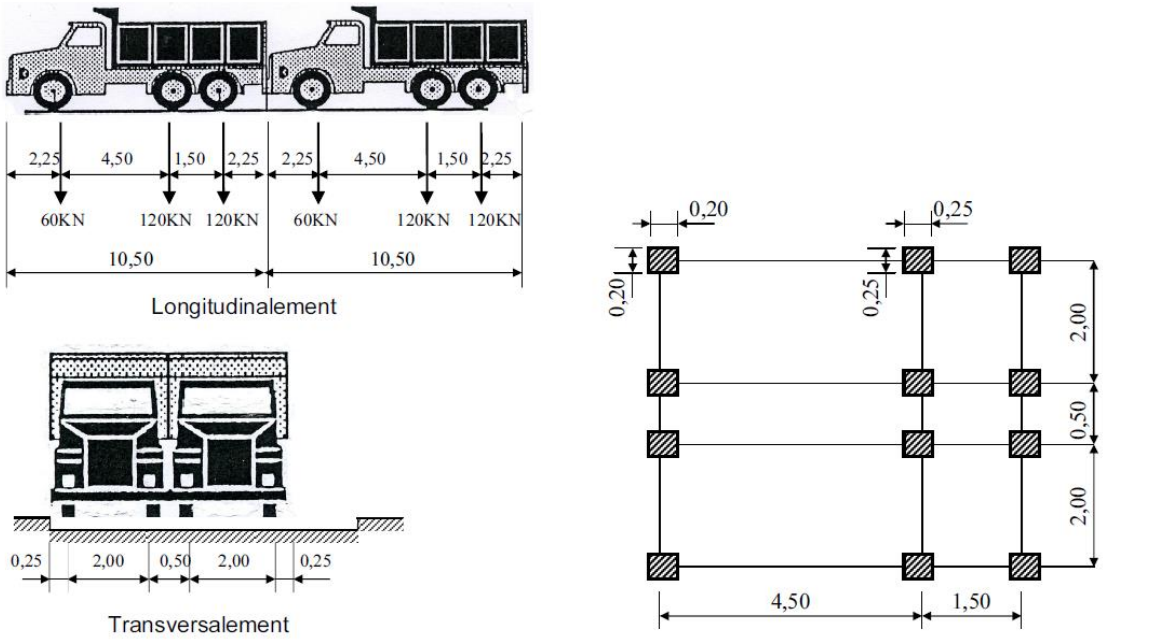


Figure IV.3. Système Bc longitudinalement, transversalement et en plan (RCPR).

Coefficient de pondération bc :

Tableau IV.6.Valeur du coefficient bc (Tableau4.3 RCPR)

	Nombre de voies chargées				
Classe de pont	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Coefficient de majoration dynamique δ

Le sens physique de ce coefficient :

Les calculs des réactions se fait en considérant les charges comme étant statique, mais en effet l'effet d'une charge statique est inférieur à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système B et MC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$\delta = 1+\frac{0,4}{1+0,2L}+\frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad \text{(IV.6)}$$

- **1ercas : 1 fil chargé**

bc=1,20 , G=1011,7t , S=60t× 1,2

$$\delta = 1+\frac{0,4}{1+0,2\times 39,10}+\frac{0,6}{1+4\frac{1011,7}{60\times 1,2}} = 1,056$$

❖ **2eme cas : deux fils chargés**

bc=1,10 , G=1011,7t , S=120t× 1,1

$$\delta = 1+\frac{0,4}{1+0,2\times 39,10}+\frac{0,6}{1+4\frac{1011,7}{120\times 1,1}} = 1,064$$

Tableau IV.7. Coefficient de majoration dynamique pour la surcharge Bc

	s(t)	b_C	S(t)	δ_{bc}
1 fils	60	1,2	72	1,056
2 fils	120	1,1	132	1,064
3 fils	180	0,95	171	1,070

b) Système Bt :

Un tandems type de système Bt comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

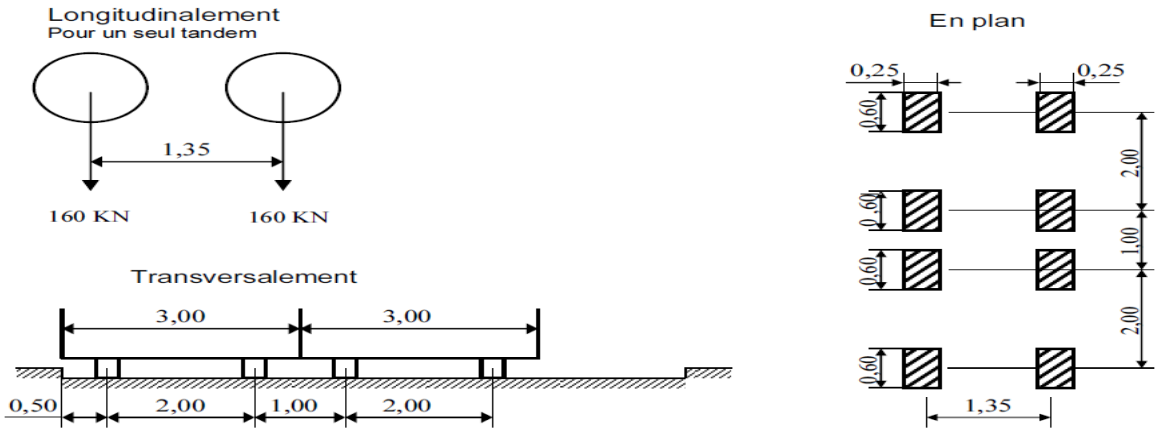


Figure IV.4 . Système Bt

Le système Bt :

- Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe ;
- Le nombre de camions est limité à deux dans le sens transversal ;
- Il est affecté d'un coefficient de pondération bt indique dans le tableau suivant ;

Tableau IV.8. Coefficient bt (tableau 4.4 RCPR)

Classe de pont	bt
Première classe	1.20
Deuxième classe	1.00

Pont de 1ere classe : D'après le tableau de bt : bt =1.2

Calcul des coefficients majoration dynamique δ_{bt} :

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

❖ **1ére cas : un seul tandem :**

$S=s\times b_t = 32\times 1,2$

$$\delta = 1+\frac{0,4}{1+0,2\times 39,10}+\frac{0,6}{1+4\frac{1011,7}{1,2\times 32}}=1,050$$

❖ **2ére cas : deux seuls tandems :**

$S=s\times 2\times bt=32\times 2\times 1,2$

$$\delta = 1+\frac{0,4}{1+0,2\times 39,10}+\frac{0,6}{1+4\frac{1011,7}{1,2\times 32\times 2}}=1,056$$

$\delta 1 = 1,050$

$\delta 2 = 1,056$

➢ **CONVOIS Mc120 :**

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

-Masse totale : 110t

-Longueur d'une chenille : 6.10m

-Largeur d'une chenille : 1.00m

-Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30m

-Le rectangle d'impacts de chaque chenille est supposé uniformément chargé

Les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois :

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

Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi n'est pas limité.

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques indiquées sur la figure suivante :

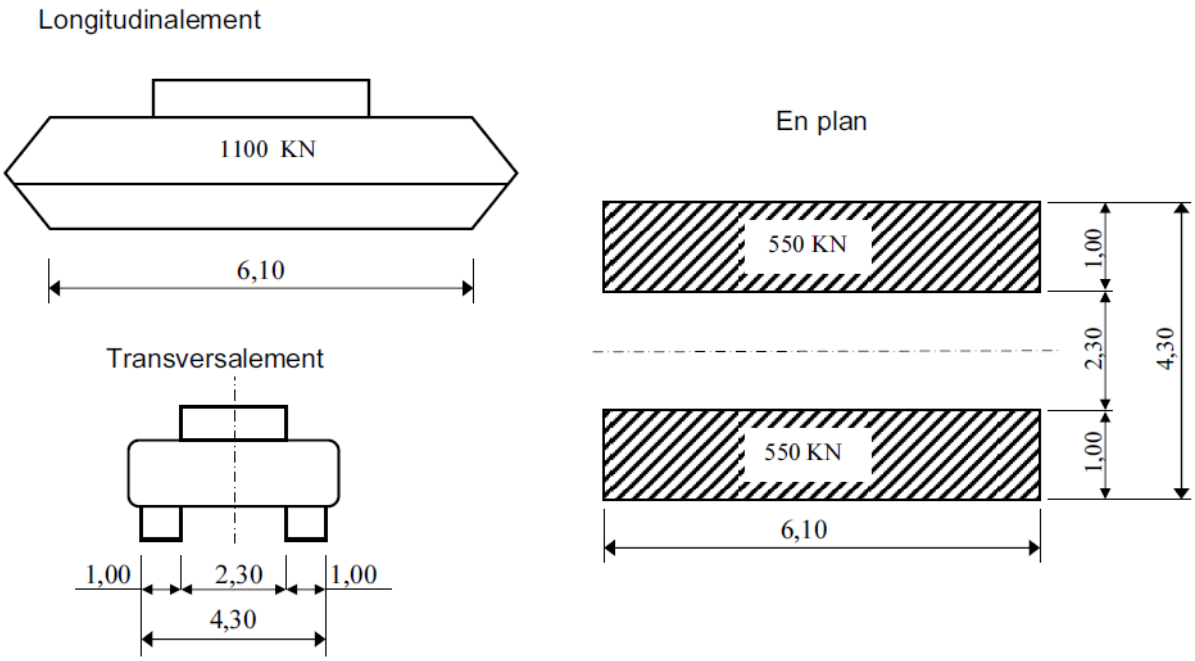


Figure IV.5. Convoi M_c120

Calcule du coefficient majoration dynamique :

S=110 t

G=1011,7 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2x39.10} + \frac{0.6}{1+4\frac{1011,7}{110}} = 1.061$$

- **Convoi exceptionnelles D240 :**

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et 18,60m de longe.

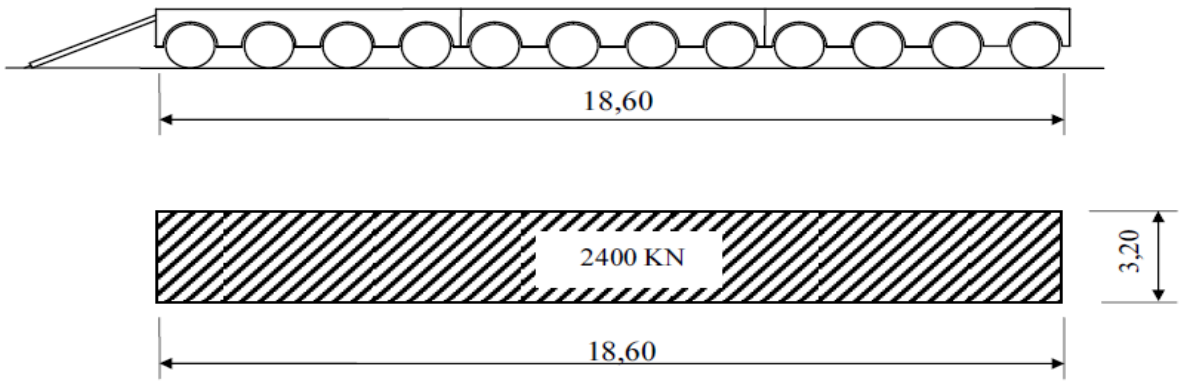


Figure IV.6. Convoi exceptionnelles D240

IV.7 Calcul des éléments de réduction sous charges pour la travée de 40m

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

- **Poutre seule**

Ppoutre=2,02t/ml

$$Ra = Rb = \frac{Ppoutre \times L}{2} = \frac{2{,}02 \times 39{,}1}{2} = 39.49 \text{ t}$$

$$M(X) = Ra \times X - Ppoutre \frac{X^2}{2} \quad ; \quad M(X) = 39{,}49 \times X - 2{,}02 \frac{X^2}{2}$$

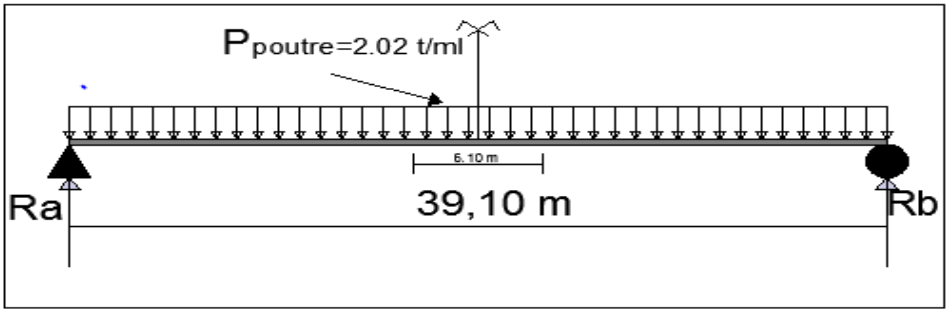


Figure IV.7. Schéma statique d'une poutre

Tableau IV.9. Moment fléchissant et effort tranchant sous poids de la poutre

SECTION	R(X)	T(X) (t)	M(X) (t.m)
0	39,49	39,49	0
0,25L	39,49	19,74	289,50
0,5L	39,49	0	286,00

- **Poutre + Dalle**

$$P_{\text{poutre +dalle}} = P_{\text{poutre}} + \frac{\text{Pdalle}}{nbr\ des\ poutres} = 2{,}02 + \frac{7.5}{7} = 3{,}09 \text{ t/ml}$$

Tableau IV.10. Moment fléchissant et effort tranchant sous poids de la poutre+dalle

SECTION	R(X)	T(X) (t)	M(X)(t.m)
0	60,40	60.40	0
0,25L	60,40	30,89	493,90
0,5L	60,40	0	794,79

➢ **Poids propre total**

G=25,29 t/ml

Ra=Rb=$\frac{25,29\times39,10}{2}$=494,41 t

Moment fléchissant : $M(X) = 494,41 \times X - \frac{25,29\times X^2}{2}$

Effort tranchant : $T(X) = 494,1 - 25,29 \times X$

Tableau IV.11 . Moment fléchissant et effort tranchant sous poids de la poutre+dalle

SECTION	$R(X)\ (t)$	$T(X)$(t)	$T_0(X)$(t) $= T/7$	$M(X)\ (t.m)$	$M_0(X)(t.m)$ $= M_0/7$
0	494,41	494,41	70,63	0	0
0,25L	494,41	247,20	35,31	3624.62	517,80
0,5L	494,41	0	0	4832.76	690,39

T_0 : Effort tranchant d'une seule poutre: $T_0 = T/7$

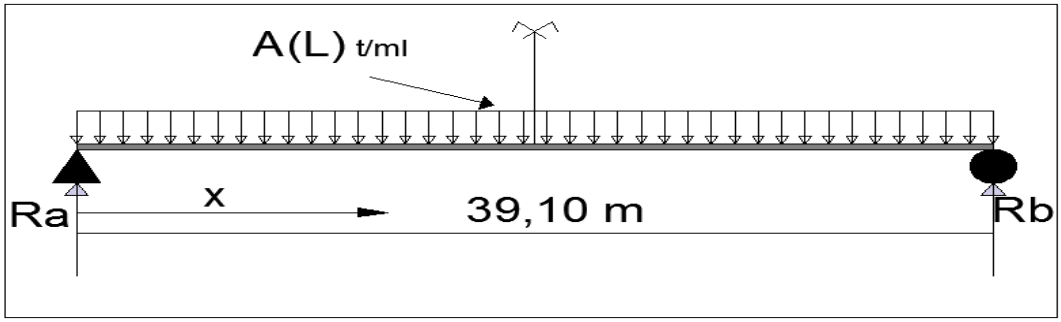
M_0 : moment d'une seule poutre : $M_0 = M/7$

IV.8 Calcul des éléments de réduction sous surcharges (poutre de 40m)

IV.8.1 Moment fléchissant

Pour déterminer le moment, on multiplie les ordonnées des lignes d'influence par la force P dans le cas où cette force est concentrée, si elle est répartie uniformément c'est par l'aire de cette ligne d'influence.

➢ **Surcharge A (L)**



$$M(X) = A(L) \times \frac{L \times x}{2} - \frac{A(L) \times x^2}{2}$$

-Moment fléchissant sera nul aux extrémités.

$$\begin{cases} \text{Pour } x = \frac{L}{4} : M(\frac{L}{4}) = \frac{3A(L)\times L^2}{32} \\ \text{Pour } x = \frac{L}{2} : M(\frac{L}{2}) = \frac{A(L)\times L^2}{8} \end{cases}$$

Tableau IV.12. Moment fléchissant sous A(L)

	$A(L)$	$M(0)(T.M)$	$M(L/4)$	$M_0(L/4)$	$M(L/2)$	$M_0\ (L/2)$
1voie	2,94	0	421,38	60,20	561,83	80,26
2voies	5,88	0	842,76	120,39	1123,67	160,52
3voies	8,82	0	1264,13	180,59	1685,51	240,78

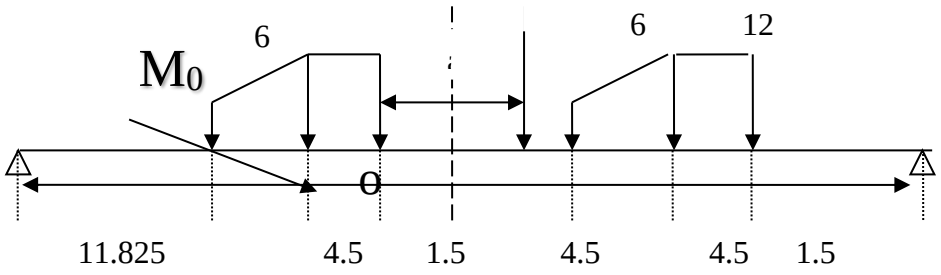
M_0 : moment d'une seule poutre : $M_0 = \frac{M}{7}$

- **Système BC**

Théorème de barrée :

Le moment fléchissant est maximal dans une poutre au passage d'un convoi, se produit au droit d'un essieu. Tel que cet essieu soit symétrique à la résultante des forces engagées sur la poutre par rapport au milieu.

Pour $\boldsymbol{M(L/2)}$:



$$X_G = \frac{\sum X_i \times P_i}{\sum P_i} = \frac{12\times 4.5+12\times 6+6\times 10.5+12\times 15+12\times 16.5}{60} = 9.45m$$

a=1.725

$$Ra = \frac{12\times 10{,}775+12\times 12{,}275+6\times 16.775+12\times 21{,}275+12\times 22.575+6\times 27.275}{39.10} = 27.29t$$

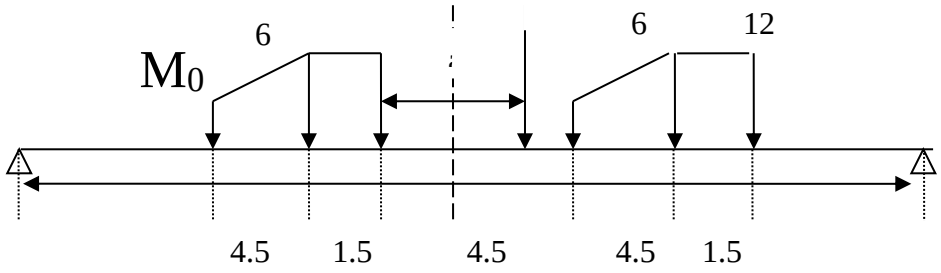
$$\Sigma M/o = 0 => M = Ra \times 17{,}825 - 6\times 6 - 12\times 1{,}5 = 432.44t.m$$

M_{bc1fil}=M ×bc × δ_{bc}× 1 =432.44 × 1.2 × 1.056 = 547.98 t.m

M_{bc2fil}=M ×bc × δ_{bc}× 2 =432.44× 1.1 × 1.064 × 2 = 1012.25t.m

M_{bc3fil}=M ×bc × δ_{bc}× 3 =432.44× 0.95 × 1.070 × 3 = 1318.72 $t.m$

Pour $\boldsymbol{M(L/4)}$:



$$X_G = \frac{\sum X_i \times P_i}{\sum P_i} = \frac{12\times 4.5+12\times 6+6\times 10.5+12\times 15+12\times 16.5}{60} = 9.45m$$

$$a=1.72 \longrightarrow Ra = \frac{60\times 8.05}{39.10} = 12.35t$$

$$\Sigma M/o = 0 => M = Ra \times 27.6 - 6\times 6 - 12\times 1{,}5 = 286.86t.m$$

M_{bc1fil}=M ×bc × δ_{bc}× 1 =286.86 × 1.2 × 1.056 = 363.50 t.m

M_{bc2fil}=M ×bc × δ_{bc}× 2 =286.86× 1.1 × 1.064 × 2 = 671.48t.m

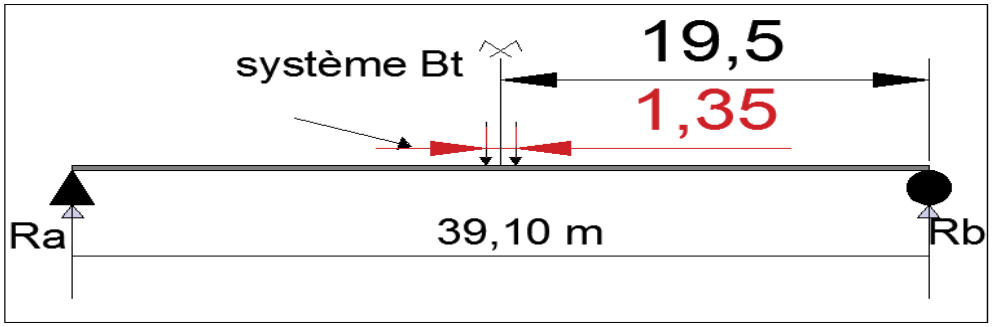
M_{bc3fil}=M ×bc × δ_{bc}× 3 =286.86× 0.95 × 1.070 × 3 = 874.78 $t.m$

Tableau IV.13. Moment fléchissant sous chargement bc

	$\boldsymbol{M(L/2)}$	$\boldsymbol{M0(L/2)}$	$\boldsymbol{M(L/4)}$	$\boldsymbol{M0(L/4)}$
1 fil	547.98	78,28	363.50	51,93
2fils	1012.25	144,60	671.48	95,93
3fils	1318.72	188,39	874.78	124,97

- **Système Bt:**

Pour $\boldsymbol{M(L/2)}$:



à cause de la symétrie : $R_a=R_b=16t$

$$M(\frac{l}{2}) = Rb \times 19{,}55 - 16 \times \frac{1{,}35}{2} = 302t.m$$

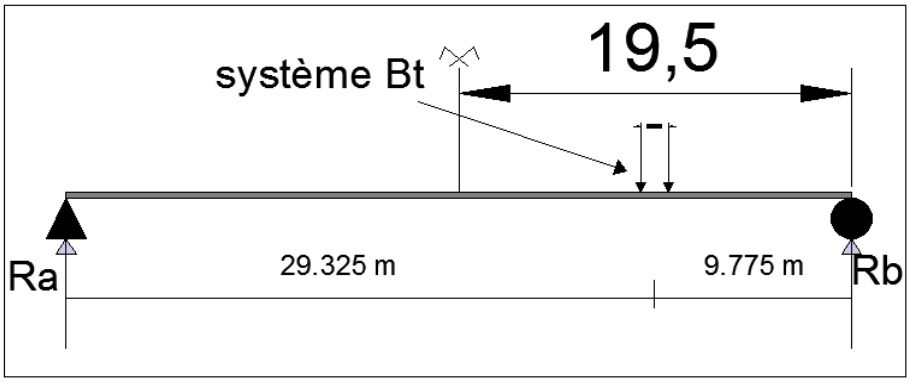
❖ **Un seul tandem**

M_{bt}=M $\times$ $\delta_{bt}\times$ 1 =$302 \times 1.05 = 317{,}1$ t.m

❖ **Deux tandems**

M_{bt}=M $\times$ $\delta_{bt}\times$ 2 =$302\times 1.056 \times 2 = 637{,}82$t.m

b) pour m(l/4) :



$$\frac{\Sigma M}{B} = 0 => Ra \times 39{,}10 - 32 \times 9{,}775 = 0$$

R_A=8t=>R_B=32-8=24t

M(l/4)=R_B ×9,775-16× $\frac{1{,}35}{2}$

M(l/4)=223,8t.m

❖ **Un seul tandem**

M_{bt}=M $\times$ $\delta_{bt}\times$ 1 =$223{,}8 \times 1.05 = 234{,}99$ t.m

❖ **Deux tandems**

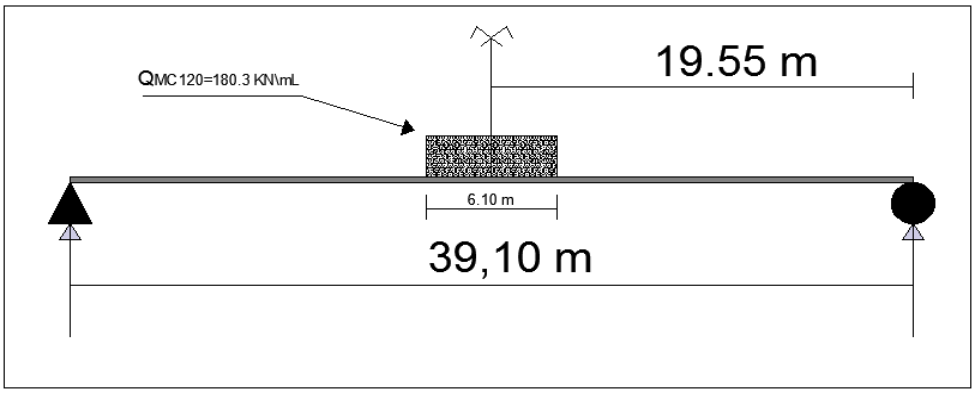
M_{bt}=M $\times$ $\delta_{bt}\times$ 2 =$223{,}8\times 1.056 \times 2 = 472{,}66$t.m

Tableau IV.14. Moment fléchissant sous chargement bt

	$M(L/2)$	$M0(L/2)$	$M(L/4)$	$M0(L/4)$
Un seul tandem	317,1	45,3	234,99	33,57
Deux tandems	637,82	99,12	472,66t	67,52

➢ **Système MC120 :**

Pour m(L/2)



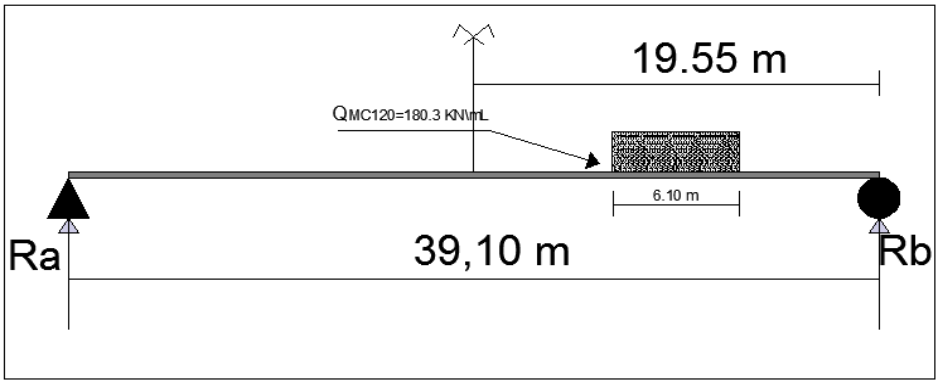
$R_A=R_B=\frac{18,03\times6,1}{2}=55t$

$M(l/2)=R_A\times19,55-18,03\times\frac{3,05^2}{2}$

M(l/2) =991, 38t.m

$M_{MC120}=M\times\ \delta_{MC120}=991,38\times1,061=1051,85t.m$

Pour M(l/4) :



$\frac{\Sigma M}{B}=0 => Ra\times39,10-18,03\times6,1\times9,775=0$

R_A=27,49t=>R_B=82,49t

$M(l/4)=R_b\times9,775-18,03\times\frac{3,05^2}{2}$

M(l/4) =722. 47t.m

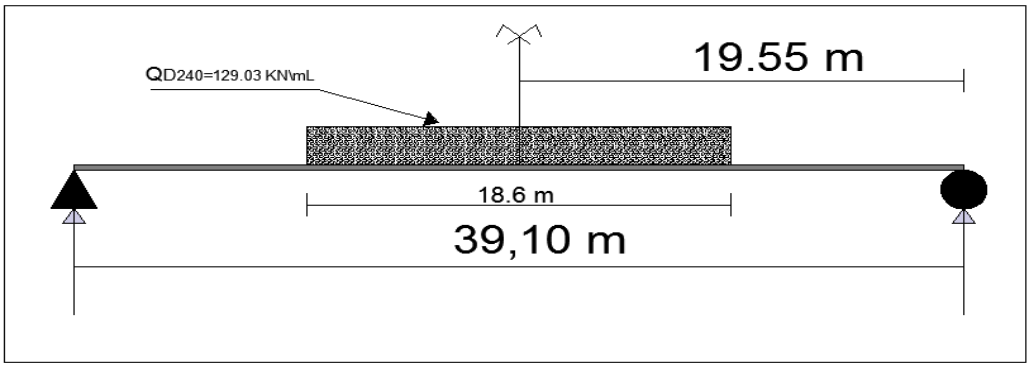
M_{MC120}=722,47 ×1,061=766, 54t.m

Tableau IV.15. Moment fléchissant sous chargement MC120

	$M(L/2)$	$M0(L/2)$	$M(L/4)$	$M0(L/4)$
MC120	1051,85	150,26	766,54	109,50

- **Système D240 :**

Pour M(L/2) :

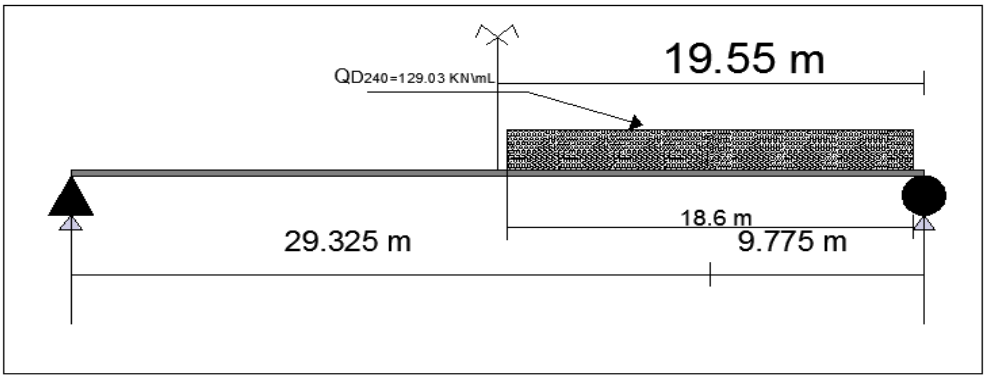


R_A=R_B=120t

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = Rb * 19.55 - 12.9 * 9.3^2/2$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = 1788.13\ t.m$$

Pour M(L/4) :



$$\frac{\Sigma M}{B} = 0 => Ra \times 39{,}10 - 12{,}90 \times 18{,}6 \times 9{,}775 = 0$$

Ra=59,98 t=>Rb=179.96 t

$$M\left(\frac{L}{4}\right) = Rb \times 9{,}775 - 12.9 \times 9{,}3$$

M(L/4) =1639,14 t.m

Tableau IV.16. Moment fléchissant sous chargement D240

	$M(L/2)$	$M0(L/2)$	$M(L/4)$	$M0(L/4)$
D240	1788.13	255,45	1639,14	234,16

- **Trottoir :**
- **Pour un trottoir :**

M(L/2)=$\frac{0,25}{8} xL^2 = 47.77\ t.m$

M(L/4) =$3x\frac{0,25}{32} xL^2 = 3x\frac{0,25}{32} x39,10^2 = 35,83\ t.m$

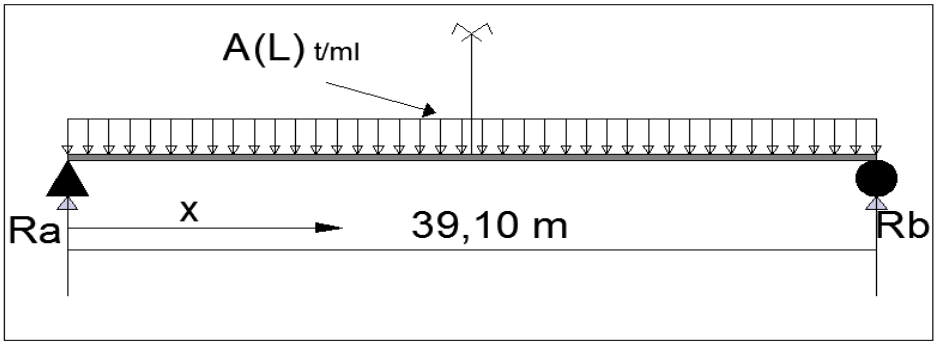
- **Pour 2 deux trottoirs :**

M(L/2)=95,54 t.m

M(L/2)=71,66 t.m

IV.8.2 Effort tranchant :

- **Surcharge A (L)**



T(x=0) =$\frac{A(l)\times L}{2}$

T(x=L/4) =$\frac{A(l)\times L}{4}$

Tableau IV.17. Effort tranchant sous chargement A(l)

	$A(L)$	$T(0)$	$T0(0)$	$T(L/4)$	$T0(L/4)$
1voie	2,94	57,47	8,21	28,73	4,10
2voies	5,88	114,85	16,42	57,47	8,21
3voies	8,82	172,43	24,63	86,21	12,31

- **Surcharge BC**

Pour X=0

$\frac{\Sigma M}{A} = 0 => Rb \times 39{,}10 - 12 \times 39{,}1 - 12 \times 37{,}6 - 6 \times 33{,}1 - 12 \times 28{,}6 - 12 \times 27{,}1 - 6 \times 22{,}6 => Rb = 49{,}18t$

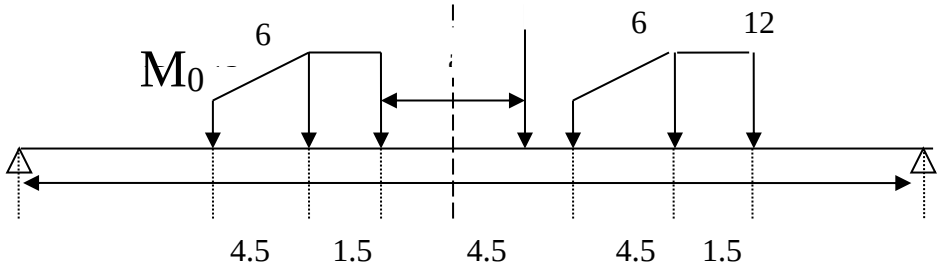
T(X=0) =R_b-12t=37,18t

$T_{bc1fil}(X=0) = T \times bc \times \delta_{bc} \times 1 = 37{,}18 \times 1.2 \times 1.056 = 47{,}11$ t.m

$T_{bc2fil}(X=0) = T \times bc \times \delta_{bc} \times 2 = 37{,}18 \times 1.1 \times 1.064 \times 2 = 87{,}03$t.m

$T_{bc3fil}(X=0) = T \times bc \times \delta_{bc} \times 3 = 37{,}18 \times 0.95 \times 1.070 \times 3 = 113{,}38\ t.m$

Pour X=l/4 :



$\frac{\Sigma M}{B} = 0 => Ra = \frac{60 \times 8.05}{39.10} = 12.35t => Rb = 47{,}65t$

T(X=L/4) =R_b-12-12-6

T(X=L/4) =17,65t

T_{bc1fil}=22,36t

T_{bc2fil}=41,31t

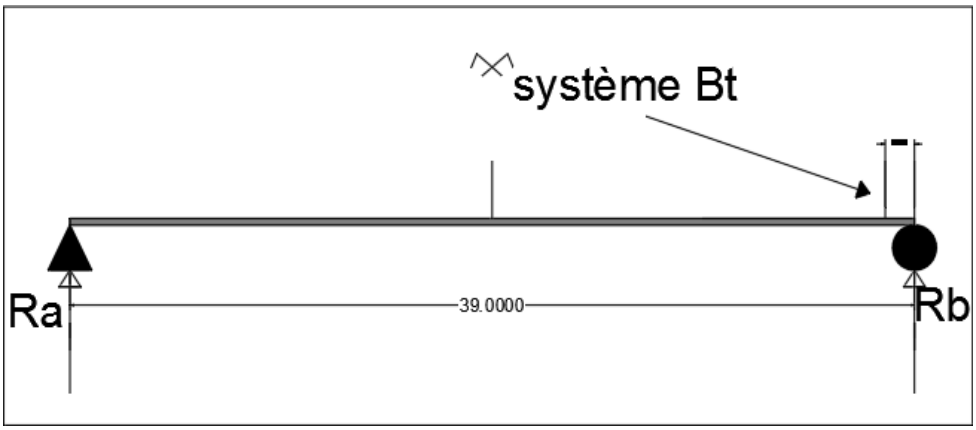
T_{bc3fil}=53,82t

Tableau IV.18. Effort tranchant sous chargement bc

	$T(0)$	$T0(0)$	$T(L/4)$	$T0(L/4)$
1Fils	47,11	6,73	22,36	3,19
2Fils	87,03	12,43	41,31	5 ,90
3Fils	113,38	16,20	53,82	7,69

- **Surcharge Bt**

Pour X=0



$$\frac{\Sigma M}{A} = 0 => Rb \times 39{,}10 - 16 \times 39{,}1 - 16 \times 37{,}75 = 0$$

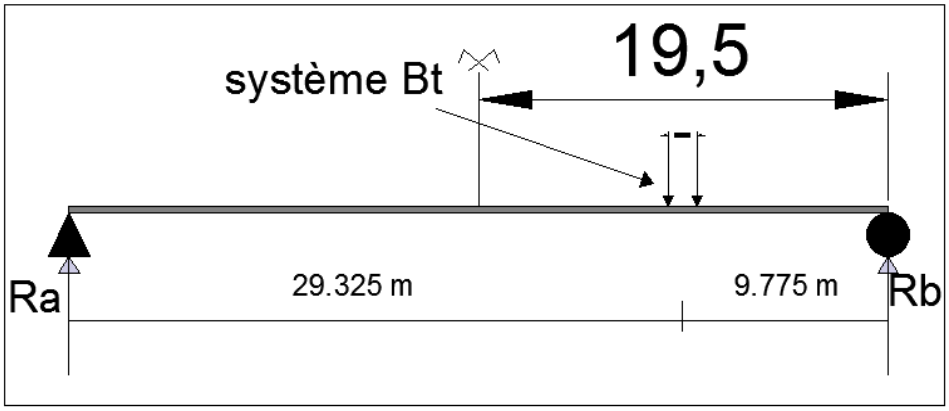
$$Rb = 31{,}45t$$

T(X=0) =R_b-16=15,45t

T_{bt1fil}=15,45×1,05=16,22t

T_{bt2fil}=15,45×1,056×2=32,63t

Pour X=L/4



$$\frac{\Sigma M}{B} = 0 => Ra \times 39{,}10 - 32 \times 9{,}775 = 0$$

R_A=8t=>R_B=32-8=24t

T(X=L/4) =R_b-16=8t

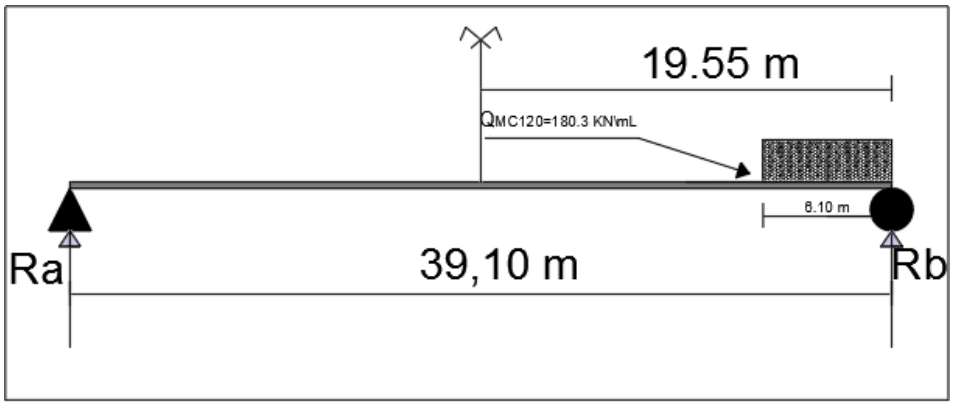
T_{bt1fil}=8×1,05=8,4t

$T_{bt2fils}$=8×2×1,056=16,89t

Tableau IV.19 . Effort tranchant sous chargement bt

	$T(0)$	$T0(0)$	$T(L/4)$	$T0(L/4)$
1Fil	16,22	2,32	8,4	1,2
2Fils	32,63	4,66	16,89	2,41

- **Surcharge MC120**



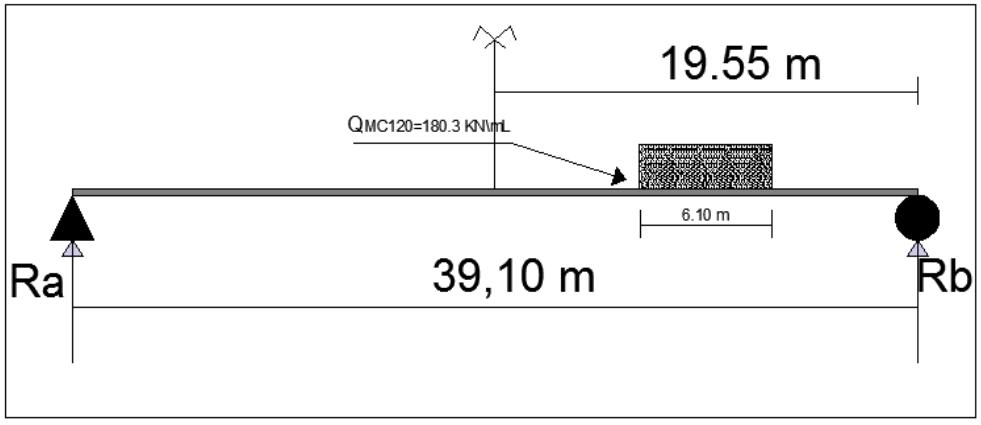
$$\frac{\Sigma M}{A} = 0 => Rb \times 39{,}10 - 18{,}03 \times 6{,}1 \times 36{,}05 = 0$$

$$Rb = 101{,}40t$$

T(X=0) =R_b=101,40t

T_{MC120}=101,40 × 1,061=107,58t

Pour M(l/4) :



$$\frac{\Sigma M}{B} = 0 => Ra \times 39{,}10 - 18{,}03 \times 6{,}1 \times 9{,}775 = 0$$

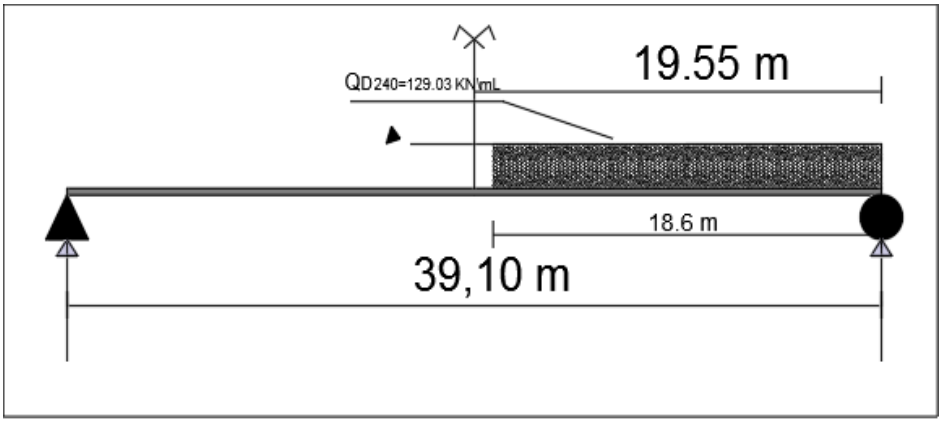
R_A=27,49t=>R_B=82,49t

T(X=L/4) =R_b-18,03 × 3,05=27,50t

T_{MC120}=27,50 × 1,061=29,18t

- **Surcharge D240**

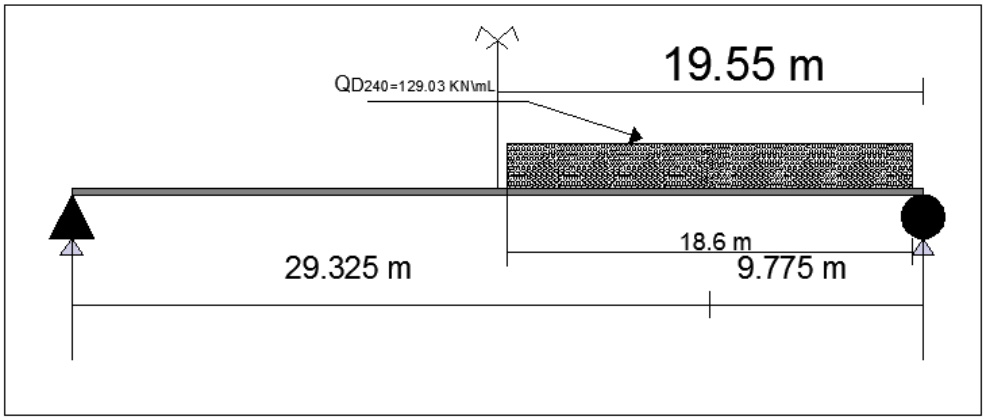
Pour X=0



$$\frac{\Sigma M}{A} = 0 => Rb \times 39{,}10 - 12{,}9 \times 18{,}6 \times (39{,}1 - 9{,}3) = 0$$

Rb=182,87t T_{D240}(X=0) =R_b=182,87t

Pour X=L/4 :



$$\frac{\Sigma M}{B} = 0 => Ra \times 39{,}10 - 12{,}90 \times 18{,}6 \times 9{,}775 = 0$$

Ra=59,98 t=>Rb=179.96 t

T_{D240}=R_b-12,9×9,3=60t

Tableau IV.20. Moment fléchissant max dus aux charges et surcharge

		Mmax (t.m)	M0 (t.m)
Poids propre	G	4832,76	690,39
A(L)	1 voie	561,83	80,26
	2 voies	1123,67	160,52
	3 voies	1685,51	240,78
Bc	1 file	547,98	78,28
	2 files	1012,25	144,60
	3 files	1318,72	188,39
Bt	1tandem	317,10	45,30
	2tandems	637,82	99,12
Mc120		1051,85	150,26
D240		1788,13	255,45

Tableau IV.21. Effort tranchant max dus aux charges et surcharge

		Tmax (t.m)	T0 (t.m)
Poids propre	G	494,41	70,63
A(L)	1 voie	57,47	8,21
	2 voies	114,85	16,42
	3 voies	172,43	24,63
Bc	1 file	47,11	6,73
	2 files	87,03	12,43
	3 files	113,38	16,20
Bt	1tandem	16,22	2,32
	2tandems	32,63	4,66
Mc120		107,58	15,37
D240		182,87	26,12

V REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

V.1 Introduction

Le calcul de sollicitation longitudinale se fait en considérant la structure comme un élément barre ; mais en effet pour un calcul exact des sollicitations de notre tablier il faut savoir comment ces efforts se répartissent transversalement pour avoir bien armée notre construction, et ses éléments.

Plusieurs auteurs ont amélioré, élargi ce qui est important, vérifié expérimentalement, sur modèles et sur constructions réalisées, cette méthode rigoureuse, rapide et avantageuse.

Il a précisé et élargi les tableaux originaux de Massonnet contenant les coefficients pour le calcul des déplacements verticaux et des moments , calculés en supposant le coefficient de poisson égale à Zéro .il a établi , de même , des tableaux de coefficients pour le calcul de ces grandeurs en supposant le coefficient de poisson égale à 1,5 ainsi que des tableaux de coefficient pour le calcul des efforts tranchants et réactions .Par une série d'autres compléments pratique ,surtout à des constructions continues ,à portiques, de plancher, précontraintes …etc.

V.2 Calcul de la répartition de moment fléchissant longitudinal poutre 40m

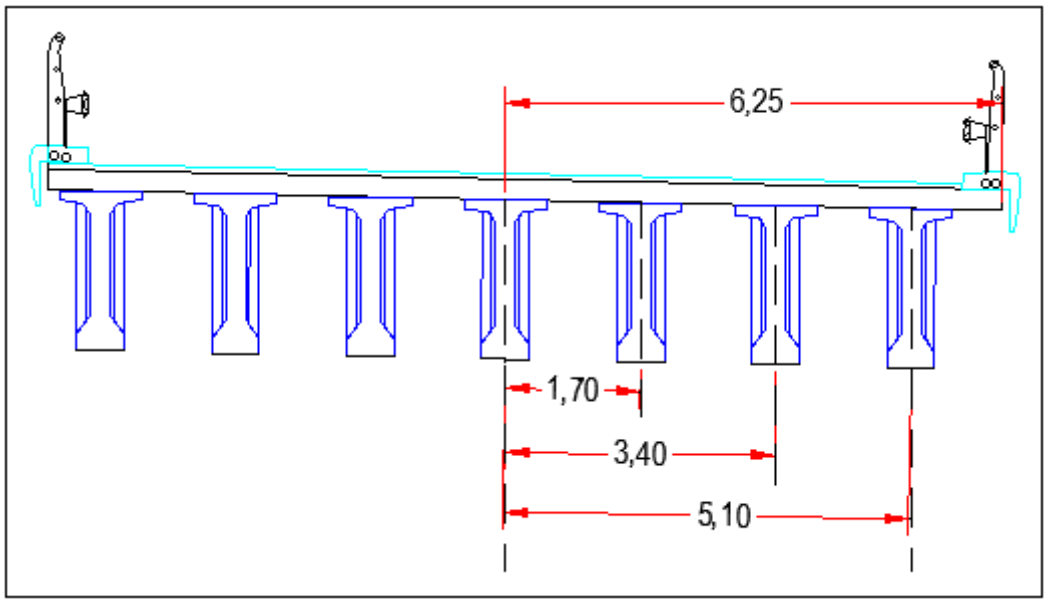


Figure V.1 . Disposition transversale des poutres

V.2.1 Largueur active(B)

Le pont est constitué de 7 poutres (n =7), espacées de b0 =1.70m (entre-axe des poutres).

Donc : **b** = n x b0/2= 7x 1,70/2=5.95 m **b**=5.95m.

V.2.2 Méthode de détermination des coefficients de Guyon-Massonnet

Comme on a dit précédemment, le calcul de la répartition transversale des efforts par la méthode de Guyon-Massonnet nécessite de trouver plusieurs paramètres dépond du comportement physique de notre structure, tout ça pour avoir déterminé les coefficients de répartition transversale K.

Tous ses coefficients dépendent de deux paramètres essentiels :

Paramètre d'entretoisement : (caractérise la souplesse du tablier).

$$\theta = \frac{b}{l}\sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} \qquad (V.1)$$

Paramètre de torsion : (caractérise la torsion du pont) :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}} \qquad (V.2)$$

Tell que $0 \leq \alpha \leq 1$

Notre pont ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle (l'hourdis) qui joue le rôle d'entretoises donc :

$$\rho_P = \frac{B_P}{b_1} = \frac{EI_P}{b_1} \quad \text{ET} \quad \rho_E = \rho_D = \frac{EI_D}{l_1}$$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_1} \quad \text{Et} \quad \gamma_P = \frac{C_P}{b_1}$$

$$C_P = \frac{G}{3}\left[\frac{b_0 d^3}{2} + (\sum h b^3)\right] ; \qquad G = E/2(1+\nu)$$

Avec :

b : Demi-largeur active de la dalle

l : Portée de la travée

ρ_P: Rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur

ρ_E : Rigidité flexionnelle des entretoises qui représente la dalle par unité de largeur.

γ_P : Rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

γ_E : Rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

b1 : distance entre-axe des poutres.

l1 : distance entre-axe des entretoises.

I0 : Inertie de la Section de la poutre a l'about.

IM : Inertie de la Section de la poutre à mi- travée.

ν : Coefficient de poisson.

E : module de déformation longitudinale du béton.

G : module de déformation transversale du béton.

V.2.3 Détermination des coefficients α et θ

On a La distance entre-axe des poutres est b1 = 1.70 m

- **Moment d'inertie équivalente à prendre pour les calculs**

$$I_P = 0{,}35\ m^4.$$

- **Rigidité flexionnelle de la poutre (/ml)**

b1 =1.70 m

$$\rho_P = \frac{B_P}{b_1} = \frac{EI_P}{b_1} = (E \times 0{,}35)/1{,}70 = 0.21\ E.m^3 \qquad (V.3)$$

- **Rigidité flexionnelle de la dalle**

$$ID = \frac{bh^3}{12} = \frac{1X(0.25)^3}{12} = 0{,}00130m^4$$

$$\rho_d = \frac{EID}{b} = 0.00130Em^4$$

- **Rigidité flexionnelle de l'entretoise**

$$\rho_E = \rho_d$$

- **Paramètre de torsion**

$$\theta = \frac{5.95}{39{,}10}\sqrt[4]{\frac{0{,}21\ E}{0.00130\ E.}} = 0{,}54 \qquad (V.4)$$

Donc : **θ = 0.54**

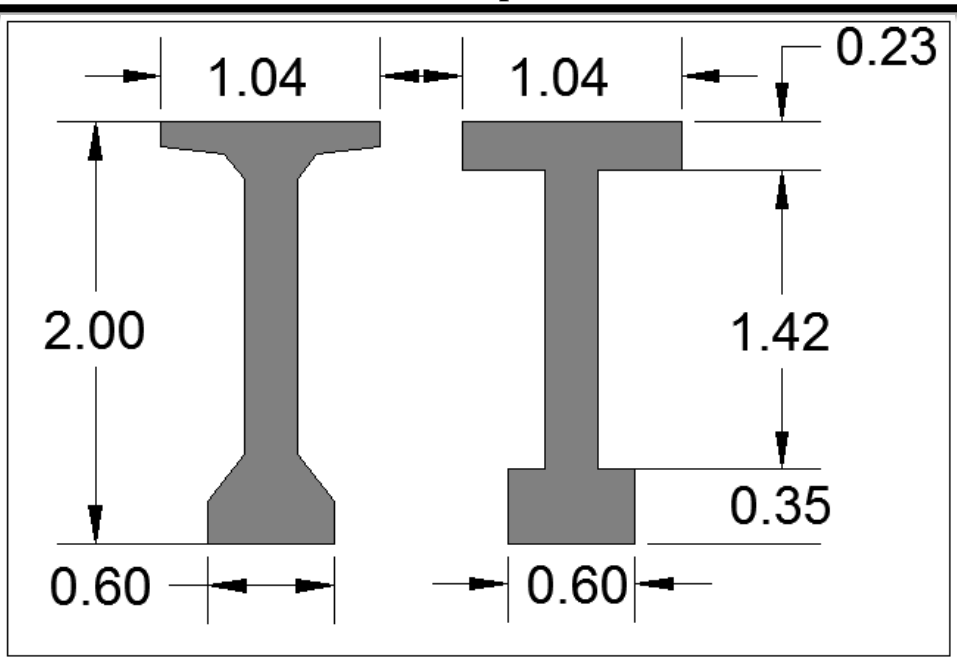


Figure V.2 . Poutre équivalente

➢ **Calcul de rigidité tortionnelle de la poutre et la dalle par unité de largeur :**

$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_1} \quad \text{Et} \quad \gamma_P = \frac{C_P}{b_1} \quad (V.5)$$

- Pour l'entretoise :

$$C_E = 2GI_E$$

Tell que G=E/2(1+ν)

G = E/2.4 ν : Coefficient de poisson 0,2

$$C_E = (2 \times 0{,}00130 / 2.4)\, E = 0{,}00108\, E$$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_1} = \frac{0{,}00108E}{1} = 0{,}00108E$$

- Pour la poutre on a :

$$C_P = \frac{G}{3}\left[\frac{b_1 d^3}{2} + \left(\sum hb^3\right)\right] \quad (V.5)$$

$$G = E / 2\,(1 + \nu)$$

$$C_p = \left[\frac{b_1 d^3}{2} + \left(\sum hb^3\right)\right] = \frac{1{,}70 \times 0{,}25^3}{2} + 0{,}6 \times 0.36^3 + 1.46 \times 0{,}25^3 + 1.04 \times 0.18^3$$

On trouve donc :

$$\boldsymbol{C_P} = 0.023G \quad = 0{,}0097E$$

Rigidité tortionnelle de la poutre dans la sens transversale :

$$\gamma_P = \frac{C_P}{b_1} = 0{,}0097\ E\ /1{,}70 = 0{,}0057\ E \quad (V.6)$$

Rigidité tortionnelle de la dalle dans la sens transversale :

$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_1} = 0{,}00108\ E$$

Donc :

$$\alpha = \frac{0{,}00108E + 0{,}0057E}{2E\sqrt{0.21 * 0{,}00130}} = 0{,}205 \qquad \boxed{\alpha = 0.205}$$

Conclusion : **θ = 0.54 et α = 0.205**

Par ces deux paramètres adimensionnels (α, θ), le comportement de la construction est

Complètement défini.

V.2.4 Coefficients de répartition transversale $K_{\alpha moy}$:

K=f (θ ; α ; Y) (V.8)

Ils dépendent :

- Du paramètre de l'entretoisement θ ;
- Du paramètre de torsion α ;
- De l'excentricité relative (e/b) ;
- De l'ordonnée relative (y/b) de la section où on veut étudiée le moment ;

La section où on veut étudier le moment (la section la plus sollicitée)

Les valeurs de K pour (α=0 et α=1) dans le cas de θ entre (0 et 2), sont consignée dans les tableaux de Massonnet, donc pour un calcul rigoureux de K dans le cas (0 < α <1) on utilisera les formules d'interpolation de Sattler.

Si $0 < \theta \leq 0.1$ la formule d'interpolation sera : $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.05}$

Sinon si $0.1 < \theta \leq 1$ la formule d'interpolation sera : $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{\left(1 - e^{\frac{0.065-\theta}{0.665}}\right)}$

Sinon $1.0 < \theta$ la formule d'interpolation sera : $K_\alpha = K_0 + (K_1 + K_0)\sqrt{\alpha}$

Puisque $0.1 < \theta = 0.54 < 1{,}00$ notre cas est le deuxième.

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - - K_0)\alpha^{0,51} = K_0 + (K_1 - K_0)0{,}445$$

Dans le cas où θ calculé ne figure pas dans les tableaux on doit faire une interpolation,

Avec : α=0.205 et θ= 0,54 on aura :

Tableau V.1 . Tableaux donnant Kα pour θ=0.50

θ =0.50	**α** =0=>K0								
Y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.6203	0.8288	1.0273	1.1877	1.2575	1.1877	1.0273	0.8288	0.6203
b/4	-0.002	0.3111	0.6223	0.9226	1.1877	1.3721	1.4336	1.4250	1.3968
b/2	-0.519	-0.146	0.2317	0.6223	1.0273	1.4336	1.8038	2.0981	2.3613
3b/4	-0.982	-0.570	-0.146	0.3111	0.8288	1.4250	2.0981	2.8125	3.5140
b	-1.428	-0.982	-0.519	-0.001	0.6203	1.3968	2.3613	3.5140	4.7981
θ =0.50	**α** =1=>K1								
Y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.8609	0.9276	1.0028	1.0767	1.1146	1.0767	1.0028	0.9276	0.8609
b/4	0.6834	0.7617	0.8547	0.9642	1.0767	1.1557	1.1603	1.1293	1.0937
b/2	0.5516	0.6326	0.7308	0.8547	1.0028	1.1603	1.2911	1.3544	1.3376
3b/4	0.4538	0.5340	0.6326	0.7617	0.9276	1.1293	1.3544	1.5704	1.7409
b	0.3751	0.4538	0.5516	0.6834	0.8609	1.0937	1.3876	1.7409	2.1362

Tableau V.2 . Tableaux donnant Kα pour θ=0.55

θ =0.55	**α** =0=>K0								
Y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,4848	0,7666	1,036	1,2556	1,3521	1,2556	1,036	0,7666	0,4848
b/4	-0,0883	0,2657	0,6183	0,9592	1,2556	1,4423	1,4571	1,3746	1,2654
b/2	-0,5233	-0,1538	0,223	0,6185	1,036	1,4571	1,8274	2,0885	2,3046
3b/4	-0,8871	-0,5279	-0,1538	0,2657	0,7666	1,3746	2,0885	2,8585	3,6081
b	-1,2289	-0,8871	0,5233	-0,0883	0,4848	1,2654	2,3046	3,6081	5,0997
θ =0.55	**α** =1=>K1								
Y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,8255	0,9069	1,0016	1,0981	1,1489	1,0981	1,0016	0,9069	0,8255
b/4	0,6309	0,7192	0,8275	0,9595	1,0981	1,194	1,1902	1,1411	1,0889
b/2	0,4916	0,5777	0,6859	0,8275	1,0016	1,1902	1,3443	1,4071	1,4308
3b/4	0,3922	0,4737	0,5777	0,7192	0,9069	1,1411	1,4071	1,6611	1,852
b	0,3153	0,3922	0,4916	0,6309	0,8255	1,0889	1,4308	1,852	2,3314

Comme on a cité précédemment il faut maintenant de chercher les tableaux de $\mathbf{K_0}$ et $\mathbf{K_1}$ pour θ=0.54 ; on interpole une interpolation entre θ=0.50 ; et θ=0.55.

Application sur notre exemple de calcule :

Pour calculer K0 relative a (y= - b ; e=0)

$$K_0(\theta=0.54)= (\frac{0.54-0.50}{0.55-0.50})x\ (K_0(\theta=0.55)- K_0(\theta=0.50)) + K_0(\theta=0.50)$$

Lorsque on applique cette procédure sur tous les tableaux on trouve les coefficients K 0 ; K1 pour θ=0.54.

Tableau V.3. Tableaux donnant Kα pour θ=0.54

θ =0.54	**α** =0=>K0								
Y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5119	0,7794	1,0346	1,2422	1,3338	1,2422	1,0346	0,7794	0,5119
b/4	-0,071	0,2748	0,6191	0,9518	1,242	1,4286	1,4524	1,3848	1,2918
b/2	-0,522	-0,152	0,2247	0,6192	1,034	1,4524	1,8226	2,0904	2,3159
3b/4	-0,906	-0,536	-0,152	0,2747	0,779	1,3846	2,0904	2,8493	3,5892
b	-1,268	-0,906	0,3146	-0,071	0,5119	1,2916	2,3159	3,5892	5,0393
θ =0.54	**α** =1=>K1								
Y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,8325	0,9110	1,0018	1,0938	1,1420	1,0938	1,0018	0,9110	0,8325
b/4	0,6414	0,7277	0,8329	0,9604	1,0938	1,1863	1,1842	1,1387	1,0898
b/2	0,5036	0,5886	0,6948	0,8329	1,0018	1,1842	1,3336	1,3965	1,4121
3b/4	0,4045	0,4857	0,5886	0,7277	0,9110	1,1387	1,3965	1,6429	1,8297
b	0,3272	0,4045	0,5036	0,6414	0,8325	1,0898	1,4221	1,8297	2,2923

Maintenant on fait l'interpolation par la méthode de Sattler pour obtenir notre cas (α = 0.205).

Exemple de calcul :

Pour calculer K_α relative a (y= - b ; e=0)

$$K_\alpha=K_0+(K_1-K_0)\alpha^{0.510}=K_0+(K_1-K_0)0.445. \quad (V.9)$$

Si on applique cette procédure sur tous les tableaux on trouve les coefficients K_α pour α=0.205

Tableau V.4 . Tableaux donnant Kα pour θ=0.54 et α=0,205

θ =0.54	**α** =0.205=>$K_{0.205}$								
Y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,65460	0,8377	1,01983	1,17607	1,24812	1,17607	1,01983	0,83778	0,65460
b/4	0,24598	0,4763	0,71425	0,95568	1,17607	1,32060	1,33305	1,27523	1,20187
b/2	-0,0659	0,1770	0,43395	0,71434	1,01983	1,33305	1,60506	1,78165	1,91375
3b/4	-0,3229	-0,081	0,17740	0,47632	0,83778	1,27523	1,78165	2,31247	2,80630
b	-0,5585	-0,32295	0,39874	0,24598	0,65460	1,20187	1,91820	2,80630	3,81695

Mais si la poutre se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues, il fallait d'interpoler en fonction θ et α et on tracer la ligne d'influence propre à cette poutre.

V.2.5 Calcul du coefficient Kα pour chaque poutre

L'ouvrage consterné par l'étude est d'une largeur active de 5.95 x 2 m porté par 7 sept poutres espacés également de 1.70 m.

A partir du tableau ci-après ; on peut conclus les coefficients de répartition transversale de notre cas :

Tableau V.5 . Tableaux donnant Kα pour chaque poutre

θ =0.54	**α** =0.205=>$K_{0.205}$								
Y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre1	0,65460	0,83778	1,01983	1,17607	1,24812	1,17607	1,01983	0,83778	0,65460
Poutre2	0,20142	0,43362	0,67421	0,92121	1,15375	1,32238	1,37191	1,34758	1,30356
Poutre3	-0,1393	0,10342	0,36065	0,64634	0,96781	1,31653	1,65551	1,93331	2,16877
Poutr4	-0,4239	-0,1849	0,27226	0,37761	0,75927	1,24379	1,84017	2,52411	3,23943

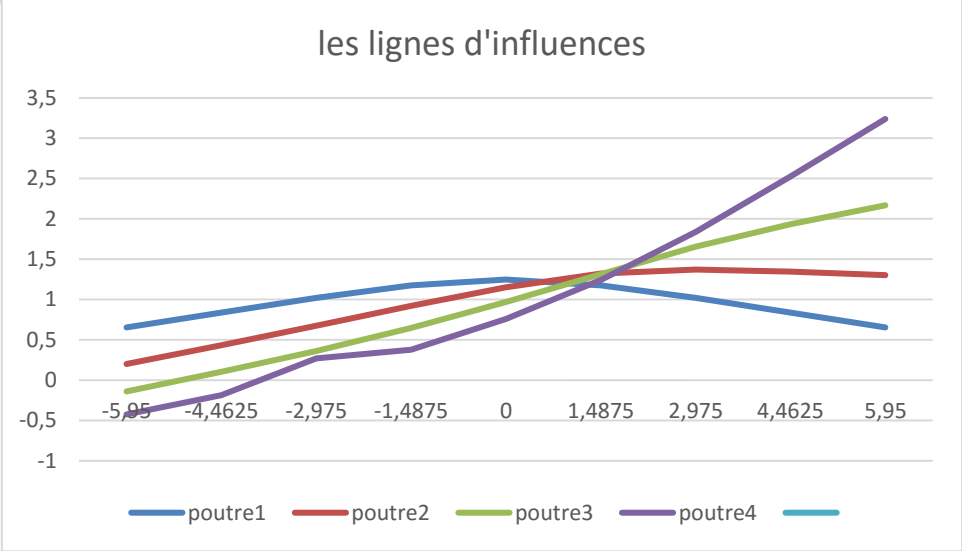


Figure V.3 : Les lignes d'influence de chaque poutre

V.2.6 Détermination de Kαmoy pour chaque type de chargement

NB : les surfaces et les distance sont calculé en utilisant le logiciel AUTOCAD, les lignes d'influence de chaque cas de charge sont mentionnées dans l'annexe

- **Charge uniforme A(L) :**

Cas 1 : une voie chargée

Poutre	S(surface)	L(largeur chargée)	$K_{\alpha moy}$
P1	2.77	3	0.92
P2	4.06	3	1.35
P3	5.38	3	1.79
P4	6.61	3	2.20

Cas 2 : les deux voies chargées

Poutre	S(surface)	L(largeur chargée)	$K_{\alpha\ moy}$
P1	6.96	6.5	1.07
P2	8.24	6.5	1.267
P3	9.21	6.5	1.146
P4	9.91	6.5	1.525

Cas 3 : les deux voies chargées

Poutre	S(surface)	L(largeur chargée)	$K_{\alpha moy}$
P1	10.49	10	1.049
P2	10.59	10	1.059
P3	10.49	10	1.049
P4	10.50	10	1.050

- **Système de charge Bc**

Cas 1 : un camion disposé transversalement

Poutre	K1	K2	$K_{\alpha\ moy}$
P1	0.71	0.96	0.835
P2	1.32	1.36	1.340
P3	2.10	1.75	1.925
P4	3.02	2.08	2.550

Cas2 : deux camions disposés transversalement

poutre	K1	K2	K3	K4	$K_{\alpha\ moy}$
P1	0.71	0.96	1.02	1.20	0.97
P2	1.32	1.36	1.37	1.27	1.33
P3	2.10	1.75	1.66	1.21	1.68
P4	3.02	2.08	1.85	1.08	2.01

Cas3 : trois camions disposés transversalement

Poutre	K1	K2	K3	K4	K5	K6	$K_{\alpha\ moy}$
P1	0.71	0.96	1.02	1.20	1.22	1.18	1.05
P2	1.32	1.36	1.37	1.27	1.21	0.92	1.24
P3	2.10	1.75	1.66	1.21	1.09	0.64	1.41
P4	3.02	2.08	1.85	1.08	0.92	0.38	1.55

- **Système de charge Bt**

Cas 1 : un tandem disposé transversalement

Poutre	K1	K2	$K_{\alpha moy}$
P1	0.74	0.99	0.87
P2	1.32	1.37	1.35
P3	2.06	1.71	1.89
P4	2.88	1.97	2.43

Cas 2 : deux tandems disposés transversalement

Poutre	K1	K2	K3	K4	$K_{\alpha moy}$
P1	0.74	0.99	1.10	1.24	1.02
P2	1.32	1.37	1.35	1.18	1.31
P3	2.06	1.71	1.49	1.04	1.58
P4	2.88	1.97	1.75	1.00	1.90

- **Système de charge M_{c120}**

Poutre	S(surface)	L (largeur chargée)	$K_{\alpha moy}$
P1	2.31	2	1.16
P2	2.27	2	1.34
P3	2.08	2	1.04
P4	1.83	2	0.92

- **Système de charge D240**

Poutre	S(surface)	L (largeur chargée)	$K_{\alpha moy}$
P1	3.86	3.20	1.21
P2	3.74	3.20	1.17
P3	3.32	3.20	1.04
P4	2.76	3.20	0.86

Tableau V.6 . Tableau des moments a L/2 moment max (poutre 30m)

			M0 (t.m)	POUTRE I		POUTRE II		POUTRE III		POUTRE IIIV	
				Kα moy	Moment Réel M (t.m)	Kα moy	Moment Réel M (t.m)	Kα moy	Moment Réel M (t.m)	Kα moy	Moment Réel M (t.m)
Poids propre G			690,39	1	690.39	1	690,39	1	690,39	1	690,39
Surcharge A (L)	1voie		80,26	0,92	73,84	1,35	108,35	1,79	143,67	2,20	176,57
	2voies		160,52	1,07	171,76	1,267	203,38	1,146	183,96	1,525	244,79
	3voies		240,78	1,049	252,58	1,059	254,99	1,049	252,58	1,050	252,82
Surcharge B	BC	1file	78,28	0,835	65,36	1,340	104,90	1,925	150,69	2,550	199,61
		2files	144,60	0,97	140,26	1,33	192,32	1,68	242,93	2,01	290,65
		3files	188,39	1,05	197,81	1,24	233,60	1,41	265,63	1,55	292
	Bt	1tandem	45,30	0,87	39,41	1,35	61,155	1,89	85,62	2,43	110,1
		2tandem	99,12	1,02	101,1	1,31	129,85	1,58	156,61	1,90	188,33
Convoie	Mc120		150,26	1,16	174,30	1,34	201,35	1,04	156,27	0,92	138,24
	D240		255,45	1,21	309,09	1,17	298,88	1,04	265,67	0,86	219,69

Combinaisons des charges : les combinaisons de charge sont retirées du Règlement des Charge pour le calcul des Pont Routier (RCPR2008) (art 6.2.2)

Tableau V.7 . Combinaison de charge pour moment max (poutre 40m)

TABLAUX DE COMBINAISON					
Combinaisons		Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
E.L. S	G+1,2AL	993.49	996.38	993.48	993.77
	G+1,2Bc	927.76	970.71	1009.15	1040.79
	G+1,2Bt	811.71	846.21	878.32	916.39
	G+Mc120	899.55	932.01	877.91	856.28
	G+D240	999.48	989.27	956.09	910.08

ELU	1,35G+1,6AL	1336.15	1340.01	1336.15	1336.54
E.L. U	1,35G+1,6Bc	1248.52	1305.79	1357.03	1399.23
	1,35G+1,6Bt	1093.79	1139.79	1182.60	1233.35
	1,35G+1,35Mc120	1167.33	1203.85	1142.99	1118.65
	1,35(G+D240)	1349.30	1335.51	1290.68	1228.61

CONCLUSION

La poutre la plus sollicité par le moment est la poutre 02 sous la combinaison :

À ELS : G+1,2 Bc=1040,79 t.m

À ELU : 1,35G +1,6BC= 1399,23 t.m

Vérification Automatique

Après le calcul des sollicitations manuellement et les répartirent transversalement sur toute

La largeur du tablier avec la méthode de GUYON MASSONNET, on vient pour vérifier les

Valeurs à l'aide d'un logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018.

Le calcul des sollicitations avec le robot est basé sur une méthode purement numérique (la

Méthode des éléments finis) sur laquelle on discrétise le corps a des petits éléments ont des

Dimensions bien définies.

- **Modélisation du tablier**

Le tablier a été modalisé comme étant un grillage de sept (7) poutres 'barres espacés de

e =1.7 m dans le sens (OY) d'une portée de 40 m, les poutres sont surmontées par une dalle en BA d'épaisseur 25cm

La modélisation par le logiciel ROBOT se fait Selon les étapes suivantes : (détaille dans l'annexe).

Tableau V.8. Tableau récapitulatif et comparatif des moments fléchissant maximal

	Calcul manuel		Vérification automatique	
	Valeur	Sous combinaison	Valeur	Sous combinaison
ELS (1.5%)	1040.79	G+1,2Bc	1024.62	G+1,2Bc
ELU (1.55%)	1399.23	1,35G+1,6Bc	1377.52	1,35G+1,6Bc

Après avoir déterminé les moments fléchissant Max), on a bien remarqué que les résultats en deux méthodes de calculs sont approchés avec un petit écart, et cella du principalement ou différence dans les hypothèses de calcul.

V.3 Calcul de la répartition de moment fléchissant longitudinal : poutre 30m

Les résultats sont donnés à l'aide de logiciel robot structural Analysis Professional 2018.

Tableau V.9 . Tableau des moments a L/2 moment max (poutre 30m)

			POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III	POUTRE IIIV
Poids propre G			325.35	325.33	325.33	325.33
Surcharge A (L)			178.94	179.30	179.78	181.46
Surcharge B	B_c	1file	21.22	35.25	57	77.81
		2files	73.34	97.57	124.50	146.32
		3files	138.21	156.30	177.24	191.80
	B_t	1tandem	23.59	39.80	65.14	87.06
		2tandem	73.45	94.01	96.64	100.85
Convoie	Mc120		128.24	130.59	104.30	80.23
	D240		190.15	215.08	219.23	210.12

Combinaisons des charges :

Tableau 10 . Combinaison de charge pour moment max (poutre 30m)

TABLAUX DE COMBINAISON					
Combinaisons		Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
E.L. S	G+1,2AL	540.078	540.51	541.086	543.102
	G+1,2Bc	491.202	512.91	538.038	555.51
	G+1,2Bt	413.49	438.162	441.318	446.37
	G+Mc120	453.59	455.94	429.65	405.58
	G+D240	515.5	540.43	544.58	535.47
E.L. U	1,35G+1,6AL	725.53	726.1025	726.87	729.56
	1,35G+1,6Bc	660.36	689.31	722.81	746.11
	1,35G+1,6Bt	556.74	589.64	593.85	600.59
	1,35G+1,35Mc120	612.35	615.52	580.03	547.53
	1,35(G+D240)	695.93	729.58	735.18	722.89

CONCLUSION

La poutre la plus sollicité par le moment est la poutre 04 sous la combinaison :

ELS : G+1,2 Bc=555.51 t.m

ELU : 1,35G +1,6BC= 746.11 t.m

V.4 REPARTITON TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANT :

L'effort tranchant sera calculé à l'aide de logiciel robot structural Analysis Professional 2018.

Tableau 11.Effort tranchant maximal (poutre de 40m)

	Valeur	Combinaison
ELU	185.60	1,35(G+D240)
ELS	137.48	G+D240

Tableau 12:effort tranchant maximal poutre de 30m

	Valeur	Combinaison
ELU	120.18	1,35+1.6BC 3V
ELS	89.50	G+1.2BC3

VI Chapitre 6 : La précontrainte

VI.1 INTRODUCTION

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

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

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

La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton.

L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer e des raccourcissements instantanés et différés du béton.

VI.2 principe de la précontrainte :

L'idée de précontrainte consiste à comprimer le béton à l'avance à l'aide d'un ensemble de forces internes de façon telle que la variation de contraintes qui faisant naître des tractions, ne provoque qu'une décompression de matériau.

L'idée de la technique du béton précontraint est due à M. Freyssinet qui chercha à se placer dans des conditions voisines de certain arcs ou l'effort normal compense les tractions, produisant ainsi, exclusivement la compression aux quelles le béton résiste convenablement.

VI.3 Le principe de la précontrainte par post -tension

Le principe de la précontrainte par post- tension consiste à, tendre des câbles au moyen de vérins qui prennent appuis sur le béton après qu'il ait entamé une grande partie de son durcissement. Les câbles, tendus sont bloqués sur le béton, au moyen d'ancrages, qui assurent la permanence de sa compression. On peut ainsi libérer et récupérer les vérins. Les câbles doivent être disposés à l'intérieur du béton pour être protégés contre la corrosion, et pouvoir recevoir un tracé courbe. Pour être tendus, ils doivent pouvoir s'allonger, et coulisser par rapport au béton. Il faut donc les en isoler par des gaines, disposées dans les coffrages avant bétonnage, de façon à assurer des conduits internes, dans lesquels les câbles sont placés avant bétonnage. Ces conduits débouchent sur leurs coffrages, pour permettre au vérin de saisir l'extrémité du câble.

Les armatures elles - mêmes peuvent être présentes dans les gaines au moment du coulage du béton.

Après mise en tension, et fixation de l'armature au béton, la gaine dans laquelle elle coulissait est remplie complètement au moyen d'une injection au mortier de ciment ou à la pâte de ciment pur. Le rôle de cette injection est double : le ciment protège tout d'abord l'acier vis -à - vis de la corrosion, et, de plus, il solidarise l'armature au béton, en interdisant tout glissement longitudinal relatif, cette solidarisation a pour effet d'améliorer le comportement des pièces fléchies ou tendues, après fissuration.

- **Les gaines**

Les gaines qui ménagent le passage de l'armature à l'intérieur des éléments à pré contraindre sont le plus souvent en aciers. La gaine la plus courante est formée par un feuillard déformé à froid, enroulé en spirale et agrafé.

De façon à former un tube souple, présentant des ondulations transversales, le but de ces ondulations est à la fois de permettre le cintrage de la gaine, de lui donner une meilleure rigidité vis - à- vis de l'écrasement, et aussi d'augmenter son adhérence au béton, en rendant impossible tout glissement longitudinal.

- **Mis en tension des câbles**

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement (un ancrage

actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier.

L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaire, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de 0,9 fc28min.

- **L'injection**

Le plus souvent la protection définitive des câbles est assurée par injection d'un coulis de ciment. Cette injection doit être réalisée dès que possible après la mise en tension des armatures. Il est souhaitable que le délai entre ces deux opérations ne dépasse pas une semaine, ce qui correspond au temps pendant lequel la protection provisoire par huile soluble, appliquée en usine puis renouvelée périodiquement sur chantier, demeure efficace.

L'injection est une opération importante car elle :

- ❖ Assure l'adhérence de l'armature tendue au béton qui l'entoure.
- ❖ Protéger contre la corrosion.
- ❖ La pression d'injection du coulis dans les gaines est de l'ordre de 0,6 à 0,8 MPa à l'entrée de la gaine.

- **Les vérins**

Un vérin est constitué par un piston qui s'appuie sur le béton. A l'intérieur de ce piston se déplace un cylindre, qui est mu par la mise en pression d'un liquide au moyen de pompes. L'extrémité du câble est fixée au cylindre, dont le mouvement assure la mise en tension du câble.

- **Ancrages**

  - Ancrage actif

C'est l'organe qui sert à bloquer contre le béton le câble à l'extrémité par laquelle on l'a préalablement tendu. De très nombreux dispositifs ont été inventés pour assurer l'ancrage.

  - Ancrages passifs

On peut tendre le câble par une seule extrémité dite active, l'autre simplement bloquée sur le béton, par un ancrage passif.

VI.4 Calcul de la précontrainte :(poutre de 40m)

VI.4.1 Nombre des câbles :

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi- travée :

VI.4.1.1 Valeur minimale de précontrainte

$$P_{min}=\sup(P_I,P_{II}) \quad (VI.1)$$

Avec:

$$P_I=\frac{\Delta M}{\rho h}+\frac{B}{h}*(V*\bar{\sigma}_{bt2}+V'*\bar{\sigma}_{bt1}). \quad \text{Sous critique} \quad (VI.2)$$

$$P_{II}=\frac{\bar{\sigma}_{bt2}*\frac{I}{V'}*M_{max}}{\rho V+V'-d'} \quad \text{Sur critique} \quad (VI.3)$$

Tell que :

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte de traction de béton en négative.

M max : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieure la plus grande.

M min : moment maximum dus au poids propre.

I : l'inertie nette de la section.

B nette : Section nette

B nette = 1,102m^2.

d'= 0.1*h .

Avec : Ø gain=8cm

ρ : Rendement mécanique de la section c'est de 47%

V' = 1,43 m

V = 0,82 m

h = 2.25m

$\bar{\sigma}_{bt1}$: -1.5 f_{t28}=-4.05 Mpa

$\bar{\sigma}_{bt2}$: - f_{t28}=-0.6-0.06 x f_{c28}=-0.6-0.06*35=-2.7MPa

$M_{max}=M_G+M_{1.2(BC)}$=1023. 98t.m

$M_{min}=M_G$=683. 47t.m

M_{max}=10. 24MN.m

M_{min}=6. 83MN.m

$\Delta M=M_{max}-M_{min}=10.24-6.83=3.41 MN.m$

I_{nette}=0.606 m^4

- **Application numérique :**

$$\left.\begin{matrix} P_I = 0.25MN \\ P_{II} = 5.82MN \end{matrix}\right\} \Rightarrow \quad P_{min} = \sup(P_I, P_{II}) = P_{II} = 5.82MN \Rightarrow \text{section sous critique}$$

Détermination du nombre de câbles : Acier classe 1860 : d'après les tableaux de BPEL :

Contrainte de la rupture assurée f_{prg} = 1860 MPa

Contrainte minimale de l'élasticité f_{peg} = 1600 MPa

VI.4.1.2 Section minimale d'un câble :

AP=139 x12 =1668 $.10^{-6}$m2.

L'évaluation de la force exercée par un câble est comme suit :

P0 = min {(0.8 x fprg x Ap) ; (0.9 x fpeg x Ap)} = min {(2.48) ; (2.40)} (VI.4)

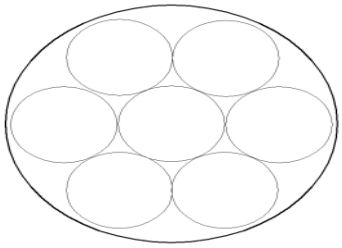
P0 = 2.4 MN

Si on a estimé les pertes de précontrainte à 25% de P0

On aura :

$$P_{min} \leq 0.75 \times N \times P0 \text{ donc } N \geq 3.23$$

Donc on prend N=4 câbles **12T15.**



toron de 7 sept fils

VI.4.1.3 Nombre des câbles à l'about :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi- travée

Les caractéristiques de la poutre seule à mi travée :

d'= 0.225 m.

e_0=-(v'-d')=-(1.02-0.225)=-0.795m

Section nette : B_n = 0.693m^2

V'= 1.02 m

V =0.98 m

IG= 0.312 m^4

ρ= 45 %.

- **Vérification des contraintes concentrées au niveau d'about :**

On a :

fc28=35 MPa ;

ft28=0.06 x fc28 + 0.6= 2.7 MPa

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P0 avant le coulage de la dalle sur place. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P0.

D'où: Pm=0.9 x P0=2.4*0.9=2.16MN.

Pour avoir le nombre de câbles à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression :

Fibre supérieure :$\boldsymbol{\sigma_{sup} \geq \overline{\sigma}_{bt}}$

Fibre inférieure : $\boldsymbol{\sigma_{inf} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

Avec :

$$\sigma_{sup} = M_{MIN}\, V/ I_{GN} + P\,(1/B_n + e_0\, V/ I_{GN}) \geq -1.5\, ft_{28}.$$

$$\sigma_{inf} = M_{MIN}\,(V')/ I_{GN} + P\,(1/B_n + e_0\,(V')/ I_{GN}) \leq 0.6\, fc_{28}.$$

$$\sigma_{sup}=21.45+P\,(1.44) \geq -2.7$$

$$\sigma_{inf}=-22.32+P\,(4.04) \leq 21$$

Donc : P=10.72MN et P0=2,4MN

N=10.72/2.4=4.46 donc an prend 4 câbles de **12T15**

Donc notre section peut supporter 4 câbles de **12T15**

VI.4.2 Vérification des contraintes normales

$\sigma = M_P.V'/I_{GN} + N/B_n + M_g.V/I_{GN} \leq \sigma_{max}$. *(VI.6)*

Telles que :

σ : contrainte supérieure (σ_{sup}) ou contrainte inférieure (σ_{inf}) selon V et V'.

F : force de précontrainte (F = P0 x pertes en % x mise en tension %).

MP : moment dû à la précontrainte (M = F x le nombre de câbles considérés x e).

N : effort de la précontrainte (N = nombres de câbles x F).

Mg : moment dû au poids propre.

σ_{max} : contraintes maximale.

$\sigma_{min} = \sigma_{bt}$: contraintes maximale de traction

Les caractéristiques géométriques à prendre sont la section à mi travée de la poutre seule.

Les contraintes normales exercer sur l'ancrage ne peut pas être constante à cause de la poutre qui subit à des charges variables avec le temps de la durée de vie de l'ouvrage « mise en tension ; mise en place ; mise en service », qui nous obliges de faire la vérification sur plusieurs étapes.

- **Première étape :**

- Après le septième jour, la mise en tension est 50 %.
- Les pertes considérées sont de 10 %.

–fc28 = 35 MPa < 40 MPa=> fcj = $\frac{j}{4{,}76+0{,}83j} fc28$ => fc7 = 23,178 MPa= 231.78 bars.

- σmax. = 130 bars (σmax.= 0,6 fcj) en construction.

- σmin = -1.5 ftj => σ min= -2.98 MPa

- **Deuxième étape :**

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de 20 %.
- fc28 = 35 MPa = 350 bars.
- σmax = 210 bars.

- σmin = -1.5 ftj => σ min= - 4.05 MPa

- **Troisième étape :**

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase :

-Efforts dus à la deuxième phase.

-Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans hase (béton frais), la section résistante reste celle de la poutre seule.

- **Quatrième étape :**

Tablier à vide (poutres + superstructures).

La mise en tension du troisième câble est faite à 100 %.

Les pertes considérées sont de 25 %.

fcj = 350 bars.

σmax = 175 bars. (σmax = 0,5 fcj) en exploitation la combinaison quasi permanente.

σ min = - 4.05MPa

- **Cinquième étape :**

L'ouvrage est en service.

Mise en tension est déjà faite à 100 %.

Les pertes considérées sont de 25 %.

fcj = 350 bars.

σmax = 210 bars. (σmax = 0,6 fcj) en exploitation la combinaison est fréquente.

VI.4.3 Vérification des contraintes à court terme :

- **La 1ére étape « mise en tension à 50% » :**
- **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

F = 2.4 x 0.5 x 0.9 = 1.08MN.

M = N x F x e0 = 4 x1.08 x -0.795= -3,44 MN

σsup = M x V / In =-3,44x 0.98/0.312 = - 10,80MPa

σinf = M x V' / In = 3,44x 1,02/0.312 = 11.24 MPa

- **Contraintes dues à la précontrainte :**

N = 4 x 1.08= 4,32 MN.

σ_{sup} = N / Bn = 4,32/0,693 =6,24 Mpa. (VI.7)

σ_{inf} = N / Bn = 6,24 Mpa

- **Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

Moment dû au poids propre de la poutre Mg =3,86 Mpa

σ_{sup} = MV / I_n =3,86x0,98 /0,312 =12,12 Mpa

σ_{inf} = MV' / I_n = -3,86x1,02 /0,312 =-12,61 Mpa

- **Contrainte totale :**

σ_{sup} = (-10,80+ 6.24 + 12,12) = 7,56 < 13.0Mpa. **Vérifiée.**

σ_{inf} = (11,24+6,24-12,61) = 4,87 < 13.0 Mpa. **Vérifiée**

❖ **Deuxième étape : (Mise en tension à 100%) :**

- **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

F = 2.40x 1 x 0, 8 = 1.92MN.

M = N x F x e0 =4 x 1.92x -0,795 = - 6,11MN

σ_{sup} = M x V / In = - 6,11 x 0.98 / 0,312 = -19,19Mpa

σ_{inf} = M x V' / In = 6,11 x 1,02 / 0,312 = 19,975Mpa.

- **Contraintes dues à la précontrainte :**

N = 4x 1.92 = 7,68 MN.

σ_{sup} = N / Bn = 7,68 / 0,693=11,08 Mpa.

σ_{inf} = N / Bn = 5.76 / 0.4957= 11,08 Mpa.

- ***Contraintes dues au poids propre de la poutre :***

Moment dû au poids propre de la poutre Mg = 3. 86MN.m

σ_{sup} = MV / In = 3.86x0.98/0.312 =12.12 Mpa

σ_{inf} = MV' / In =-3.86x1.02/0.312 = -12.61 Mpa

- **Contrainte totale :**

σ_{sup} = -19.19+11.08+12.12 = 4.01 < 21MPA. **Vérifiée**.

σ_{inf} = 19.975+11.08-12.61= 18.45< 21MPA. **Vérifiée.**

De la même manière pour les étapes qui restent on remplit le tableau suivant :

Tableau VI.1 . Vérification des contraintes

Désignation	Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4	Etape 5
F (MN)	1.08	1.92	1.92	1.8	1.8
Mp (MN.m)	-3.44	-6.11	-6.11	-8.64	-8.64
N (MN)	4.32	7.68	7.68	7.2	7.2
Mg (MN.m)	3.86	3.86	5.9	6.9	10.24
v(m)	0.98	0.98	0.98	0.82	0.82
v'(m)	-1.02	-1.02	-1.02	-1.43	-1.43
e_o(m)	-0.795	-0.795	-0.795	-1.2	-1.2
I_n (m4)	0.312	0.312	0.312	0.606	0.606
B_n (m2)	0.693	0.693	0.693	1.102	1.102
σ_{sup}(MPA)	7.56	4.01	10.42	4.18	8.69
σ_{inf}(MPA)	4.87	18.45	11.76	10.63	2.75
σ_{max}(MPA)	13	21	21	17.5	21
Vérification	**Vérifiée**	**Vérifiée**	**Vérifiée**	**Vérifiée**	**Vérifiée**

VI.4.4 Disposition des câbles :

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

La précontrainte P(x) est admise constante sur le tronçon considéré P(x) = P0= constante.

L'inclinaison α(x) des câbles de précontrainte par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.

Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

$$Y = A X^2 + B X + C. \quad Y' = 2 A X + B. \quad Y'' = 2 A$$
$$A = 4 f / l^2 ; B = 4 f / l ; Y' = tg \alpha$$

D'une autre partie ; le câble dans la zone médiane de la poutre est rectiligne.Le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité des contraintes de cisaillement qui sont importantes aux appuis.

VI.4.5 Tracé des câbles 1 et 2,3 sortants de l'about :

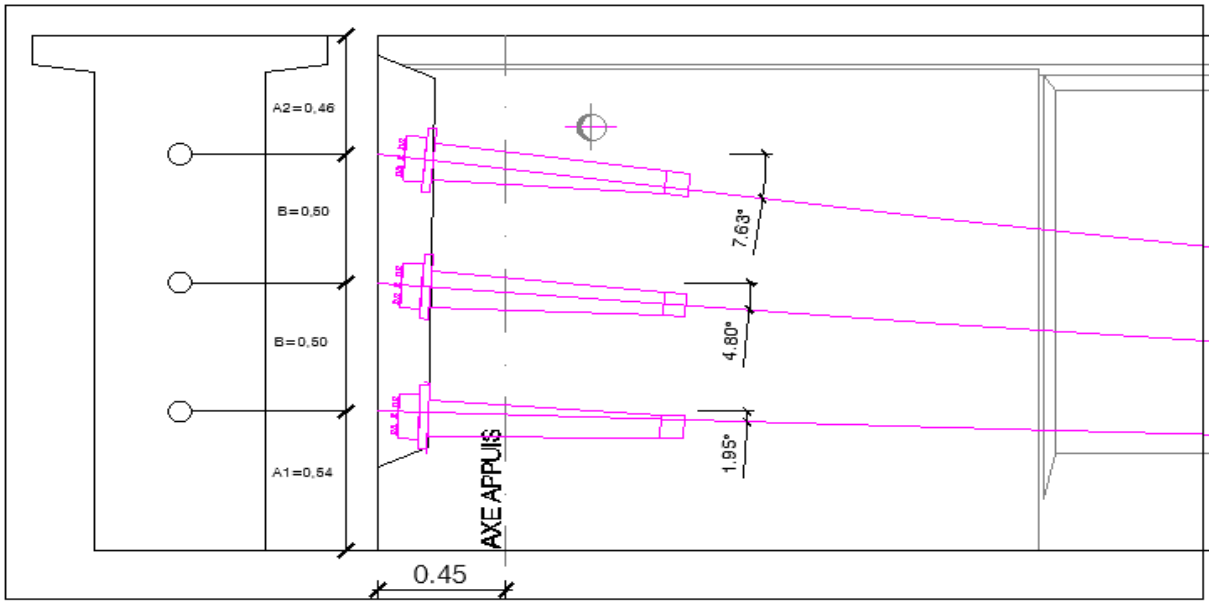


Figure VI.1.Positons des 3 câbles sortants de l'about

$$Yg = 1.04m.$$

On fixe: B = 0.50 m.

$$Yg = A1+B = 1.04 \text{ m.}$$

$$A1 = 0.54 \text{ m}$$

$$A2 = 2 - (1.04 + 0.50) = 0.46 \text{ m.}$$

- **Tracé du câble n° 1 :**

$$Y = A X^2 + B X + C.$$

$$X=0 \Rightarrow Y' = 2Ax+B=0 \Rightarrow B=0$$

Enrobage des câbles par rapport à la fibre inferieur à mi travée (x=0) égale 10% Hp

(Recommandation BPEL)

1) X = 0 => Y = C = 0,1Hp=0.20 cm

2) X =20 =>0.54=A (20) ²+ 0,20

3) X=20 =>Y=0,54=> A= (0,54- 0,20) /20²= 8.50 10^{-4}

Equation du 1ere câble est **Yc_1= 8.50 10-4 x² + 0,20**

$tg\alpha_1=2AX \Rightarrow X=20 \Rightarrow tg\alpha_1= 2 (8.50\ 10^{-4}) (20)= 0.034 \Rightarrow \alpha_1 = 1.95°$

Les abscisses et les angles en tous points du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.Tracée de câble n°01

Xi	Yi	tgα	α°
0,00	0,2	0	0
0,50	0,2002125	0.00085	0.0487
1,00	0,20085	0.0017	0.0974
2,00	0,2034	0.0034	0.1948
4,00	0,2136	0.0068	0.3896
6,00	0,2306	0.0102	0.5844
8,00	0,2544	0.0136	0.7792
10,00	0,285	0.017	0.9739
12,00	0,3224	0.0204	1.169
14,00	0.3666	0.0238	1.363
16,00	0.4176	0.0272	1.558
18,00	0.4754	0.0306	1.7527
20	0.54	0.034	1.94

- **Tracé du câble n° 2 :**

Equation du câble (D'après l'équation du câble 01)

$$Y=Ax^2 + C$$

$$X=0 \Rightarrow C=0.20$$

$$X=20 \Rightarrow 1,04 = A\,(20)^2 + 0.20$$

Donc : $A= (1,04-0.20) /20^2= 2,10\ 10^{-3}$

Equation du 2éme câbles **$Yc_2= 2,10\ 10\text{-}3\ x^2 + 0,20.$**

$tg\alpha_2=2Ax \Rightarrow x=20 \Rightarrow tg\alpha_2 =2 \times 20 \times 2,10\ 10^{-3}= 0,084 \Rightarrow \alpha_2= 4,80°$

Tableau VI.3. Tracée de câble n°02

Xi	Yi	tgα	α°
0,00	0.2	0	0
0,50	0.200525	0.0021	0.1203
1,00	0.2021	0.0042	0.2406

2,00	0.2084	0.0084	0.4813
4,00	0.2336	0.0168	0.9625
6,00	0.2756	0.0252	1.4435
8,00	0.3344	0.0336	1.9244
10,00	0.41	0.042	2.4050
12,00	0.5024	0.0504	2.8853
14,00	0.6116	0.0588	3.3651
16,00	0.7376	0.0672	3.8445
18,00	0.8804	0.0756	4.3233
20.00	1.04	0.084	4.8015

- **Tracé du câble n° 3 :**

$$Y=Ax^2 + C$$

$$X=0 \Rightarrow C=0.20$$

$$X=20 \Rightarrow 1,54 = A\,(20)^2 + 0.20$$

Donc : $A= (1,54-0.20)/20^2 = 3,35\ 10^{-3}$

Equation du 2éme câbles **$Yc_3 = 3,35\ 10\text{-}3\ x^2 + 0,20.$**

$Tg\alpha_3 = 2Ax \Rightarrow x=20 \Rightarrow tg\alpha_3 = 2 \times 20 \times 3,51\ 10^{-3} = 0,134 \Rightarrow \alpha_3 = 7,632°$

Tableau VI.4. Tracée de câble n°01

Xi	Yi	tgα	α°
0,00	0.2	0	0
0,50	0.2008375	0.00335	0.1919
1,00	0.20335	0.0067	0.3839
2,00	0.2134	0.0134	0.7677
4,00	0.2536	0.0268	1.5352
6,00	0.3206	0.0402	2.3020
8,00	0.4144	0.0536	3.068
10,00	0.535	0.067	3.833
12,00	0.6824	0.0804	4.5967
14,00	0.8566	0.0938	5.3586

16,00	1.0576	0.1072	6.1187
18,00	1.2854	0.1206	6.8766
20.00	1.54	0.134	7.6321

- **Tracé du câble n° 4 sortants de l'extrados :**

Pour la mise en place du vérin, le câble à l'extrados a une inclinaison de α = 24,15° (standard), le câble présente une partie courbe parabolique de 29,325m

$Y = A X^2 + c.$

1) X = 0 => Y = 0,1 Hp+0,08=>c=0,28 m.

2) X = 14 => Y = 2.125 = A (14) ² +0,28 =>A=9.40 10^{-3}

Equation du 4éme câbles **$Yc_4 = 9.40\ 10\text{-}3\ x^2 + 0{,}28.$**

$Tg\alpha_4 = 2Ax$ => x=14=> $tg\alpha_4 = 2 \times 14 \times 9{,}40\ 10^{-3} = 0{,}2632$ => $\alpha_4 = 14{,}75$ °

Tableau VI.5. Tracée de câble n°04

Xi	Yi	tgα	α°
0,00	0,32	0	0
0,50	0,32235	0.0094	0.5386
1,00	0,3294	0.0188	1.077
2,00	0,3576	0.0376	2.1533
4,00	0,4704	0.0752	4.300
6,00	0,6584	0.1128	6.4358
8,00	0,9216	0.1504	8.5532
10,00	1,26	0.188	10.64
12,00	1,6736	0.2256	12.7131
14,00	2,1624	0.2632	14.75

VI.4.6 La vérification de l'angle de relevage solen le BPEL :

On a en général selon le règlement technique BPEL : on peut prend en considération :

$$arcsin\left(-\frac{\bar{V} - V_M}{P}\right) \leq \alpha \leq arcsin\left(\frac{\bar{V} + V_m}{P}\right)$$

Telles que :

$V_M = V_{max}$ G+D240 = 1.21MN

$V_m = V_{min}$ (G) =0.77 MN

Et

Vm : l'effort tranchant du poids propre

VM : l'effort tranchant le plus défavorable

V : Effort tranchant limité que pour supporter la section d'appuis.

Avec :

$$\bar{V} = \bar{\tau}.b_n X 0.8h. \text{ (VI.8)}$$

τ: Effort de cisaillement limité.

$$\bar{\tau} = \left(0.4 f_{jt}\left(f_{jt} + \frac{2}{3}\sigma\right)\right)1/2 \text{ (VI.9)}$$

Donc la contrainte normale au niveau de fibre neutre σ .

P =0, 75 x 3x 2, 40= 5,40 Mpa

B_m=1,68-3*3.14*0.08²/4=1,6649

σ=P/B_m=5,40/1.6649=3,24Mpa

$$\bar{\tau} = \left(0.4 * 2.7\left(2.7 + \frac{2}{3} * 3{,}24\right)\right)^{1/2} = 2.29\text{Mpa}$$

$b_n=b_0$-m.k.Φ (VI.10)

(m = 1) : Nombre des gaines par lit K=0.5 (gaine injectée de ciment)

bn=0.6-1*0.08*0.5=0.52m

D'où : V = 2,29 x 0,52 x (0 .8 x2,25) =2.14MMN

L'inégalité donne le résultat suivant :

$$-9.92° \leq \alpha \leq 32{,}61°.$$

Alors : $-9.92° \leq \alpha 1; \alpha 2; \alpha 3 \leq 32{,}61°$. **Vérifier**

VI.5 Caractéristiques géométriques des sections nettes : (poutre de 40m)

L'introduction des câbles dans la poutre les caractéristiques géométriques des sections changent :

a) Pour l'abscisse X = 0,00 L :

- Section sans hourdis :

Désignation	B (m^2)	I_G (m^4)	H (m)	V' (m)	V (m)
Section brute	1.26	0,448	2,00	1,04	0,96
Gaines	0,01507	/			
Section nette	1,2449	0,4452	2,00	1,0425	0,9575

- Section avec Hourdis :

Désignation	B (m^2)	I_G (m^4)	H (m)	V' (m)	V (m)
Section brute	1,68	0,8221	2,25	1,316	0,934
Gaines	0,01507				
Section nette	1,667	0,8185	2,25	1,3185	0,9315

b) X = 0,25L :

- Section sans hourdis :

Désignation	B (m^2)	I_G (m^4)	H (m)	V' (m)	V (m)
Section brute	0,7311	0,3468	2,00	1,0276	0,9724
Gaines	0.01507				
Section nette	0,7711	0,3407	2,00	1,039	0,961

- Section avec hourdis :

Désignation	B (m^2)	I_G (m^4)	H (m)	V' (m)	V (m)
Section brute	1,1561	0,6727	2,25	1,431	0,819
Gaines	0,01507				
Section nette	1,136	0,6566	2,25	1,4453	0,8047

c) X = 0,50L :

- Section sans hourdis :

Désignation	B (m^2)	I_G (m^4)	H (m)	V' (m)	V (m)
Section brute	0,7311	0,3468	2,00	1,0276	0,9724
Gaines	0,0201				
Section nette	0.711	0,3336	2,00	1,0502	0,9498

- Section avec hourdis :

Désignation	B (m^2)	I_G (m^4)	H (m)	V' (m)	V (m)
Section brute	1,1561	0,6726	2,25	1,4310	0,819
Gaines	0,0201				
Section nette	1,136	0,6431	2,25	1,4523	0,7977

VI.6 Calcul des pertes : (poutre de 40m)

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exerce par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

1- pertes instantanées

- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul à l'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

2- pertes différées

- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

VI.6.1 Pertes instantanées

VI.6.1.1 Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

$$\Delta\sigma f = \sigma p0\,(1 - e^{(-f\alpha - \varphi l)}).$$ (Article 3.3.11 BPEL)

Telles que :

X : est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension

e : la base des logarithmes népériens ;

α : L'angle de relevage du câble sur la distance x en radian

f : le coefficient de frottement en courbe f = 0,18 rd $^{-1}$

φ : le coefficient de perte de tension par unité de longueur φ = 0,002 m^{-1}.

σp0 : Contrainte de tension à l'encrage σp_0 = min (0.8 f_{prg} ,0.9 f_{peg}) = min (1488;1440)

σp0=1440 MPa

Section	N° câbles	x(m)	α(rad)	fα+ϕl	Δσf(Mpa)	$\Delta\sigma f_{moy}$
0l	1	0	0,034	0,00612	8,785887	21,40
	2	0	0,083	0,01494	21,353691	
	3	0	0,133	0,02394	34,064224	
	4	0	0	0	0	0
0,25l	1	10	0,0169	0,023042	32,801127	39,05
	2	10	0,0419	0,027542	39,119295	
	3	10	0,0662	0,03196	45,233366	
	4	4	0,0750	0,0215	30,629552	30,63
0,5l	1	20	0	0,04	56,463208	56,46
	2	20	0	0,04	56,463208	
	3	20	0	0,04	56,463208	
	4	14	0	0,028	39,760752	39,76

VI.6.1.2 Pertes dues au recul à l'ancrage :

Après la mise en tension, on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif,

- Si X < L/2 il faut tirer câble par les extrémités afin d'obtenir de tension plus si élevées.
- Si X >L/2 il faut tirer le câble par une seule extrémité.

Lors du blocage des armatures de précontraintes par le système d'ancrage, il se produit un léger mouvement des dispositifs d'ancrage par rapport au béton. Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est freiné entre le frottement de câble et sa gaine.

Au bout d'une certaine distance « d » les pertes s'annulent, cette perte est calculée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{recul} = 2\sigma p_0 \left(f\frac{\alpha}{L} + \varphi\right) x. \text{ (VI.11)}$$

$$X = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma_{P_0}\left(f \times \frac{\alpha}{L} + \phi\right)}}$$

Avec : g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm

E_a : module d'élasticité de l'acier = 2 .10^5 Mpa.

L : longueur du câble calculé à l'aide de logiciel AUTOCAD.

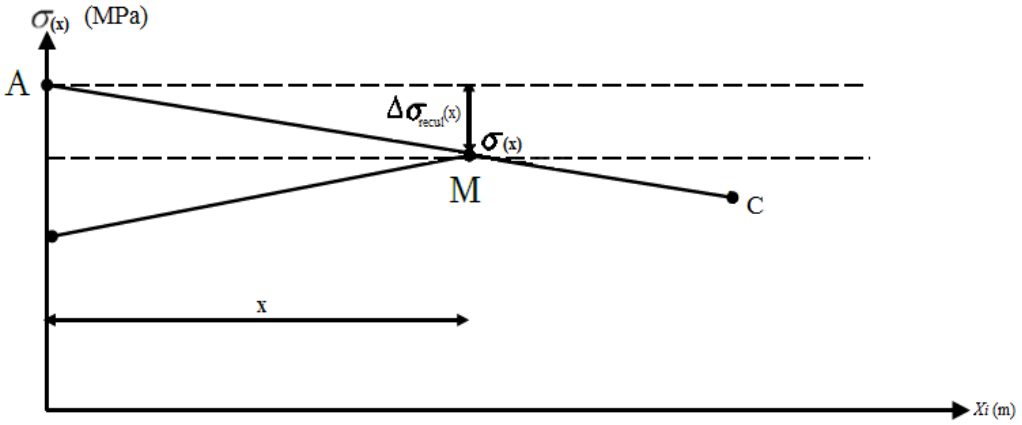


Figure VI.2 . Diagramme des tensions

Tableau VI.6. Perte due à recule de l'ancrage

N° Câble	L (m)	α (rad)	F* (α/l) + φ	X (m)	Δσrecul
1	40,072	0,034	0,00212573	19,675	121,982
2	40,0468	0,083	0,00237306	18,739	128,072
3	40,1192	0,133	0,00259672	17,914	133,972
4	28,3186	0,2573	0,00363546	15,140	158,519

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de « Thalès » appliqué au diagramme des tensions :

$$\Delta\sigma_{recul} = \Delta\sigma_{recul}(1 - \frac{X_i}{X}). \text{ (VI.12)}$$

Tableau VI.7. Pertes due à recule de l'ancrage aux différentes sections

N° Câble	f (α/l) +φ	X (m)	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0L	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.25L	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.50L
1	0,002125	19,675	121,982	59,962	0
2	0,002373	18,739	128,072	59,588	0
3	0,002596	17,914	133,972	55,431	0
4	0,003635	15,140	158,519	115,579	10.26

Tableau VI. Valeurs moyennes des pertes par câble

Désignation	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.00L	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.25L	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.50L
Câble à l'about	384.026	174.981	0
Câble à l'extrados	158.519	115.579	10.26

VI.6.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton : (Article 3.3.13 BPEL)

$$\Delta\sigma_a = \frac{Ea}{2Ei}\sigma'_{bj} \quad \text{(VI.13)}$$

σ'bj : contrainte parabole du béton.

Ea : module d'élasticité de l'acier = 2 10^5 Mpa.

Ei : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

- Pertes dues à la mise en tension de la première série de câbles (trois câbles de l'about)

La section considérée est la section de la poutre seule.

A 7 jours : σj = 23,178 Mpa.

Ei = 3,14 10^4 MPA ⟶ Δσ = 3,18 σ'bj.

Ea = 2 10^5 Mpa.

A 28 jours : σ28 = 35 Mpa.

Ei = 3,60 10^4 Mpa. ⟶ Δσ = 2,78 σ'bj.

Ea = 2 10^5 Mpa.

$$\sigma'_{bj} = \frac{P}{Bp} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{M_P e}{I}$$

Avec :

P : effort de précontrainte P = N AP ($\Delta\sigma p0 - \Delta\sigma_{frott}$).

Ap : section du câble de précontrainte

Bp : Section de la poutre seule.

Ip : Inertie de la poutre seule.

Mp : moment de la poutre seule.

e =V' – y : section corrigée sans hourdis

Tableau VI.8. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton (câble d'about)

Section / ***Désignation***	**0,00L**	**0.25L**	**0.5L**
P (MN)	7.098	7.010	**6.923**
I (m^4)	0.4452	0.3407	**0.3336**
B (m^2)	1.2449	0.7711	**0.711**
e (m)	0.0025	0.629	**0.85**
M_p(MN.m)	0	2.85	**3.86**
σ'bij (MN/m^2)	5.701	11.97	**14.895**
Δσ à 7j (MN/m^2)	18.129	38.064	**47.3661**
Δσ à 28j (MN/m^2)	**15.848**	**33.276**	**41.408**

- Pertes dues à la mise en tension du 4ème câble à l'extrados

La section à considérer dans ce cas est la section de la poutre + hourdis. Le raccourcissement du béton provoque simultanément des pertes dans la 1ère et la 2ème série de câbles.

La contrainte σ'_{bij} est donnée par : $$\sigma'_{bj} = \frac{P_1}{B_p} + \frac{P_2 e_1^{\,2}}{I_p} + \frac{M_P e_1}{I_P} + \frac{P_2}{B_t} + \frac{P_2 e_2^{\,2}}{I_t} + \frac{M_D}{I_t}$$

P1 = 3x 1668 10^{-6} (1440 – $\Delta\sigma_{fr}$ - $\Delta\sigma_{rec}$ – $\Delta\sigma_{rac}$).

P2 = 1 x 1668 10^{-6} (1440 - $\Delta_{\sigma fr}$).

Bp : Section de la poutre seule ; Bt : Section de la poutre + hourdis

Ip : Inertie de la poutre seule ; It : Inertie de la poutre + l'hourdis.

Md : moment de l'hourdis ; Mp : moment de la poutre seule.

Tableau VI.9. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton (câble de l'éxtrados)

Section / Désignation	0,00L	0.25L	0.5L
$\Delta\sigma_{frot}$ (Mpa)	0.00	39.05	**56.46**
$\Delta\sigma_{recul}$ (Mpa)	384.026	174.981	**0.00**
$\Delta\sigma_{racr}$ (Mpa)	15.848	33.276	**41.408**
P_1 (MN)	5.205	5.968	**6.716**
P_2 (MN)	2.402	2.337	**2.308**
B_p (m^2)	1.2449	0.7711	**0.711**
B_t (m^2)	1.667	1.136	**1.136**
e_1 (cm)	0.0025	0.629	**0.850**
e_2 (m)	0.00	0.185	**1.132**
Ip (m^4)	0.4452	0.3407	**0.3336**
I_t (m^4)	0.8185	0.6566	**0.6431**
M_p(MN.m)	0	2.85	**3.86**
M_d(MN.m)	0	1.512	**2.050**
σ'bij (Mpa)	5.62	20.1669	**34.043**
$\Delta\sigma_a$ (Mpa)	**15.624**	**56.064**	**94.639**

Tableau VI.10. Tableau récapitulatif des pertes instantanées (t/m^2)

Désignation	Section	Frottement	Recul	Raccourcissement	Totale
Câbles de l'about	0.00L	21.40	384.026	15.848	**421.274**
	0.25L	39.05	174.981	33.276	**301.303**
	0.50L	56.46	0	41.408	**97.868**
Câble de l'extrados	0.00L	0	158.519	15.624	**174.143**
	0.25L	30.63	115.577	56.064	**202.271**
	0.50L	**39.76**	**10.26**	**94.639**	**144.659**

VI.6.2 Pertes différées

VI.6.2.1 Pertes dues au retrait du béton :

La perte finale due au retrait du béton est donnée par :

$$\Delta\sigma = \varepsilon_r (1 - r(j)) E_P. \quad \text{(VI.14)} \quad \text{(Article 3.3.22 BPEL) :}$$

ε_r = 0,0003 étant le retrait total du béton.

J : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

r(j) : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$r(j) = \frac{j}{j+9r(m)}$. Avec $r(m) = \frac{Bn}{p}$. (VI.15) (Article 2.1.51 BPEL)

B_n : la section nette.

p : le périmètre de la section.

- **Pour les deux câbles à l'about**

Bn =1.2449 10^4 cm², p = 6.0252 10^2 cm.

$$\text{A 7 jours : } r(7) = \frac{7}{7+9*\frac{1.2449\ 10^4}{6.0252\ 10^2}} = 0.0362$$

r (j) = 0,0362. Alors : Δσ = 0,0003 (1- 0,0362) 2 10^5. Donc : **Δσ = 57.82 Mpa.**

$$\text{A 28 jours : } r(28) = \frac{28}{28+9*\frac{1.2449\ 10^4}{6.0252\ 10^2}} = 0.130$$

r (j) = 0,130. Alors : Δσ = 0,0003 (1- 0,130) 2 10^5. Donc : **Δσ = 52.5 Mpa.**

- **Pour le câble à l'extrados**

Bn = 0.711 10^4 cm^2. p = 6.3521 10^2 cm.

$$\text{A 28 jours : } r(28) = \frac{28}{28+9*\frac{0.711\ 10^4}{6.3521\ 10^2}} = 0.217.$$

r (j) =0.217 Alors : Δσ = 0,0003 (1- 0,217) 2 10^5. Donc : **Δσ = 46.98Mpa.**

VI.6.2.2 Pertes dues au fluage

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m) E_p / E_{IJ}. \quad \text{(VI.16)} \quad \text{(Article 3.3.22 BPEL) :}$$

σ_b : la contrainte finale du béton

σ_m : la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

- **Pertes de câbles à l'about**

Sachant que les câbles sont tirés à 7 jours : $\sigma_b + \sigma m = \sigma'bj \times Kfl$. (VI.17)

Kfl : coefficient de fluage.

Kfl. = (Ei – Ev) / Ev = 3 (Ei – Ev) / Ev = 2. (VI.18) (BAEL 91).

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton donc :

$K_{fl} = (1- 0.15) \times 2=1,7$

Kfl= 1,7.

$\Delta\sigma fl = [1,7 \times 2\ 10^5 / 11000\ (23.178)^{1/3}]\ \sigma'bj = 10.84\ \sigma'bj$.

Tableau VI.11. Pertes dues au fluage (câble d'about)

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
Pertes dues au fluage (Mpa)	61.80	129.75	161.462

- **Pertes du câble à l'extrados**

Après 60 jours, on a une dissipation de 50 % du fluage donc : Kfl = 1.

$$\Delta\sigma fl = 1x\ 2\ 10^5 / 11000\ (35)^{1/3} = 5,56\ \sigma'bj.$$

Tableau VI.12. Pertes dues au fluage (câble d'éxtrados)

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
Pertes dues au fluage (Mpa)	31.247	112.128	189.30

VI.6.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers :

$\Delta\sigma = (6/100)\ \rho_{1000}\ [(\sigma_{pi}(x) / f_{prg}) - \mu_0]\ \sigma_{pi}(x)$. (VI.19) (Article 3.3.23 BPEL):

μ_0 coefficient égale à :

0,30 pour les armatures à relaxation normale.
0.43 pour les armatures à très basse relaxation.
0.35 pour les autres armatures.

σ_{p0}= 1440 Mpa et $\mu 0 = 0,43$.

$\sigma pi = \sigma p0 - \Delta\sigma inst.$ Avec $\Delta\sigma inst$: la contrainte totale instantanée

En général : ρ_{1000} =2.5% pour les aciers TBR

$\rho 1000$ =8% pour les aciers RN

- **Câbles sortant à l'about :**

Tableau VI.13. Pertes dues à la relaxation (câbles d'about)

Désignation	**0,00L**	**0,25L**	**0,50L**
Δσp0 (Mpa)	1440	1440	**1440**
Δσi (Mpa)	421.274	301.303	**97.868**
σpi (Mpa)	1018.726	1138.697	**1342.132**
Δσreel (Mpa)	**17.986**	**31.12**	**58.70**

- **Câble de l'éxtrados :**

Tableau VI.14. Pertes dues à la relaxation (câbles d'éxtrados)

Désignation	**0,00L**	**0,25L**	**0,50L**
Δσp0 (Mpa)	1440	1440	**1440**
Δσi (Mpa)	174.143	202.271	**144.659**
σi (Mpa)	1265.857	1237.729	**1295.341**
Δσreel (Mpa)	**47.58**	**43.713**	**51.765**

VI.6.2.4 Tableau récapitulatif des pertes différées (Mpa) :

$\Delta\sigma d = \Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + 5/6\ \Delta\sigma p.$ (VI.20) (Article 3.3.24 BPEL)

- **A l'about :**

Tableau VI.15. Pertes différées (câbles d'about)

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
Pertes dues au retrait	52.5	52.5	**52.5**
Pertes dues au fluage	61.80	129.75	**161.462**
Pertes dues à la relaxation	17.986	31.12	**58.70**
Δσ totale	**129.28**	**208.183**	**262.879**

- **A l'extrados :**

Tableau VI.16. Pertes différées (câble d'éxtrados)

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
Pertes dues au retrait	46.98	46.98	**46.98**
Pertes dues au fluage	31.247	112.128	**189.30**
Pertes dues à la relaxation	47.58	43.713	**51.765**
Δσ totale	**117.877**	**195.535**	**279.42**

VI.6.3 Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées) :

% pertes = Δσ totale / (N x 1440). (VI.21)

Tableau VI.17. Pourcentage des pertes totales

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
Pertes instantanées	595.417	503.574	**242.527**
Pertes différées	247.157	403.718	**542.299**
Pertes totales	842.574	907.292	**784.826**
% pertes	**19.50**	**15.75**	**13.62**

L'estimation des pertes à **25%** est vérifié après le calcul, donc le nombre de câbles est bien vérifie et égale à **4** câbles de **12T15** chacun.

VI.7 Vérification des contraintes tangentielles: (poutre de 40m)

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales). La contrainte tangente au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} S}{b_n I}$$

V_{red} : Effort tranchant réduit.

S : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour les étapes 1, 2, 3 on prend le moment statique de la poutre seule, et pour les étapes 4 et 5 on prend celle de la poutre + hourdis).

b_n : Epaisseur nette de l'âme (m).

I : Moment d'inertie de la section considérée (m^4).

Pour la vérification, il convient de calculer la contrainte de résistance du béton.

$$\tau^2 \leq 0{,}4 ftj \left(ftj + \frac{2\sigma t}{3}\right). \quad \text{(VI.22)}$$

f_{tj} : la résistance de la traction du béton à l'âge j.

$\sigma t = \frac{p}{B}$:la contrainte de la précontrainte appliquée.

$V_{red} = T_G + T_P$.

T_G = effort tranchant du au poids propre

T_P = % de la mise en tension x A_p x σ_i ($\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2 + \sin\alpha_3$).

$\alpha_1 = 1.94°$ $\alpha_2 = 4.80°$ $\alpha_3 = 7.63°$

$\sigma_i = \sigma_{po} - \Delta\sigma$. ($\sigma_{po}$ = 1440 Mpa).

- **Δσ pertes pour chaque étape :**

- A l'about :

  Etape 1 : $\Delta\sigma_i$ pertes instantanées à l'about.

  Etape 2 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + 30\% \Delta\sigma_d$ avec : $\Delta\sigma_d$ pertes différées à l'about.

  Etape 3 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

  Etape 4 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

  Etape 5 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

- A l'extrados :

Etape 1 : $\Delta\sigma_i$ pertes instantanées à l'about.

Etape 2 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + 30\% \Delta\sigma_d$

Etape 3 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Etape 4 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{about} + \Delta\sigma_{extrados}$; avec :($\Delta\sigma_{about} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$; $\Delta\sigma_{extrados}=\sigma_{i\ extrados}$).

Etape 5 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{about} + \Delta\sigma_{extrados}$; avec :($\Delta\sigma_{about} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$; $\Delta\sigma_{extrados}=\sigma_{i\ extrados}$).

➢ **Application :**

- A l'about X = 0,00 L :

$$b_n = 0.6 - 0.08 = 0.52 \text{ m.}$$

Tableau VI.18. Vérification des contraintes tangentielle

Désignation	TG (MN)	TP (MN)	I (m^4)	S (m^3)	V_{red} (MN)	τ_{red} (MN)	Ftj (Mpa)	σt (Mpa)	τ_{lim} (MN)
Etape 1	0.40	0.216	0.445	0.43	0.616	1.15	1.98	0.87	2.03
Etape 2	0.40	0.409	0.445	0.43	0.809	1.50	2.70	1.54	4.046
Etape 3	0.60	0.371	0.445	0.43	0.971	1.80	2.70	1.54	4.046
Etape 4	0.70	0.371	0.818	0.62	1.071	1.56	2.70	1.08	3.690
Etape 5	1.21	0.371	0.818	0.62	1.581	2.30	2.70	1.08	3.690

Conclusion :

Donc les contraintes tangentielles sont respectées en toutes phases d'exécutions.

VI.8 Vérification a la rupture :(poutre de 40m)

Sécurité à la rupture en flexion :

$$\begin{cases} 1,35\ MG + 1,5\ MQ \leq MRA. \\ 1,35\ MG + 1,5\ MQ \leq MRB \end{cases}$$

M_{RA}, M_{RB} sont les moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte et du béton.

a) Calcul de M_{RA}.

$M_{RA} = 0,9\ h \times F.$

$h = 2.25 - 0.16 = 2.09$ m.

$F = \omega\ fprg \Rightarrow F = 4 \times 1668.10^{-6} \times 1860 = 12.40$ Mn.

$M_{RA} = 12.40 \times 0,9 \times 2.09 = 23.32$ Mn.m.

b) Calcul de MRB.

- Pour l'âme :

$M_{RB\ âme} = 0,35\ b0 \times h^2 \times f_{c28}$.

L'épaisseur de l'âme b0 = 0.25 m.

La hauteur utile h = 2.25 m.

fc28 = 35 Mpa.

$M_{RB\ âme} = 0,35 \times 0,25 \times 2,25^2 \times 35 = 15,50$ Mn.m.

- **Pour l'hourdis :**

On ajoutera au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur totale h et d'épaisseur h_0 ($h_0 = 0.11 + 0.25 = 0.36$ m) constituent la table de compression. Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB\ hourdis} = \min \begin{cases} 0,8\ (b - b0)\ ((h - h0)/2)\ h0\ f_{c28}. \\ 0,35\ (b - b0)\ h^2\ f_{c28}. \end{cases}$$

$$M_{RB\ hourdis} = \min \begin{cases} 0,8\ (1,04 - 0,25)\ ((2,25 - 0,36)/2)\ 0,36 \times 35. \\ 0,35\ (1,04 - 0,25)\ 2,25^2 \times 35. \end{cases}$$

$$M_{RB\ hourdis} = \min \begin{cases} 7,52\ \text{Mn.m.} \\ 48,99\ \text{Mn.m.} \end{cases}$$

Alors : $M_{RB\ hourdi} = 7,52$ Mn.m

Donc : $M_{RB} = M_{RB\ hourdi} + M_{RB\ âme} = 7,52 + 15,50 =$ **23,02Mn.m.**

c) Moment de fissuration :

Le moment de fissuration est le moment qui provoquerait sur la fibre inférieure une contrainte résultante égale à $2\sigma_x$ (2 x (-2.7) = -5.4 MPa).

La contrainte de compression due à la précontrainte étant de, le moment de fissuration M_f engendrer la contrainte résultante de (-540 t / m²). Une contrainte élémentaire de :

$$4.30+ 5.40 = 9.7 \text{ MPa.}$$

$$M_f \text{ x v' / I} = 9.7 \Rightarrow M_f = 9.7\text{x } 0.8185 /1.3185.$$

$$M_f = 6.\ 02\text{Mn.m}$$

Donc : Mf < 23.32 Mn.m. **Vérifiée.**

d) Sécurité :

- Par rapport au béton :

$$1{,}35\ M_G + 1{,}5\ M_Q = 1{,}35\ M_G + 1{,}5 D_{240}$$

$$1{,}35\text{x}6{,}83+1{,}5\text{x}3{,}42=14{,}35 \text{ Mn.m}$$

$$M_{RB} = 23{,}02 \text{ Mn.m} \Rightarrow 0{,}7\ M_{RB} = 16{,}12 \text{ Mn.m.}$$

Donc : $1{,}35\ M_G + 1{,}5\ M_Q = 14{,}35$ Mn.m < $0{,}7 M_{RB}$**. Vérifiée.**

- Par rapport aux aciers :

$$1{,}35\ MG + 1{,}5\ MQ(D240) = 14{,}35 \text{ Mn.m.}$$

$$M_{RA} = 23{,}32 \text{ Mn.m} \Rightarrow \qquad 0{,}9\ M_{RA} = 20{,}98 \text{ Mn.m.}$$

Donc : $1{,}35\ M_G + 1{,}5\ M_Q < 0{,}9 M_{RA}$. **Vérifiée.**

Donc la sécurité par rapport à la flexion est bien assurée.

VI.8.1 Sécurité à la rupture par l'effort tranchant :

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} S}{b_n I}$$

τ_{red} : contrainte de cisaillement.

Vred : effort tranchant réduite.

$$Vred=1.35\ G +1.35D240 – 0{,}75\text{x } \Sigma \text{ Pi sin}\alpha$$

$$Vred=1{,}35\text{x}0{,}77+1{,}35\text{x}0{,}53-0{,}75\text{x}2{,}4\text{x}(\sin 1{,}94+\sin 4{,}80+\sin 7{,}63)$$

Vred=1,305 Mn

bn : épaisseur nette de l'âme 0.60 –0.0 8 =0,52 m

S : moment statique par rapport au CDG de la section considérer

$$\tau_{red} = \frac{1{,}305x0{,}62}{0{,}52x0{,}818} = 1{,}90\ Mpa$$

IG : moment d'inertie par rapport au CDG de la section considérer

Il suffit de vérifier que :

$$\tau_{red} \leq \frac{fc28}{6} => 1{,}90 \leq \frac{35}{6} = 5{,}833\ MPa \quad \boldsymbol{vérifié}$$

VI.8.2 Vérification de l'inclinaison des bielles

L'effort de cisaillement produit par les fissurations suivant une direction perpendiculaire à la direction de la contrainte principale de compression

En désignant par ɣu l´angle de ces fissures avec la fibre moyenne de la poutre, on a :

$$tg(2\gamma u) = \frac{2\tau_u}{\sigma u} \qquad (VI.23)$$

Condition a vérifié ɣu ≤ 30°

$$tg(2\gamma u) = \frac{2\tau_{ured}}{\sigma' b} = \frac{2x1{,}90}{3{,}24} = 1{,}173 => \gamma u = 24{,}77° < 30°$$ **vérifié**

VI.9 Ferraillage de la poutre :(poutre de 40m)

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantité suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

VI.9.1 Armature longitudinale :

Dans les parties de section où le béton est tendu et sous réserve que la zone tendue présente une hauteur supérieure à 5 centimètres, la section d'armatures résultant est augmentée, en tant que de besoin, de façon à représenter au moins :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} x \frac{f_{t1}}{\sigma_{Bt}} \qquad (VI.24)\ (Article\ 6.1.32\ BPEL)$$

B : Désigne l'aire de la partie du béton tendu.

σbt : La valeur absolue de la contrainte maximale de traction (à la mise en service).

Nbt : La résultante des contraintes de traction correspondantes, ces différentes quantités étant.

ftj : contraintes de traction du béton.

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$fe = 500 \text{ MPa}$$

Dans notre cas il 'ya pas de zone tendue dans la section : étape 5

$$\sigma_{sup} = 8,69 \text{ Mpa} \quad \sigma_{inf} = 2,75 \text{ Mpa}$$

Le ferraillage passif longitudinal théoriquement n'est pas nécessaire, on disposera comme même un ferraillage pour pallier aux problèmes de limitation des fissures du béton, répartition des efforts de variation de température, et la résistance surtout dans le cas où le béton présente des insuffisances.

On disposera **4HA20** en nappe inférieure dans le talon et **6HA20** sur les deux périmètres latéraux du talon.

VI.2.2 Armatures de peau : (Article 6.1.31 BPEL 91).

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer

La section des armatures de peau est disposée parallèlement dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

Amin ≥ max (3 cm²/m =3x2(0.25+2.00) =15cm^2 ; 0.1%de la section de la poutre homogène = 0,001x7110cm²= 7,11 cm²}.

Amin ≥ 15 cm². On choisit une armature **20HA10 = 15,71cm^2** espacée de 25cm.

- **Minimum d'armatures transversales :**

Ecartement maximal entre les armateurs transversaux :

$$St = \min (0,8h; 3b; 1m) = \min (1,6; 1,5 ; 1) = 1m.$$

On prendra ici un écartement de 0,15 cm au droit des appuis pour attendre 0.30m au centre.

Contrainte $\frac{A_t}{b_r x S_t} \geq \frac{\gamma_S x(\tau_U - 0{,}14x\sqrt{f_{cj}})}{0{,}9xf_e}$ (VI.25)

Avec br : largeur réduite au sens du BPEL 91.

γs = 1,15 (BAEL 91)

fc28 = 35 Mpa en phase d'utilisation.

br = 0,25-0.0 8 = 0,17m (8cm diamètre de la gaine).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

τ_u= 1,305/0,25 x (2.00-0.16) = 2,84Mpa.

$$A_t \geq b_r x S_t x \frac{\gamma_S x(\tau_U - 0{,}14x\sqrt{f_{cj}})}{0{,}9xf_e}.$$

At $\geq$ 0,17x 0,15 x (1,15 x (2,84 – 0,828)) /450) x10^4 = 1,31 cm^2.

On prend des cadres de **2HA10** pour **As =1,57 cm^2.**

- **Cadres de talon**

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et à reprendre les poussées au vide dues aux déviations dans le plan horizontal des câbles. Ces armatures doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme talon, ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. Un scellement efficace dans le talon est assuré par un ancrage en crosse le long du pied de talon.

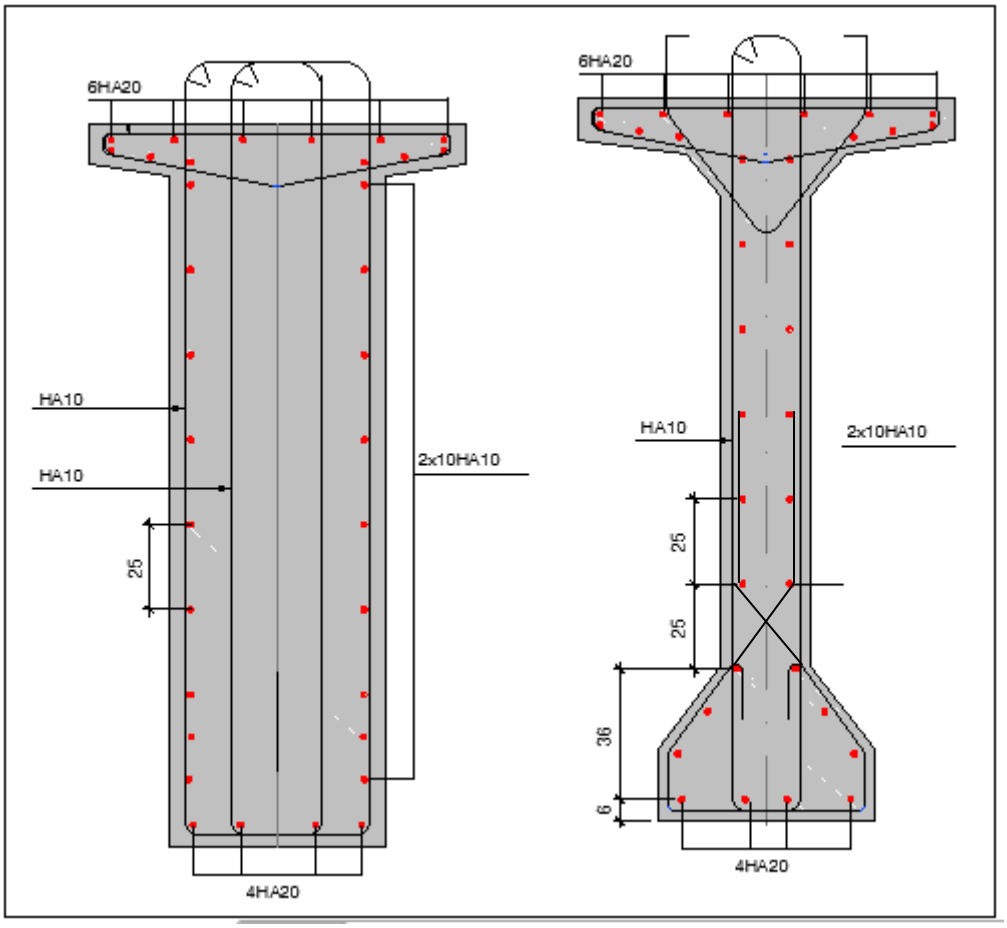


Figure VI.3.Ferraillage de la poutre de 40m

VI.10 Etude de la zone d'encrage à l'about :(poutre de 40m)

VI.10.1 Introduction :

Lorsque des armatures de précontrainte sont ancrées dans une section SA d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes au voisinage de l'ancrage s'écarte sensiblement de celle obtenue par les règles de la Résistance des Matériaux. Les contraintes équilibrant les sollicitations isostatiques de précontrainte correspondantes ne sont réparties selon le principe de NAVIER qu'à partir d'une section SR à la distance LR en aval de SA. Cette zone est soumise à des contraintes de traction qui dépassent la plupart des limites fixées par les règlements et pourrait être le siège d'une fissuration importante en l'absence de disposition particulière

Il y a donc lieu de procéder dans cette zone :

- Des vérifications des contraintes de cisaillement dans le béton permettant de réduire à un niveau convenable la probabilité d'apparition de fissures ;

- La détermination d'armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures éventuelles.

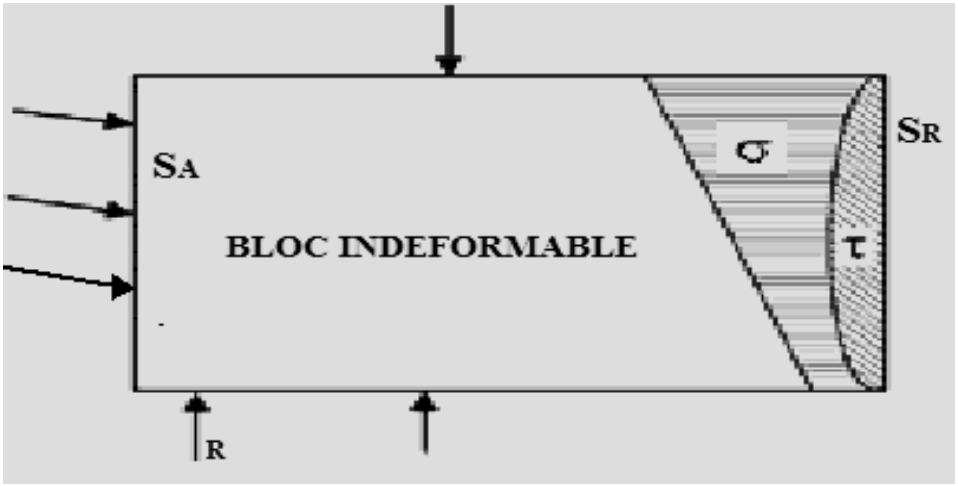


Figure VI.4. La zone d'encrage à l'about.

VI.10.2 Longueur de régularisation di :

La longueur de régularisation est la distance, comptée à partir de la section SA, où l'on trouve une section SR dans laquelle les contraintes équilibrant les sollicitations isostatiques de précontrainte sont réparties sur toute la section selon le principe de NAVIER. Cette longueur dépend de la forme de la section de la poutre et de la position des différents ancrages de précontrainte dans la section d'about. La diffusion des contraintes à partir de SA présente un caractère tridimensionnel. Toutefois par commodité, on peut se contenter de procéder à deux justifications bidimensionnelles, en étudiant successivement l'étalement des forces de précontrainte dans le plan contient axe principale d'inertie de la section. On peut définir ainsi la longueur de régularisation conventionnelle, Dans la majorité des cas, cette longueur de régularisation di peut être prise égale à la valeur suivante

di= Max (ht-d ; ht/2)

ht : le dimension principale de la pièce dans le plan considéré

d : la distance entre les bords extérieurs des rectangles d'impact des deux ancrages extrêmes, dans la direction considérée.

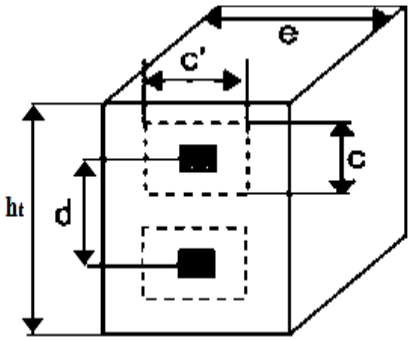


Figure VI.5. Zones de régularisation

VI.10.3 Etude de la zone d'about :

La zone d'about est une pièce très sollicitée où un grand nombre d'armatures passives sont concentrées.

À l'arrière de l'about sont placées les armatures participant à la reprise des efforts de diffusion des forces de précontrainte.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1ère zone de régularisation.

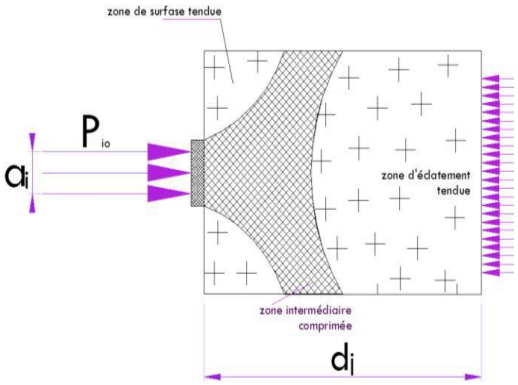


Figure VI.6. Zone d'about

1 => Une zone de surface : tendue.

2 => Une zone intermédiaire : comprimée.

3 => Une zone d'éclatement : tendue.

$$d1=d2=d3 = dmin = \min(2A1 ; B ; 2A2) = 50 \text{ cm.}$$

$$ht = 2.00 \text{ m.} ; b = 0.60 \text{m.} ; di = \max(ht-d ; ht/2) = 1{,}50 \text{m}$$

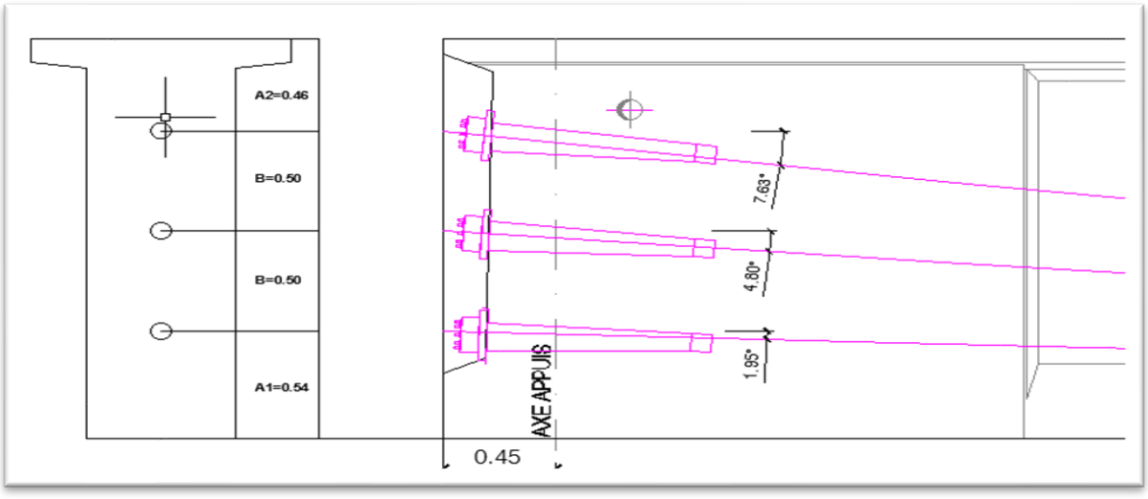


Figure VI.7. Zone de régularisation

a) Zone de surface :

On doit disposer un ferraillage de surface donne par la formule expérimentale suivante :

$$As = 0{,}04\frac{pj0}{\sigma_s lim} \quad \text{(VI.26) (Annexe 4 1.2.1 B.P.E. L)}$$

Pj0 =P0= 2,40 MN; σs,lim=2/3fe=333,33 MPa

$$As = 0{,}04\frac{2{,}40}{333{,}33} X10^4 = 2{,}88 cm^2$$ (Soit 2cadre de 2HA12 As=4,52cm²)

b) Zone d'éclatement :

Vérification des contraintes d'éclatement :

La contrainte de traction du béton σtj doit vérifier :

$$\sigma tj = 0{,}5\left(1 - \frac{aij}{dj}\right) xpj0/bdj \leq 1{,}25 ftj$$ (Annexe 4 1.2.22 BPEL)

b=0.60m ; Pj0 =2,40 MN ; dj=1, 5m ; aij = dmin=0,50m ; ftj =2,7 *MPa*

σtj =0,88 MPa ≤ 3,38 MPa Donc les contraintes d'éclatements sont vérifiée

C) Zone intermédiaire comprimée :

$$\sigma t = \frac{p}{bdj} = \frac{2.4}{0.6X0.5} = 8MPa \leq 2/3fc28$$

σt =8 MPa ≤ 23.33MPa, **vérifié**

VI.10.4 Ferraillage d'éclatement

Les aciers d'éclatement sont situés à l'arrière des plaques d'ancrages, sur la profondeur du prisme de première régularisation associé à chaque ancrage.

Les cadres horizontaux sur la largeur de l'âme permettent de reprendre les efforts horizontaux d'éclatement.

La reprise des efforts verticaux est assurée par des cadres verticaux répartis sur la profondeur du prisme.

$$A_e = \max \begin{cases} 0{,}25\frac{\left(1-\frac{aij}{dj}\right)pj0}{2/3fe} = 0{,}25\frac{\left(1-\frac{0.5}{1.5}\right)2.4}{\frac{2}{3}*500} = 12\ Cm^2 \\ 0.15\frac{pj0}{\sigma_s lim} = 0.15\frac{2{,}40}{333{,}33} = 10{,}80\ Cm^2 \end{cases}$$

A_e= 12,00 cm²

On disposera donc 4 cadres de **HA14** de section minimale **(12.32 cm²)** sur une longueur

dj =150 cm

Donc : **St=15**cm d'espacement.

VI.11 Poutre de 30m :

On a fait le calcul à l'aide d'Excel.

VI.11.1 DONNEES DE CALCUL

Tableau VI.20.Données de calcul

H (P)	1.50 m
H(P+D)	1.75 m
Lpoutre	30 m
L porté	29 m
N poutres	7
Edalle	0.25 m
LT.cm =	1.03
babout =	0.47 m

Tableau VI.21. Caractéristiques du béton

F_{C28}	35	MPa
F_{t28}	2,7	MPa
σ_{bc}	21	MPa
σ_{bt}	-4,5	MPa

Tableau VI.19. Caractéristiques de câble12T15

Type de toron	T15	/
Nbr Toron	12	/
Ap 1 Toron	139	mm²
Ap 1 Toron(m²)	0,0001	m²
Ap (mm²) =	0,0017	m²
fprg =	1860	MPa
Fp0 =	196,2	kn
fpeg =	1600	MPa
D gaine =	0,08	m
f =	0,18	(rd^{-1})
ϕ =	0,002	(m^{-1})
g =	6	mm
μ0 =	0,43	/
ρ1000h =	2,5	/
Ep =	200000	MPa
fe	500	MPa
sigma S	434,783	MPa

Tableau VI.22. Caractéristiques des sections

	Section about		Section médiane	
	Poutre	P + dalle	Poutre	P + dalle
B (m2)	0,74	1,12	0,4800	0,8600
υ' (m)	0,82	1,09	0,8400	1,1900
υ (m)	0,68	0,66	0,6600	0,5600
IG (m4)	0,15	0,30	0,1290	0,1870
ρ	0,36	0,38	0,48	0,33

Tableau VI.23. Résultats

Mgp (MN.m)	1,58 MN.m
MM (MN.m)	5,55 MN.m
Mm (MN.m)	3,25 MN.m
VM (MN)	0,87 MN
Vm (MN)	0,52 MN

VI.11.2 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

Valeur minimale de la précontrainte en service :

$$P_{min}=\sup(P_I,P_{II})$$

Avec:

$$P_I=\frac{\Delta M}{\rho h}+\frac{B}{h}*(V*\bar{\sigma}_{bt2}+V'*\bar{\sigma}_{bt1}).$$ Sous critique

$$P_{II}=\frac{\bar{\sigma}_{bt2}*\frac{I}{V'}*M_{max}}{\rho V+V'-d'}$$ Sur critique

B : son aire.

v et v' : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes (v + v' = h).

I : son moment d'inertie par rapport à Gz.

ρ : son rendement géométrique.

Mg *:* moment de poids propre.

M'g : moment dû aux charges permanentes additionnelles.

Mq : moment généré par les actions variables de toutes natures. Mq moments généré par

Les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, M varie ente :

- Une valeur minimale : Mm = Mg + M'g + Mmq

- Une valeur maximale : MM = Mg + M'g + MMq

Posons : ΔM = MM - Mm = MMq - Mmq

$\bar{\sigma}_{bt1}$; $\bar{\sigma}_{bt2}$: sont des contraintes limites de traction.

$\bar{\sigma}_{bc}$: est la contrainte limite de compression.

Tableau VI.24.Calcul de P_{MIN}

Détermination de P_{MIN}			
$\bar{\sigma}_{bt2}$ (MPa)	-2,70	PI (MN)	1,33
$\bar{\sigma}_{bt1}$ (MPa)	-4,05	PII (MN)	4,28
d' (m)	0,18	PMIN (MN)	4,28

PI : représente la section sous critique (cas ou le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage).

PII : représente la section sur critique (cas ou le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d'enrobage).

VI.11.2.1 Détermination de nombre de câble

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{MIN}}{P_0}$$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15 peut créer, P_0 est estimé à 25 % de pertes.

n : nombre de câbles.

$$P_0 = \min \{(0.8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0.9 \times f_{peg} \times A_p)\}$$

Tableau VI.25.Détermination de nombre de câbles

ΔP0	25	%	**Donc on prend 3 câbles de 12T15**
T0	1440	MPa	
P0	2.4	MN	
n ≥	2.38	Câbles	

VI.11.2.2 Pré-vérification de la précontrainte

Dans cette étape on fait la vérification des contraintes à x = L/2 sur les quatre phases et on Place deux câbles dans l'about et le troisième à l'extrados :

- fcj = $\frac{j}{4,76+0,83j} fc28$
- **σbcj=0.6** X f**cj** En construction

- **σbt1=1.5** X ***f*tj** Hors section d'enrobage - en construction
- **σbt2=0.7** X ***f*tj** Section d'enrobage - en construction

Tableau VI.26. Première phase : Après 7 jours

f_{c7} =	23,18	MPa
f_{t7} =	1,99	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,39	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-2,99	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	13,91	MPa
ΔP =	10	%
n câble	2	

Tableau VI.27. Deuxième phase : Après 28 jours

f_{c7} =	35,00	MPa
f_{t7} =	2,70	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,89	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,05	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	21,00	MPa
ΔP =	10	%
n câble	2	

Tableau VI.28. 3ème phase : Apres coulage de la dalle

f_{c7} =	35,00	MPa
f_{t7} =	2,70	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,89	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,05	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	21,00	MPa
ΔP =	15	%
n câble	2	

Tableau VI.29. Quatrième phase : En service

f_{c7} =	35,00	MPa
f_{t7} =	2,70	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,89	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,05	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	21,00	MPa
ΔP =	25	%
n câble	2	

Tableau VI.30. Résultats de vérifications des contraintes

Formules	$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}$ $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$					
Phase	**e_0 (m)**	**M(MN.m)**	**P(MN)**	**σ_{sup}(MPa)**	**σ_{inf}(MPa)**	**Obs**
Phase 1	0,67	1,58	2,16	5,23	3,58	C.V
Phase2	0,67	1,58	4,32	2,38	17,44	C.V
Phase3	1,02	**3,75**	4,08	3,57	7,26	C.V
Phase4	1,02	5,55	3,60	9,86	-7,86	C.V

Interprétation : On a : $\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$; $\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$

VI.11.2.3 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

Tableau VI.31.Tracé des câbles

Positions des câbles	X=0	X=L/2
	Yi(m)	Yi(m)
Cable 1	0.52	0.19
Cable 2	1.12	0.27
Cable3	0	0.43

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$arcsin\left(-\frac{\overline{V}-V_M}{P}\right) \leq \alpha \leq arcsin\left(\frac{\overline{V}+V_m}{P}\right)$$

Caractéristiques du tracé des câbles.

bn =	0,39	m
Bn =	1,11	m2
P =	3,60	MN
σ_x =	3,24	MPa
$\overline{\tau}$ =	2,53	MPa
$\overline{V}$ =	1,38	MPa

L câble =	30	m

-8,19 ≤ α (°) ≤ **31,89**

αC1 = **2,00** αC2 = **6,00** αC3 = **11,00** (°)

N° câble	l (m)	αrel (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	x=1	x=15			
C1	30	2	0,52	0,52	0,19	0,33	340,91	0,044
C2	30	6	1,12	1,12	0,27	0,85	132,35	0,113
C3	30	11	0	0,00	0,43	-0,43	-261,63	-0,057

VI.11.2.4 CALCUL DES PERTES

a) <u>PERTES DE TENSION INSTANTANEES</u>

1) Pertes par frottement :

Tableau VI.32. Valeurs des pertes dues aux frottements

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	Δσφ (MPa)	Δσφ Moy(MPa)	Δσφ Moy(%)
C1	15	0,044	0,038	53,58	**50,81**	**0,0353**
C2	15	0,113	0,050	70,78		
C3	15	-0,057	0,020	28,06		

$\varphi = 0.002\ (m^{-1})$	**f = 0.18**	**σp0 = 1440 MPa**

2) Pertes dues au recul d'ancrage :

Tableau VI.33. Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage

N° câble	l (m)	k (m-1)	d (m)	Δσp(l/2) (MPa)	Δσp(0) (MPa)
C1	15	0,0025	18,16	**22,978**	**132,19**
C2	15	0,0034	15,75	**7,2433**	**152,40**
C3	10,538	0,0010	28,57	**53,017**	**83,99**

3) Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :

Tableau VI.34. Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton

Mp	1,58	MN
Eij	35981,73	MPa
e	0,54	m
B	0,48	m²
IG	0,13	m⁴
n câble	**3**	

σb	13,61 MPa
σe	37,81 MPa
σe	2,63 %

b) <u>PERTES DE TENSION DIFFEREES :</u>

1) Pertes par retrait :

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré :

$$\Delta\sigma r = \varepsilon_r\,(1 - r(j))\,E_P. \qquad \text{(Article 3.3.22 BPEL) :}$$

Application Numérique :

Tableau VI.35.Pertes par retrait

Δσr	60,00	MPa
Δσr	4,17	%

- Ep = 2 ×10^5 MPa

2) Perte par fluage :

Tableau VI.36.Valeurs des pertes par fluage

Coefficient	Valeur
Mp (MN)	3,25
e(p+D) (m)	0,89
P(MN)	5,40
Inette (m4)	0,4746
B_n (m^2)	0,86
V'n (m)	1,19
σb (MPa)	9,25
Δσfl (MPa)	128,59
Δσfl (%)	8,93

3) Perte par relaxation

Tableau VI.37. Valeurs des pertes par relaxation

Δσp =	60,11	MPa
Δσp =	0,0417	%

c) PERTES TOTALES

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma d = \Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + 5/6\ \Delta\sigma p.$$

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%).

Tableau VI.38. Valeurs des pertes totales

	MPa	**%**
ΔσInst	88,62	6,15
ΔσDiff	238,69	16,58
Δσ∞ =	327,31	**22,73**

VI.11.2.5 VERIFICATION DES CONTRAINTES

En considérant 4 sections de vérification (0 ; L/4 ;3L/8 ; L/2)

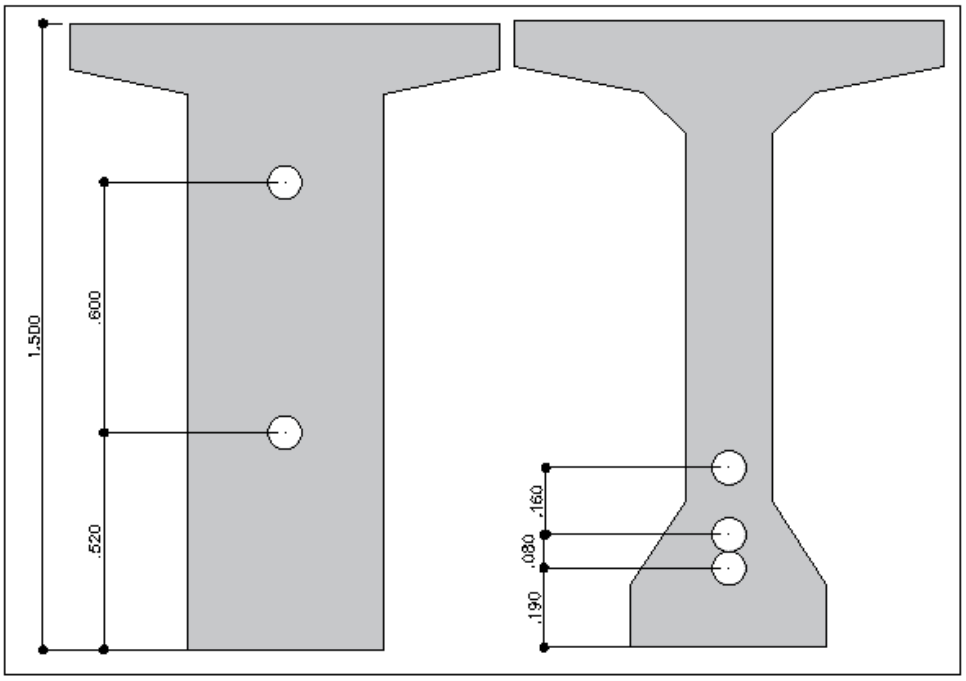


Figure VI.8.Les sections de vérifications

1) Limitations des contraintes

On regroupe les contraintes limites dans le tableau suivante

Tableau VI.39. Limitations des contraintes

j ≥ 28 jours	$\overline{\sigma bcj}$ = 21.00 MPA Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente $\overline{\sigma bt1}$ = -4.05 MPA $\overline{\sigma bt2}$ = -1.89 MPA Exécution $\overline{\sigma bt2}$= = -2.70 MPA Q.Rares
j = 7 jours	$\overline{\sigma bcj}$ = 13.91 MPA Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente $\overline{\sigma bt1}$ = -2.99 MPA $\overline{\sigma bt2}$= -1.39 MPA Exécution $\overline{\sigma bt2}$ = -1.99 MPA Q.Rares

2) Caractéristiques nettes des sections

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée

Pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II.

Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel AUTOCAD.

Tableau VI.40. Caractéristiques nettes des sections

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,50	1,75	1,50	1,75	1,50	1,75	1,50	1,75
B_{nette} (m^2)	0,77	1,17	0,630	1,030	0,500	0,900	0,50	0,90
v_n (m)	0,680	0,660	0,670	0,610	0,640	0,550	0,640	0,550
v'_n (m)	0,820	1,090	0,830	1,140	0,860	1,200	0,860	1,200
I_{nG} (m^4)	0,150	0,340	0,150	0,300	0,130	0,270	0,130	0,270
ρ (%)	34,80	40,39	42,82	41,88	47,24	45,45	47,24	45,45

3) Justifications de la poutre à l'ELS :

Tableau VI.41.Caractéristique de chaque phase de vérifications

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	3,08	3,59	3,40	0,55	0,58	0,37	0,30
Phase 2	3	100	6,15	7,00	6,53	0,55	0,58	0,37	0,30
Phase 3	3	100	14,44	6,52	5,81	0,55	0,58	0,37	0,30
Phase 4	3	100	22,73	6,04	5,10	0,55	0,58	0,37	0,30

Tel que P_0 = **2,40** MN

$P_1 = 1{,}02\ P_0 - 0{,}8\ \Delta P$ **$P_2 = 0{,}98\ P_0 - 1{,}2\ \Delta P$**

1. Justification des contraintes normales

Dans la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus Importantes donc on doit vérifier les contraintes en phases de construction, en utilisant la Condition suivante :

$$\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 + M}{I_n} y$$

P : effort de précontrainte.

Bn : surface nette de la section considérée.

In : inertie nette de la section considérée.

e_0 : excentricité du câble de précontraint moyen.

M : moment extérieur.

y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.42. Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2

		Phase 1				**Phase 2**			
		x=0	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**	**x=0**	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**
e (m)		0,27	0,25	0,49	0,56	0,27	0,25	0,49	0,56
MEls		**0,00**	**2,51**	**2,26**	**2,42**	**0**	**2,51**	**2,26**	**2,42**
P1 (MN)		3,59	3,59	3,59	3,59	7,00	7,00	7,00	7,00
P2 (MN)		3,40	3,40	3,40	3,40	6,53	6,53	6,53	6,53
σMax (MPa)	σsup	**0,20**	**12,85**	**9,59**	**9,14**	**0,38**	**14,40**	**8,13**	**6,50**
	σinf	**10,00**	**-3,17**	**10,29**	**4,53**	**19,50**	**7,02**	**21,87**	**24,05**
σMin (MPa)	σsup	**0,19**	**12,76**	**9,67**	**9,29**	**0,36**	**14,19**	**8,33**	**6,86**
	σinf	**9,47**	**-3,73**	**9,30**	**3,45**	**18,20**	**5,63**	**19,42**	**21,38**

Tableau VI.43. Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4

		x=0	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**	**x=0**	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**
e (m)		0,54	0,56	0,83	0,90	0,54	0,56	0,83	0,90
MEls		**0,00**	**3,00**	**3,51**	**3,75**	**0**	**6,68**	**6,22**	**6,63**
P1 (MN)		6,52	6,52	6,52	6,52	6,04	6,04	6,04	6,04
P2 (MN)		5,81	5,81	5,81	5,81	5,10	5,10	5,10	5,10
σMax (MPa)	σsup	**-1,30**	4,96	**3,33**	**2,89**	-1,21	12,53	9,13	9,10
	σinf	**16,92**	8,88	**15,78**	**16,74**	15,68	-6,59	1,44	1,50
σMin (MPa)	σsup	**-1,16**	7,65	**7,51**	**3,40**	2,12	16,56	13,36	9,79
	σinf	**15,09**	6,69	**12,39**	**13,13**	13,23	-9,53	-3,11	-3,33

Les contraintes normales vérifier

b) **Justification des contraintes tangentielles :**

Le but de cette vérification c'est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux Effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de L'ouvrage. La vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente Un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les suivantes : inégalités

$$\tau^2 \leq 0{,}4.f_{tj}\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2.\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0{,}6.f_{cj}-\sigma_x\right]\times\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\bar{\tau}_2^2$$

Si $\sigma_x < 0{,}4.f_{cj}$ on a $\tau_1 < \tau_2$,donc on vérifie τ juste que $\tau < \tau_1$

τ : contrainte tangentielle

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

Tel que :

$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$; $P = \sum P_i \cos \alpha_i$

P : effort de précontrainte

$\boldsymbol{B_n}$: surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.44. Effort de précontrainte

		Pcos α	Psin α
P1	1,86	1,85	0,06
P2	1,86	1,85	0,19
P3	1,86	1,82	0,35
Somme		**5,52**	**0,61**

Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{V_{red}.S_n(y)}{I_n.b_n}$$; Avec $V_{red} = V_{ser} - \Sigma P_i \operatorname{Sin} \alpha_i$

Avec :

$\boldsymbol{V_{red}}$: effort tranchant réduit.

$\boldsymbol{S_n}$: moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section Situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend Celle de la poutre + hourdis).

$\boldsymbol{b_n}$: largeur nette de la section.

I_n : moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.45. Contrainte tangentielle « τ »

B_n(m²)	σ_x(MPa)	τ_1(MPa)	V_{ser}(MPa)	V_{red}(MPa)	S_n(m²)	I_n(m⁴)	b_n(m)	τ(MPa)
1.17	4.72	2.83	0.93	0.31	0.48	0.34	0.39	1.13

On constate que :

$$\tau = 1.13MPa \leq \tau_1 = 2.83MPa$$

Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS

c) Armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section D'armatures minimale As (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL) :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} x \frac{f_{t1}}{\sigma_{Bt}} \quad \text{(Article 6.1.32 BPEL)}$$

B_t : Désigne l'aire de la partie du béton tendu.

σ_{bt}: La valeur absolue de la contrainte maximale de traction (à la mise en service).

N_{bt} : La résultante des contraintes de traction correspondantes, ces différentes quantités étant.

f_{tj} : contraintes de traction du béton.

fc_{28} = 35MPa

ft_{28} = 2,7MPa

f_e= 500MPa

B_t=0,157 m²

σbt =3.33 MPa

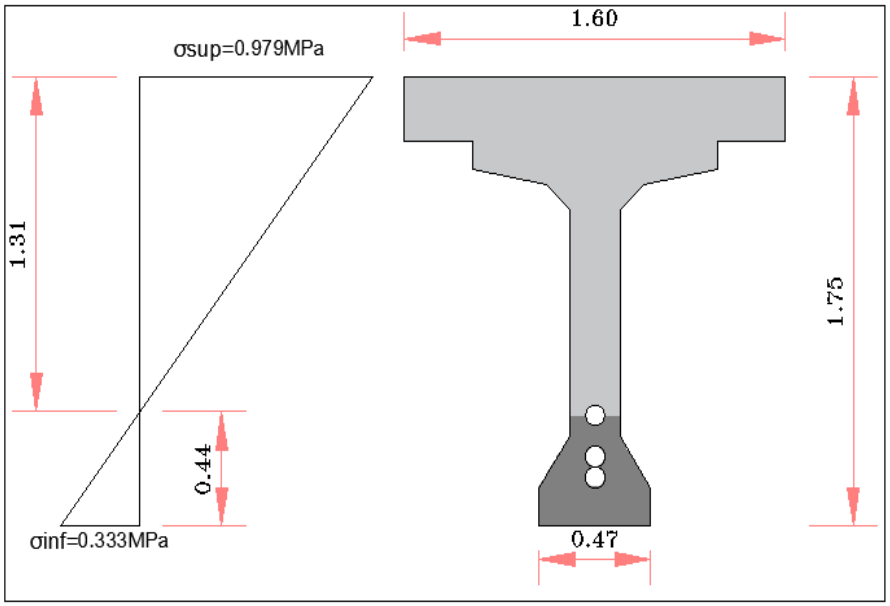


Figure VI.9. Diagrammes des contraintes

$$N_{bt}=\frac{1\sigma_{bt}.B_t}{2}=0.26MN$$

$$A_s = \frac{0.157}{1000} + \frac{0.26}{500} x \frac{2.7}{3.33} = 5.78cm^2$$

On prend :

4HA 14 = 6.16 cm2

d) <u>Armatures de peau :</u> (Article 6.1.31 BPEL 91).

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer

La section des armatures de peau est disposée parallèlement dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

Amin ≥ max (3 cm²/m =3x2(0.21+1.5) =10.26cm^2 ; 0.1% de la section de la poutre homogène = 0,001x5001cm²= 5.01 cm²}.

Amin ≥ 10.26 cm². On choisit une armature **10HA12 = 11.31cm^2** espacée de 20cm.

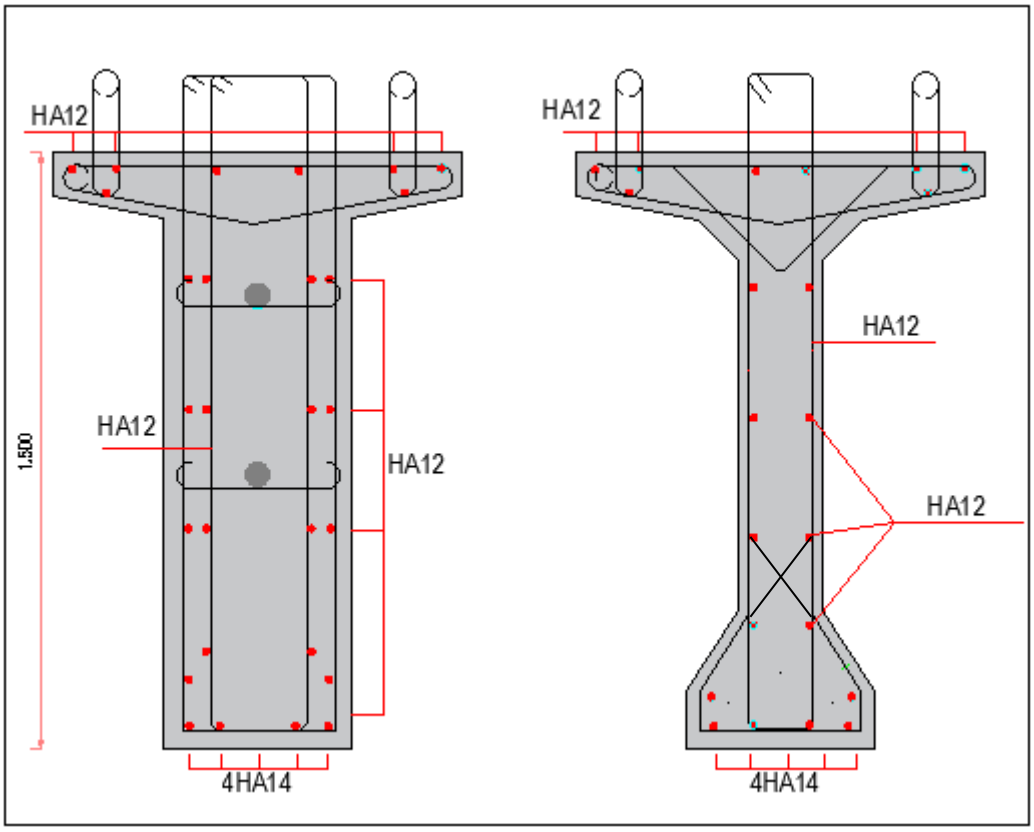


Figure VI.10.Ferraillage de la poutre 30m

VII Chapitre VIII : Calcul numérique du tablier

VII.1 Introduction :

Le tablier est élément principal dans le pont (quel que soit son type) qui porte les voies, il est constitué d'une dalle ; qu'est une structure plane, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'applique sur le pont vers les poutres. Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

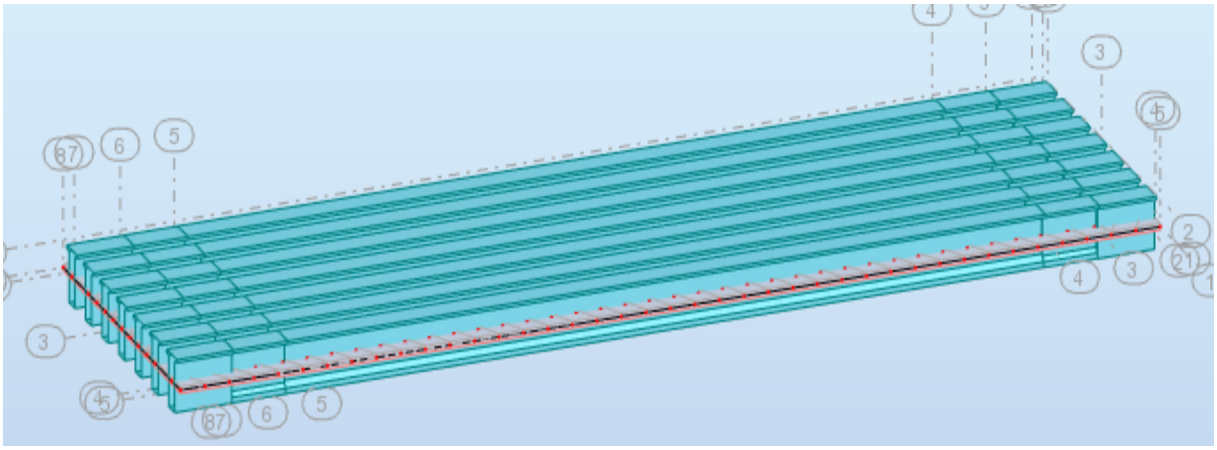


Figure 1. Vue en 3D du tablier de pont

VII.2 CALCUL DES DEFORMATIONS

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte l'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement …etc.). Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sons toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pourquoi dans la plupart des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettant la liberté des rotations et les déplacements d'appui. Les chargements cités précédemment provoquent des déformations qui se manifeste sous forme de :

- Flèche maximale à mi travée
- Rotation d'appui
- Déplacement horizontale du au retrait et au fluage ainsi que la température

VII.2.1 Flèches et contre flèches :(poutre de 40m)

VII.2.1.1 Flèche due au poids propre :

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément repartie la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5.G.L^4}{384.\ I_{eq}.E_V}$$

G : poids propre du tablier porté par une poutre. G=3.61t/ml

IG : moment d'inertie (poutre + hourdis) à mi-travée. IG= 0,673m4

Ev : Module de déformation différée, égal à :

$$Ev=3700\ \sqrt[3]{35}\ =12102{,}94\ \text{MPa}$$

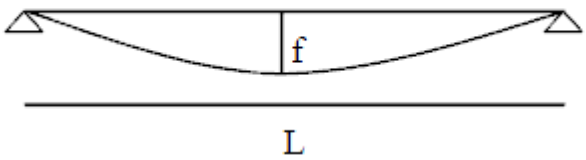
L : longueur d'une travée 39.1m

$$f_G = \frac{5\times0{,}0361\times39{,}1^4}{384\times0{,}673\times12102{,}94}=0{,}134\ \text{m}=13{,}4\ \text{cm}$$

VII.2.1.2 Flèche due à la précontrainte :

D'après la méthode de ***VERESCHEAGUINE*** ; la flèche due à la précontrainte est donnée par la formule :

$$fp = \frac{2}{I_{eq}.\ E_V}\int_0^{l/2} M_P(x)\ Mdx$$



Avec : Mp=N(x).e

N(x)= (σP0 -Δ σtot).AP.Σcosαi

Yi= ordonnée du CDG du diagramme de MP

Ωi= Aire du diagramme de précontrainte MP

e : excentricité de la précontrainte.

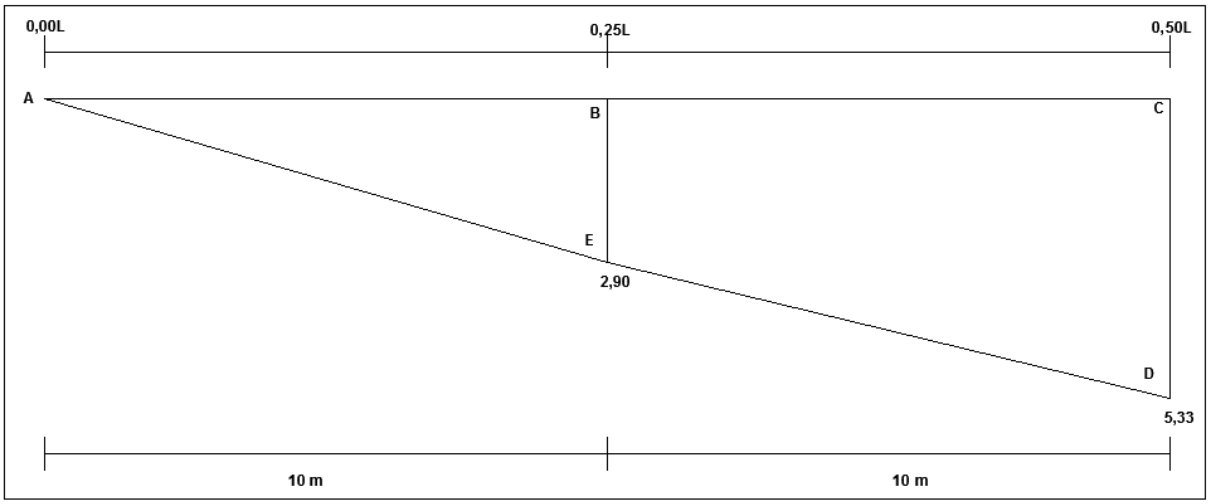
N : effort normal du a la tension de précontrainte

Ces moments sont calculés dans les sections (0,00L ; 0,25L ; 0,50L) les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1. Contre flèche de précontrainte

Section	N(MN)	e (m)	Mp (MN.m)
0,00L	2,98	0.00	0,00
0,25L	3,54	0.822	2,90
0,50L	4,37	1,222	5,33

Tableau VII.2. Diagramme du Moment de précontrainte Mp



Calcul de centre de gravité :

$$X_{G=}\frac{H}{3}\left(\frac{2B+b}{B+b}\right)$$

Triangle ABE : $X_{G=}\frac{2}{3}(10)=6{,}667\ m$

Trapèze BCDE : $X_{G=}\frac{10}{3}\left(\frac{2x2{,}90+5{,}33}{2{,}90+5{,}33}\right)+10=14{,}50\ m$

fp =-$\frac{692.34}{12102{,}94x0{,}673}$=-0,085 m => **fp=-8,50 cm**

VII.2.1.3 Flèche due à la surcharge exceptionnelle D240

$$M_q=\frac{qxL^2}{8} => q_{D240}=\frac{8M_{D240}}{L^2}=\frac{8x342{,}17}{39{,}1^2}=1{,}79\ t/ml$$

$$f_{D240}=\frac{5ql^4}{384EI}=\frac{5\times0{,}0179\times(39{,}1)^4}{384\times1210{,}294\times0{,}673}=0{,}0668m=6{,}68m$$

$$\boldsymbol{fD240=6,68cm}$$

VII.2.1.4 Flèche due à la Construction :

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la poutre. Celle se prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmente la dilatation de sa membrure supérieure qui accentue alors la courbure.

Pour remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de construction vers le bas dont la valeur est :

$$f_C=\frac{3}{4}(fp-fG)=-3,675 \text{ cm}$$

VII.2.1.5 La flèche totale :

- Flèche en service à vide : ftot = fP+ fG+fC = -8,50+13,4-3,675= **1,225cm**
- Flèche en service à charge : ftot = fP+ fG+D240+fC = -8,50+20,08-3,675 = **7,90 cm**

f_{tot}= 7,90cm ≤ L/300 = **13,03cm** la condition de flèche limite à l'ELS est vérifiée

VII.2.2 CALCUL DES ROTATIONS :(poutre de 40m)

VII.2.2.1 Rotation sous le poids propre :

La rotation correspondante au poids propre (charge uniformément répartie) est donnée par la formule suivante :

$$\theta_G = \frac{G.L^3}{24.\ I_{eq}.E_V}$$

I_G : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about. I_G = 0,8185 m4

E_V : module d'élasticité différée du béton E_V= 12102,94 Mpa

G = 3.83×10-2 MN/ml

$$\theta G=\frac{3,09x39,1^3}{24*0,8185*12102,94} = 0,0077rd$$

VII.2.2.2 Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte :

$$\theta p = \frac{1}{I_{eq}.E_V}\int_0^1 M_1(x)\,Mdx$$

Sachant que :

M(x) : diagramme du moment due à la précontrainte.

Ni=∑Pi×cosαi. Pi= (σp0-ΔσTOT).Ap

M: diagramme du moment sous l'effet d'un moment unitaire appliqué sur l'appui gauche.

Pour calculer $\int_0^l M_P(x)\,Mdx$ on utilise les résultats de « maxwell − mohr ».

$$\int_0^l M_P(x)\,Mdx = 2(-14{,}50 - 41{,}15) = \mathbf{-111{,}30m^2}$$

$$\theta p = \frac{-111{,}30}{2*0{,}8185*12102{,}94} = \mathbf{-0{,}0056\,rad}$$

VII.2.2.3 Rotation sous surcharge D240 :

La valeur de rotation correspondante au moment maximale obtenu par application de la charge D240 est donnée par la formule suivant :

$$\theta p = \frac{q.L^3}{24.\,I_{eq}.E_V} = \frac{0{,}0179*39{,}10^3}{24*0{,}8185*12102{,}94} = \mathbf{0{,}0045rad}$$

VII.2.2.4 ROTATION TOTALE

Rotation dans le cas :

- Service à vide $\theta = \theta_G + \theta_P = 0{,}0077 - 0{,}0056 = \mathbf{-0{,}0021\,rad}$
- Service en charge : $\theta = \theta_G + \theta_P + \theta_D = 0{,}0077 - 0{,}0056 + 0{,}0045$

$$\boldsymbol{\theta = 0{,}0066rad}$$

VII.2.3 Calcul des déplacements :(poutre de 40 m)

VII.2.3.1 Déplacement dû à une rotation d'appui :

- Δh rotation= $\theta \times \frac{h}{2}$ = (0,0066) ×2,25/2=**0,0074m** en charge

VII.2.3.2 Retrait :

- Δh retrait= $\frac{l}{2} \times \varepsilon_r$ =39,10/2×3x10^{-4}=0,0059m ; εr=3×10^{-4}

VII.2.3.3 Fluage :

- Δh fluage=$\frac{l}{2} \times \frac{\Delta\sigma f}{Ep} = \frac{39{,}10}{2} \times \frac{114{,}30}{2*10^5} = \mathbf{0{,}011\ m}$

VII.2.3.4 Déplacement Du a La Variation De Température :

- Pour une courte durée $\Delta t = \pm 0.003$

$$\Delta T = \frac{l}{2} \times \varepsilon_t = 39{,}1/2 \times 3 \times 10^{-4} = 0{,}0058$$

- Pour une courte durée $\Delta t = \pm 0.004$

$$\Delta T = \frac{l}{2} \times \varepsilon_t = 39{,}1/2 \times 4 \times 10^{-4} = 0{,}0078$$

VII.2.3.5 DEPLACEMENT TOTAL :

❖ Pour une courte durée :

$$\Delta max=\frac{2}{3}\times(\Delta h\ rotation+\Delta h\ retrait+\Delta h\ fluage)+\Delta T$$

Δ max = 0,022 m à courte durée.

❖ Pour une longue durée :

$$\Delta max=\frac{2}{3}\times(\Delta h\ rotation+\Delta h\ retrait+\Delta h\ fluage)+\Delta T$$

Δ max =0,024 m à langue durée.

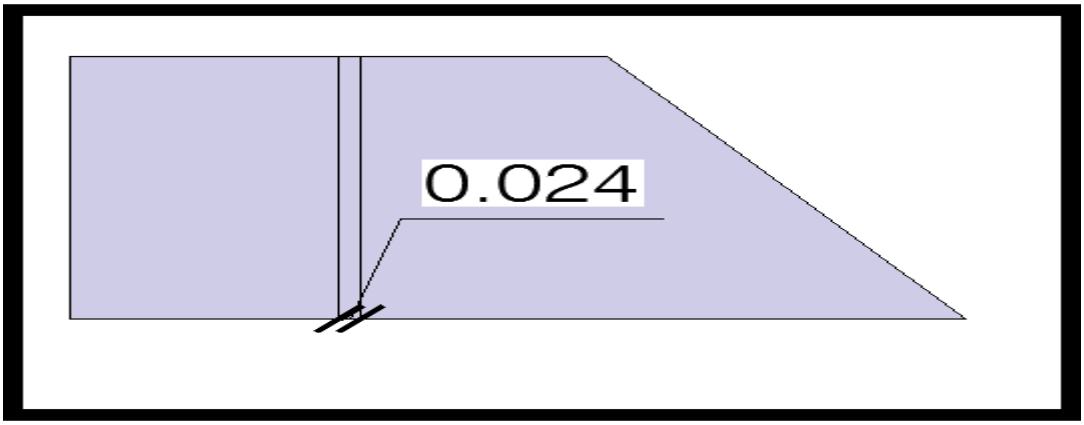


Figure VII.2.Déplacements totale de la poutre

VII.2.4 Flèches et contre flèches :(poutre de 30m)

VII.2.4.1 Flèche due au poids propre :

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément repartie la flèche est donnée par la formule suivante : $f_G = \frac{5.G.L^4}{384.\ I_{eq}.E_V}$

G : poids propre du tablier porté par une poutre. G=3.02t/ml

IG : moment d'inertie (poutre + hourdis) à mi-travée. IG= 0,2082m4

Ev : Module de déformation différée, égal à :

Ev=3700 $\sqrt[3]{35}$ =12102,94 MPa

L : longueur d'une travée 39.1m

$$f_G = \frac{5\times0,0302\times29^4}{384\times0,2082\times12102,94} = 0,11 = \mathbf{11}\boldsymbol{cm}$$

VII.2.4.2 Flèche due à la précontrainte :

D'après la méthode de ***VERESCHEAGUINE*** ; la flèche due à la précontrainte est donnée par la formule :

$$fp = \frac{2}{I_{eq}.E_V}\int_0^{l/2} M_P(x)\,Mdx$$

Avec : Mp=N(x).e

N(x)= (σP0 -Δ σtot). AP.Σcosαi

Yi= ordonnée du CDG du diagramme de MP

Ωi= Aire du diagramme de précontrainte MP

e : excentricité de la précontrainte.

N : effort normal du a la tension de précontrainte

Ces moments sont calculés dans les sections (0,00L ; 0,25L ; 0,50L) les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3. Contre flèche de précontrainte

Section	N(MN)	e (m)	Mp (MN.m)
0,00L	3.70	0.00	0.00
0,25L	5.54	0.60	3.32
0,50L	5.56	0.89	4.95

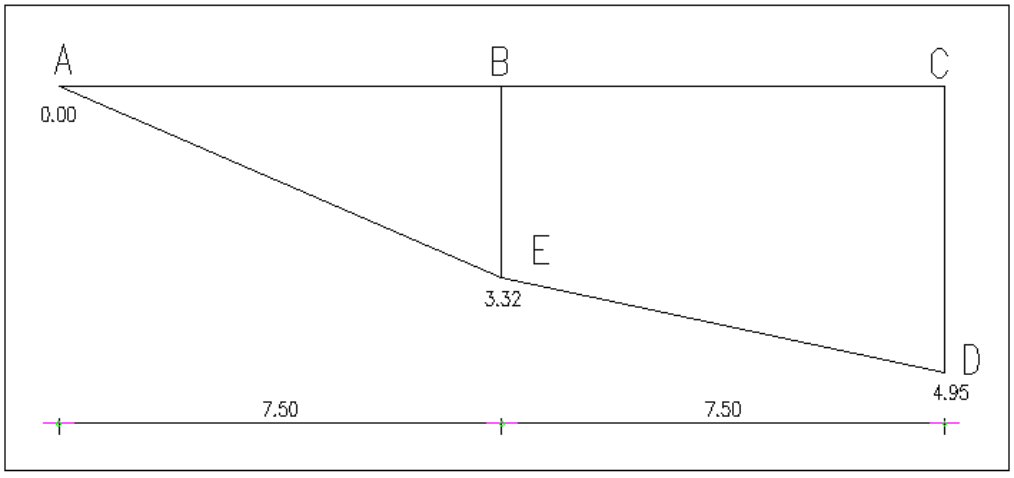


Figure VII.3. Diagramme du Moment de précontrainte Mp

Calcul de centre de gravité :

$$X_{G=}\frac{H}{3}\left(\frac{2B+b}{B+b}\right)$$

Triangle ABE : $X_{G=}\frac{2}{3}(7.5) = 5m$

Trapèze BCDE : $X_{G=}\frac{10}{3}\left(\frac{2x3.32+4.95}{3.32+4.95}\right) = 12.17m$

$$fp = -\frac{62.5+145}{12102,94x0.2082} = -0,082 \text{ m} \Rightarrow \boldsymbol{fp=-8,20\ cm}$$

VII.2.4.3 Flèche due à la surcharge exceptionnelle D240

$M_q=\frac{qxL^2}{8} => q_{D240} = \frac{8M_{D240}}{L^2} = \frac{8x219.23}{29.00^2} = 2.09\ t/ml$

$$f_{D240} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5\times0,0209\times(29)^4}{384\times12102,94\times0,2082} = 0,0764m = 7.64cm$$

$$\boldsymbol{fD240 = 7.64cm}$$

VII.2.4.4 Flèche due à la Construction :

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la poutre. Celle se prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmente la dilatation de sa membrure supérieure qui accentue alors la courbure.

Pour remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de construction vers le bas dont la valeur est :

$$f_C=\frac{3}{4}(fp-fG)=-2.10 \text{ cm}$$

VII.2.4.5 La flèche totale :

- Flèche en service à vide : ftot = fP+ fG+fC = -8.10+11-2.10= **0.8cm**
- Flèche en service à charge : ftot = fP+ fG+D240+fC = -8.1+11+7.64-2.10 =**8.44 cm**

ftot= 8.44cm ≤ L/300 = 10 cm la condition de flèche limite à l'ELS est vérifiée

VII.2.5 CALCUL DES ROTATIONS :(poutre de 30m)

VII.2.5.1 Rotation sous le poids propre :

La rotation correspondante au poids propre (charge uniformément répartie) est donnée par la formule suivante :

$$\theta_G = \frac{G.L^3}{24.\ I_{eq}.E_V}$$

I_G : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about. I_G = 0.2082 m4

E_V : module d'élasticité différée du béton E_V= 12102.94 Mpa

G =3.02X10^{-2} MN/ml

$$\theta G=\frac{3{,}02x29^3}{24*0{,}2082*12102{,}94}=\mathbf{0,012}\boldsymbol{rad}$$

VII.2.5.2 Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte :

$$\theta p=\frac{1}{I_{eq}.E_V}\int_0^l M_1(x)\,Mdx$$

Sachant que :

M(x) : diagramme du moment due à la précontrainte.

Ni=∑Pi×cosαi. Pi= (σp0-ΔσTOT).Ap

M: diagramme du moment sous l'effet d'un moment unitaire appliqué sur l'appui gauche.

Pour calculer $\int_0^l M_P(x)\,Mdx$ on utilise les résultats de ≪ maxwell − mohr ≫.

$$\int_0^l M_P(x)\,Mdx=2(-43.46)=-86.92m^2$$

$$\theta p=\frac{-86.92}{2X0{,}2082X12102{,}94}=\mathbf{-0,017}\boldsymbol{rad}$$

VII.2.5.3 Rotation sous surcharge D240 :

La valeur de rotation correspondante au moment maximale obtenu par application de la charge D240 est donnée par la formule suivant :

$$\theta p=\frac{q.L^3}{24.\,I_{eq}.E_V}=\frac{0{,}029X29^3}{24*0{,}2082*12102{,}94}=\mathbf{0,011}\boldsymbol{rad}$$

VII.2.5.4 ROTATION TOTALE

Rotation dans le cas :

- Service à vide $\theta=\theta_G+\theta_P=-0{,}012+0{,}017=\mathbf{0,005}\,\boldsymbol{rad}$
- Service en charge : $\theta=\theta_G+\theta_P+\theta_D=0{,}012-0{,}017+0{,}011=\mathbf{0,006}\boldsymbol{rad}$

VII.2.6 Calcul des déplacements :(poutre de 30 m)

VII.2.6.1 Déplacement dû à une rotation d'appui :

- Δh rotation= $\theta\times\frac{h}{2}$ = (0,006) ×1.75/2=**0,00525m** en charge

VII.2.6.2 Retrait :

- Δh retrait= $\frac{l}{2}\times\varepsilon_r$ =29/2×3x10^{-4}=**0,0043m** ; εr=3×10^{-4}

VII.2.6.3 Fluage :

- $\Delta h\ fluage = \frac{l}{2} \times \frac{\Delta \sigma f}{Ep} = \frac{29}{2} \times \frac{128.59}{2*10^5} =$ **0,0093 m**

VII.2.6.4 Déplacement Du a La Variation De Température :

- Pour une courte durée $\Delta t = \pm 0.003$

$$\Delta T = \frac{1}{2} \times \varepsilon_t = 29/2 \times 3 \times 10^{-4} = 0{,}0043$$

- Pour une courte durée $\Delta t = \pm 0.004$

$$\Delta T = \frac{1}{2} \times \varepsilon_t = 29/2 \times 4 \times 10^{-4} = 0{,}0058$$

VII.2.6.5 DEPLACEMENT TOTAL :

❖ Pour une courte durée :

$$\Delta max = \frac{2}{3} \times (\Delta h\ rotation + \Delta h\ retrait + \Delta h\ fluage) + \Delta T$$

Δ max = 0,016 m à courte durée.

❖ Pour une courte durée :

$$\Delta max = \frac{2}{3} \times (\Delta h\ rotation + \Delta h\ retrait + \Delta h\ fluage) + \Delta T$$

Δ max =0,018 m à langue durée.

VII.3 ETUDE DE L'HOURDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui joue le rôle d'entretoise donc il assure la répartition transversale des efforts. Cette dalle est destinée à recevoir la couche de roulement, les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres qui a leur tour les transmettrons aux fondations.

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle reprendre ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

❖ Géométrie de l'hourdis présente les dimensions suivantes :

✓ L'épaisseur : 25 cm
✓ La largeur :12 m
✓ La longueur : le long de l'ouvrage

VII.3.1 MOMENTS FLECHISSANT MAX ET MIN :

On a obtenu les valeurs de moments transversaux et longitudinaux à l'aide du logiciel ROBOT structural Analysis en configuration tridimensionnel modèle coque, pour faire le ferraillage de l'hourdis. Les résultats sous les différentes combinaisons et sous les différentes dispositions des charges sont donnés dans les tableau suivants :

Tableau VII.4.Moments fléchissant transversaux (Mxx) a ELU de l'hourdis

ELU		
Combinaison	Mxx Les fibres inferieuresde la dalle (T.m)	Mxx Les fibres supérieures de la dalle (T.m)
1.35G+1.6A(l)	3,02	0,76
1.35G+1.6Bc	9,52	1,42
1.35G+1.6Bt	7,39	1,62
1.35(G+Mc120)	8,69	1,41
1.35(G+D240)	12,16	0,39

Tableau VII.5. Moments fléchissant transversaux (Mxx) à ELS de l'hourdis

ELS		
Combinaison	Mxx Les fibres inferieuresde la dalle (T.m)	Mxx Les fibres supérieures de la dalle (T.m)
G+1.2A(l)	2,33	0,56
G+1.2Bc	7,13	1,05
G+1.2Bt	5,50	1,20
G+Mc120	6,43	1,05
G+D240	9,01	0,69

Tableau VII.6. Moments fléchissant longitudinaux (Myy) a ELU de l'hourdis

ELU		
Combinaison	Myy Les fibres inferieuresde la dalle (T.m)	Myy Les fibres supérieures de la dalle (T.m)
1.35G+1.6A(l)	0.80	4.56
1.35G+1.6Bc	2.46	3.15
1.35G+1.6Bt	2.47	3.15
1.35(G+Mc120)	1.94	3.25
1.35(G+D240)	2.34	3.15

Tableau VII.7. Moments fléchissant longitudinaux (Myy) a ELS de l'hourdis

ELS		
Combinaison	Myy Les fibres inferieuresde la dalle (T.m)	Myy Les fibres supérieures de la dalle (T.m)
G+1.2A(l)	0.59	3.40
G+1.2Bc	1.84	2.34
G+1.2Bt	1.86	2.33
G+Mc120	1.43	2.41
G+D240	1.73	2.33

- ***Le moment Mxx (fibres inferieures de la dalle) :***

M_{ELU} =12,16 T.m M_{SER} = 9,01 T.m

- ***Le moment Mxx (fibres supérieures de la dalle) :***

M_{ELU} = 1,62 T.m M_{SER} = 1,20 T.m

- ***Le moment Myy (fibres inferieures de la dalle) :***

M_{ELU} =2.47 T.m M_{SER} = 1.86 T.m

- ***Le moment Myy (fibres supérieures de la dalle) :***

M_{ELU} = 4.56 T.m M_{SER} = 3.40 T.m

VII.3.2 Ferraillage :

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VII.3.2.1 Ferraillage nappe supérieure (Sur appui) :

On a la valeur du moment max à la fibre supérieure :

M_{ELU} = 116.20 KN.m M_{SER} = 12.00 KN.m

- ***Armature transversale :***

As = 3.10 cm^2 / ml

On opte pour ***5 HA14*** (As = 5.65 cm^2), avec un espacement de 20 cm.

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As.

On opte pour ***5 HA12*** (As = 5.65cm2) ; avec un espacement de 20 cm

VII.3.2.2 Ferraillage nappe inferieure (Mi-travée) :

On a la valeur du moment max à la fibre inférieure : MELS = 121.6 KN.m : M_{ELU} =9.01 KN.m

- **Armature transversale :**

$$As = 15.30\ cm^2 / ml$$

On opte pour ***5 HA20*** (As = 15.71 cm^2), avec un espacement de 20 cm.

- ***Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :***

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As On opte pour ***5 HA12***

(As = 5.65 cm^2) ; avec un espacement de 20 cm.

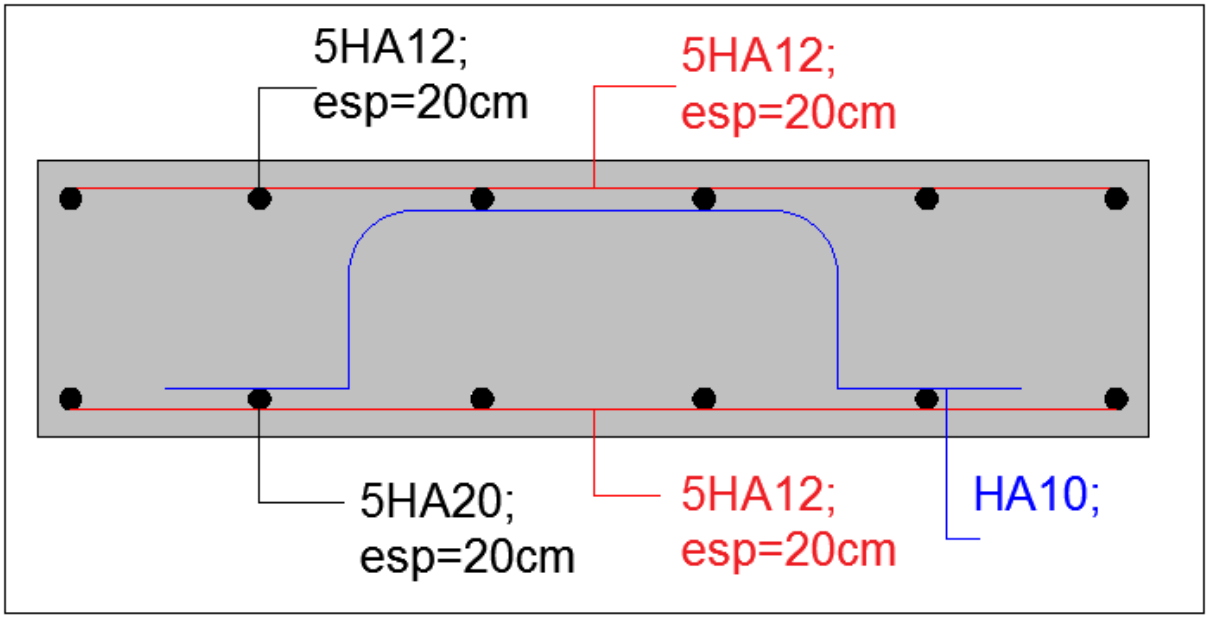


Figure VII.4.Ferraillage de la dalle

VIII Etude sismique :

VIII.1 Introduction

Les ponts peuvent être amenés à osciller sous l'effet des tremblements de terre, cette oscillation peut être verticale ou horizontale, fonction de la direction d'excitation.

Dans le cas de faible à moyenne sismicité (cas de notre ouvrage), une excitation verticale ne génère aucun dégât, car les ouvrages sont conçus en premier lieu de manière à reprendre les charges verticales telles que le poids propre et les surcharges d'exploitations, A l'inverse de la composante vertical la composante horizontale du déisme, peut causer des sollicitations nettement plus grandes que les autres actions. Et particulièrement, dans les ponts à poutre, cette action est très importante dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

VIII.2 Analyse sismique

Il existe plusieurs méthodes d'analyse sismique d'un pont qui se diffère tout dépend de la zone sismique, la géométrie, et l'importance du pont, parmi les méthodes indiquées dans le guide RPOA on trouve les méthodes suivantes :

- Analyse monomodale spectrale (mode fondamentale)
- La méthode multimodale spectrale
- Analyse par le spectre de puissance
- Analyse temporelle
- Analyse temporelle non linéaire

La méthode utilisée pour l'analyse sismique de notre pont est la méthode monomodale spectrale puisque nous avons une zone de moyenne sismicité et une géométrie de pont simple

VIII.3 Analyse monomodale spectrale

La très grande majorité des ouvrages courants (ponts à poutres, à voussoir, ponts dalle) s'analysent en dynamique grâce à cette méthode. Dans cette méthode simplifiée, on fait l'hypothèse que la charge sismique peut être considérée comme une force statique équivalente horizontale ou verticale appliquée au tablier dans une des trois directions (longitudinale, transversale ou verticale).

VIII.3.1 Principe de la méthode :

C'est une méthode simplifiée où les mouvements de la structure sont à tout instants proportionnels à une déformée privilégiée, appelée mode fondamental. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle.

VIII.3.2 Evaluation des efforts sismiques par la méthode monomodale

Avant de procéder à l'analyse, on doit vérifier la validité de cette méthode donc on doit vérifier les critères du guide RPOA (§4.3.1.2) :

- **Critère n°1 : Masses modales**

La masse en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale modale > 0,7M totale

Cette condition est considérée comme vérifié si

M pile < 0.43Mtablier ⟷ 818,77t < 1575.3013t ; La condition est vérifiée.

- **Critère n°2 : Angle de biais**

L'ouvrage étudié ne présente aucun angle biais, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

- **Critère n°3 : Angle de courbure**

L'ouvrage étudié ne présente aucune courbure, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

- **Critère n° 4 : Symétrie transversale**

L'excentricité entre le centre des masses et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes. Cette excentricité est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

Alors l'application de la méthode monomodale vérifié toutes les conditions stipuler par le RPOA

VIII.3.3 Sens horizontal longitudinal

L'effort longitudinal global vaut : $F = M.Sa(T)$et il sera réparti sur chaque appui en fonction des raideurs :$F_i = \frac{K_i}{K} F$

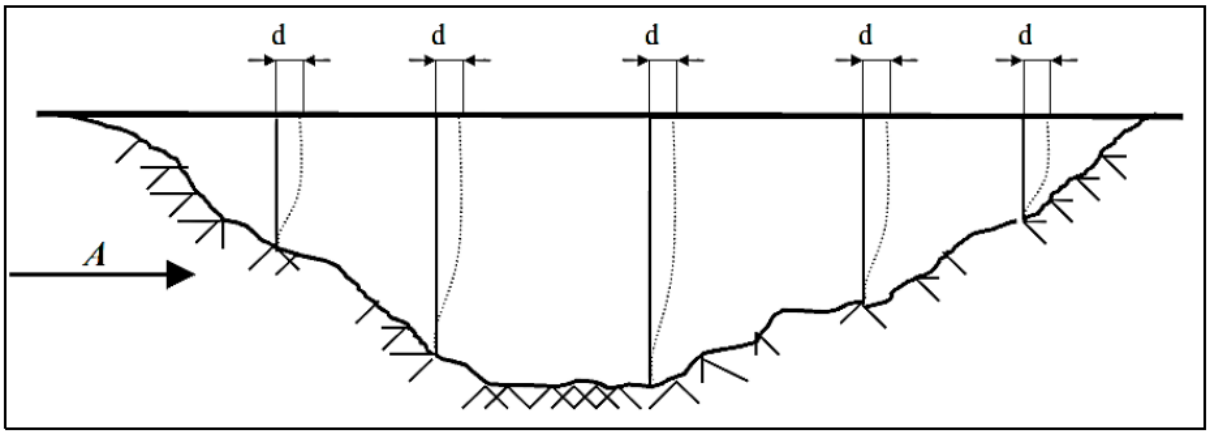


Figure VIII.1. Séisme longitudinal

VIII.3.3.1 Détermination de la masse du système

La masse du système est égale M sys= G + α Q

Avec Q : charge d'exploitation

G : poids propre

α = { 20% des charges d'exploitation routière pour les ponts routiers urbains
30% des charges d'exploitation pour les pont ferroviaire
0% pour les autres cas

Notre pont est un pont hors urbain donc α =0

La masse du système est la masse du tablier seul (tablier isostatique). La portion des surcharges routières n'est pas prise en compte. Alors M sys = 3663,49 t

VIII.3.3.2 Détermination de la raideur longitudinale du système

La raideur du système comprend la raideur des piles et la raideur de la culée.

a) Raideur de la pile (k pile)

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui qui sont monté en série le chevêtre est supposé infiniment rigide

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{futs}} + \frac{1}{K_{aa}}}$$

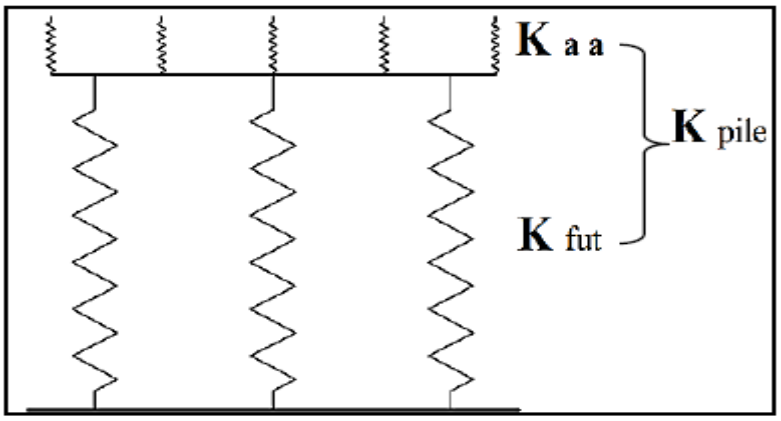


Figure VIII.2. Raideur de la pile

❖ **Raideurs des appareils d'appui (k aa) :**

La raideur des appareils d'appui est calculée selon le guide d'application du RPOA (§5.1.2.2), par la formule suivante :

$$K_{aa} = n\frac{G\ a\ b}{e}$$

Tel que :

- n : nombre d'appareil d'appui = 14 ;
- G : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 1.2 MPa en condition sismique ;
- a×b : surface en plan de l'appareil d'appui = 0,5×0,4 m² ;(les dimensions ont été confirmé dans chapitre des équipements).
- e : épaisseur du caoutchouc de l'appareil d'appui = 0.055 m ;

Raideur des fûts (K fut) :

La raideur d'un fût encastré en bas et articulé en tête est calculée selon le guide d'application du RPOA (§5.1.2.2) par la formule suivante :

$$K_{fut} = n\frac{3EI}{h^3}$$

Tel que :

- n : nombre de fût = 3 ;
- E : module d'élasticité instantané du béton = 33000 MPa ;

- I : moment d'inertie en plan du fût $\frac{\pi D^4}{64} = 0.25\ m^4$
- h : hauteur du fût ;

Tableau VIII.1. Raideur des fûts (K fut)

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	I (m^4)	n fut	K_{fut} (MN/m)	Masse Fut	Masse Chevêtre
p1	6,595	1,5	0,25	3	257,17	87363,14	206412
P2	6,535	1,5	0,25	3	252,55	87893,015	180000
P3	5,82	1,5	0,25	3	374,20	77096,81	180000

Tableau VIII.2. Raideur des piles (K piles)

Piles	K_{fut} (MN/m)	K_{aa} (MN/m)	n_{aa}	K_{pile} (MN/m)
P1	257,17	4,36	14	49,36
P2	252,55	4,36	14	49,19
P3	374,20	4,36	14	52,52

b) Raideur de la culée (K culé)

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui :

$$K_{culée} = n\frac{G\ a\ b}{e}$$

On a les mêmes appareils d'appui sur culées que sur la pile, donc on conserve les mêmes caractéristiques sauf pour le nombre qui est égal à 7

La raideur totale du système est un assemblage en parallèle des 5regidité (2 culées et 3 piles), donc la raideur totale est la somme des raideurs des appuis :

$K_{sys}=3K_{pile}+2K_{culée}=212,16$ (MN/m)

VIII.3.3.3 Période propre longitudinal de l'ouvrage

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi\sqrt{\frac{3663,49}{212,6X10^3}} = 0,83\ s$$

Détermination du spectre de réponse élastique

Catégorie de site S2 => T_1=0,15=>T_2=0,40=>S=1,10

Alors : T2≤T≤3s

$$\boldsymbol{S_{ae} = 2,5.A.\eta.g.S.(\frac{T_2}{T})}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

S : coefficient de site = 1.10

A = 0.20

η : facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$

ξ : taux d'amortissement = 5

$$\boldsymbol{S_{ae} = 2,61\ m/s^2}$$

Détermination de la force sismique :

$$F = M_{sys}.S_{ae}$$

$$F = 3663,49x2,61 = 9576,25\ KN$$

VIII.3.4 Sens transversal :

Le modèle de déformation du tablier dépend de sa raideur relative par rapport aux appuis : Si le tablier est très raide, on pourra le considérer comme un bloc indéformable, auquel cas son déplacement transversal est décrit par un unique degré de liberté (modèle à tablier rigide) ; si le tablier est un peu plus souple, on devra prendre en compte sa déformée transversale (modèle à tablier flexible).

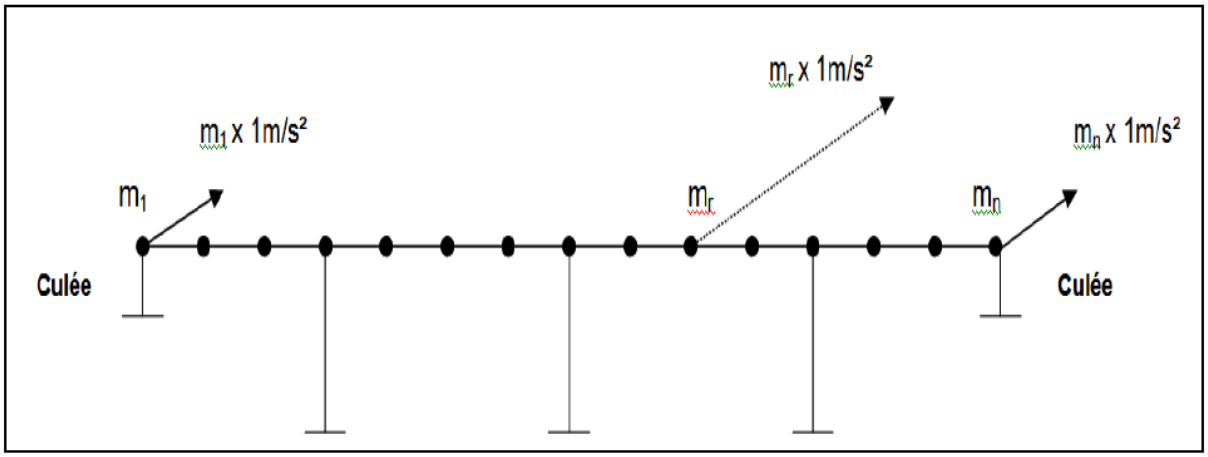


Figure VIII.3. Séisme transversal

Pour calculer la période dans la sen transversale il faut défini type du tablier qui est conditionner par la formule suivante :

$\frac{L}{B} \leq 5$ Tablier rigide (§5.1.2.2 RPOA)

$\frac{L}{B} > 5$ Tablier flexible

Avec :

L : longueur totale de l'ouvrage => $L = 3x40 + 30 = 150$ ml

B : largeur de l'ouvrage=> $B = 12$ m

$$\frac{L}{B} = 12{,}5 > 5$$

Alors l'ouvrage étudié appartient au domaine des ponts à tablier flexible.

Pour cela on utilise le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS pour déterminer la période et les efforts sollicitant les piles, toute en modélisant les travées et les piles en s'articulant sur les hypothèses suivantes :

- Les culées sont supposées infiniment rigides.
- Les piles sont modélisées par des éléments barres.
- La répartition transversale des efforts sur le chevêtre est faite par des barres transversales
- Les appareils d'appui sont des appuis élastiques qui ont une rigidité K calculé précédemment.

- Les piles sont supposées encastrées dans le sol.
- La masse du tablier seule participe au séisme

VIII.4 Modélisation de l'ouvrage :

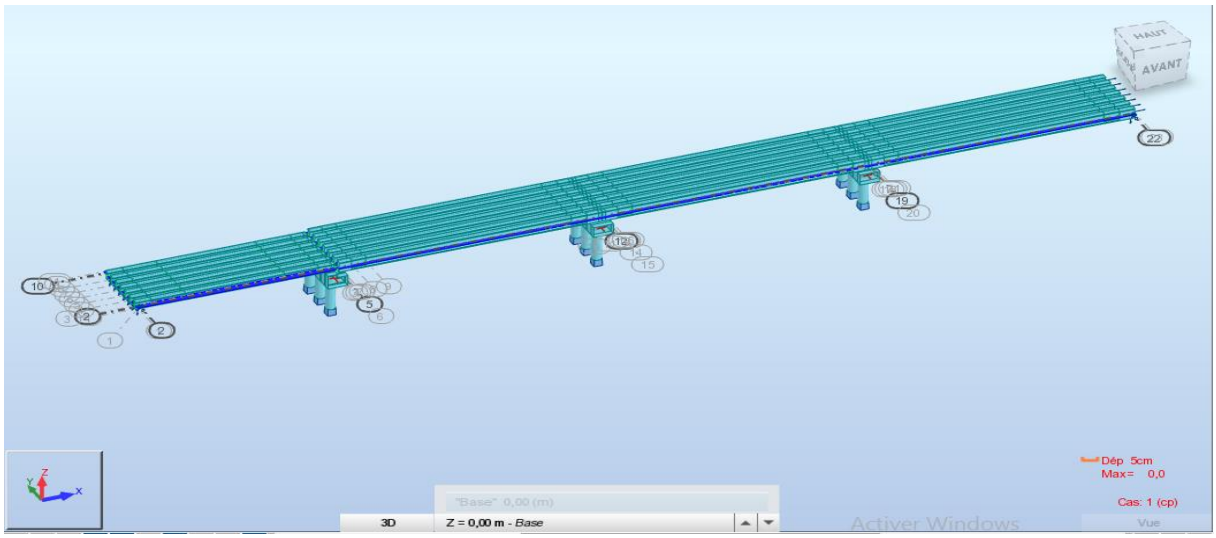


Figure 4. Vue 3D de la structure

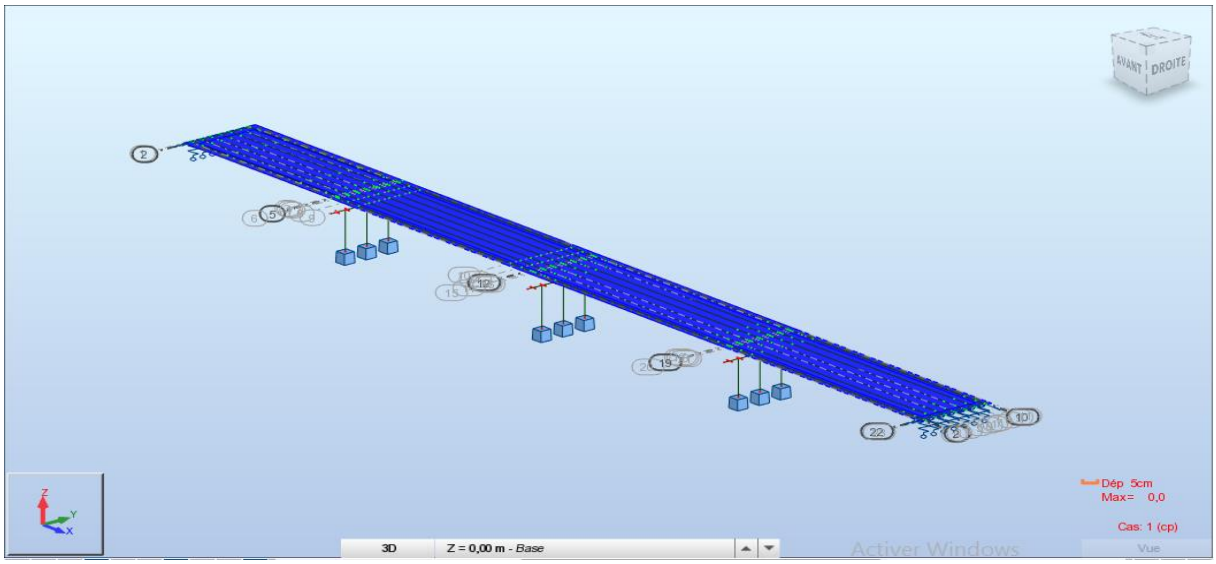


Figure 5. Model automatique ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

VIII.4.1 Période propre de l'ouvrage dans le sens longitudinal :

La période propre dans le sens longitudinal est T =1.10s (dans le mode fondamentale) (**détaille voir annexe**)

VIII.4.2 Période propre de l'ouvrage dans la sens transversale :

La période propre dans la sens transversale est T =0,48s (**détaille voir annexe**)

VIII.4.3 Sens verticale :

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée **(I)** ou (**IIa**) selon le R.P.O.A, est négligeable.

VIII.4.4 Evaluation des efforts dans la pile :

VIII.4.4.1 Les spectres de réponse élastique : (§3.2.1 RPOA) les spectres introduit dans le logiciel sont les suivants :

a) <u>Le spectre de réponse élastique horizontale :</u>

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$\text{Sae}(T,\xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta Ag\,S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Sae (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période **T** du mode propre considéré dans la direction considérée.

A : coefficient d'accélération de zone. **A = 0.2**

g : accélération de la pesanteur **g = 9.81 m/s2**

S : coefficient du site **S = *f* (S2) = 1.1** (RPOA, tableau 3.3).

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site **(RPOA, tableau 3.3)**

(T1, T2) = *f* (S2) = (0.15 ; 0.40)

η : facteur de correction de l'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = \mathbf{1}$

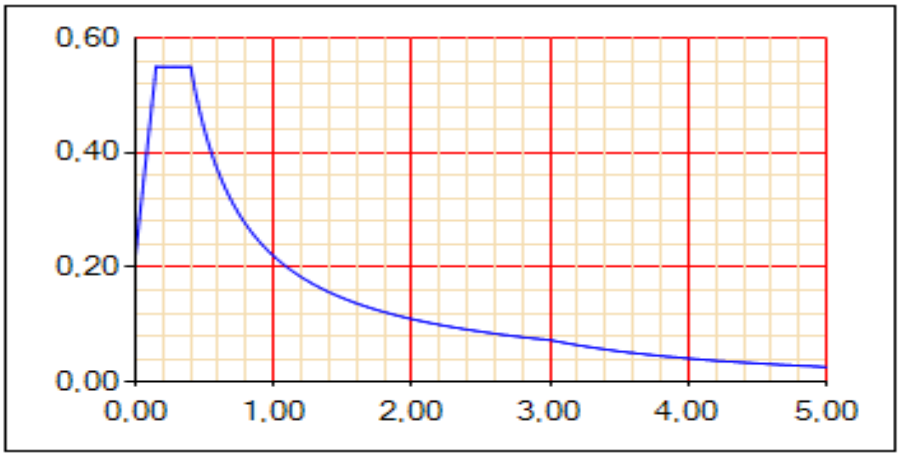


Figure VIII.6. Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.

b) <u>Spectre de réponse de la composante verticale</u>

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous

$$Sae^{V}(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité **α (zone IIa) = 0.7**

S : le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

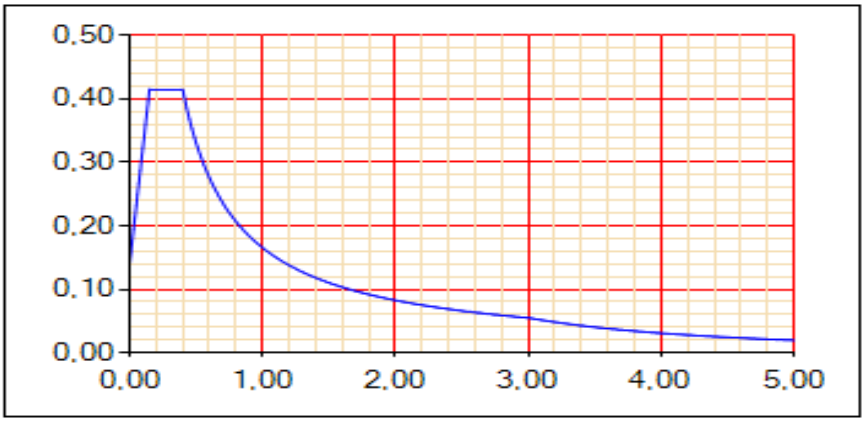


Figure VIII.7. Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.

VIII.4.4.2 Combinaison de charges :

Selon le RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

$$E = E_x \pm 0.3\,E_y \pm 0.3\,E_z$$
$$E = E_y \pm 0.3\,E_x \pm 0.3\,E_z$$
$$E = E_z \pm 0.3\,E_x \pm 0.3\,E_y$$

Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

VIII.5 les sollicitations maximales sur la pile :

Les sollicitations dans le tableau suivant sont dues au combinaison sismique défavorable

Ey+0.3Ex+0.3Ez

Tableau VIII.3. les sollicitations pour chaque fut

n° de fut	Les Sollicitations					
	Fx (KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
274	2422.83	1769.36	7253.39	6306.55	11035.62	108.58
272	2320.47	1747.03	3698.22	6257.39	10716.59	87.18
276	2422.75	1770.29	7243.17	6310.99	11035.66	108.41
Pile20	**7166.05**	**5286.68**	**18194.78**	**16174.93**	**32787.87**	**304.17**

IX CALCUL DES EQUIPEMENTS DU PONT :

IX.1 INTRODUCTION :

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Au présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme). Ce chapitre est consacré à l'étude sismique qui sera appliquée en détails afin de comprendre le comportement réel de ce type de pont.

IX.2 APPAREIL D'APPUI :

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Il existe essentiellement 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

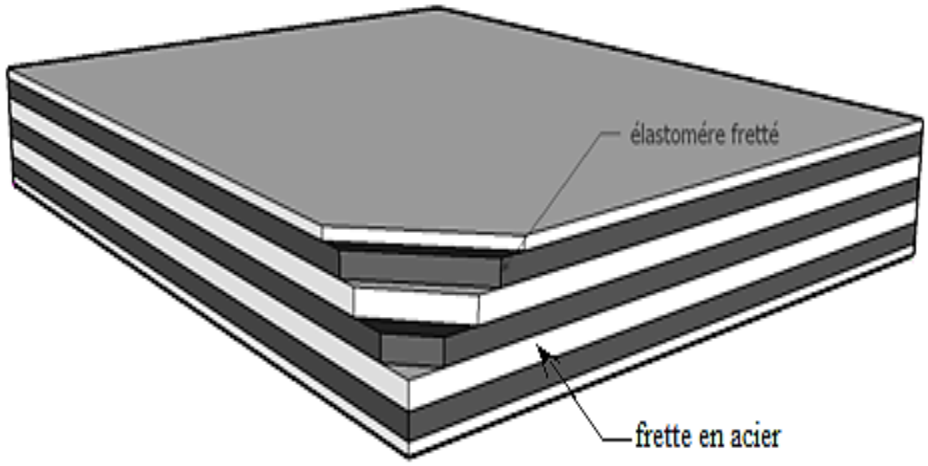


Figure IX.1 . Appareil d'appui en élastomère fretté type B (photos guide SETRA)

IX.2.1 **Dimensionnement l'appareil d'appui :** Selon bulletin technique N°04 de SETRA

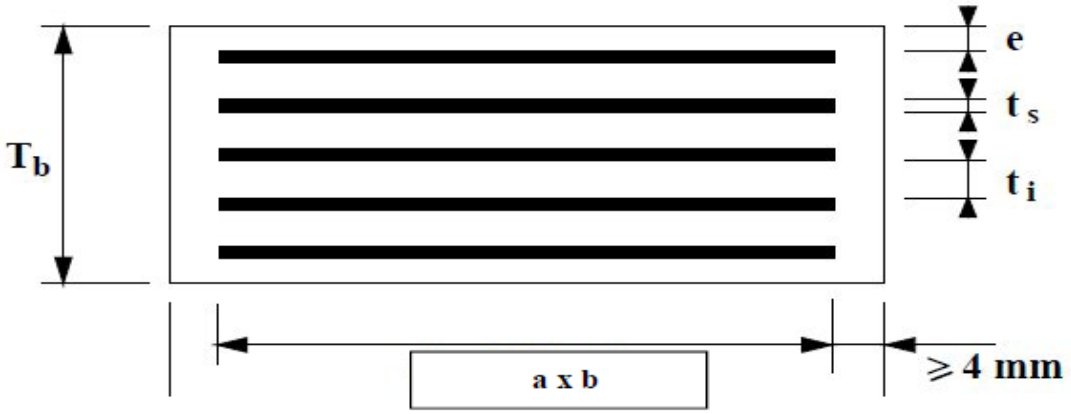


Figure IX.2. Dimensions de l'appareil d'appui type B (photos guide SETRA)

- **On désigne par a x b : l'aire de l'appareil d'appui où :**

a : côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

σ_{ap}: La contrainte de compression de l'appareil σ_{ap}est limitée à 150 kg/cm²

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{ab}$$

N_{max} : réaction d'appuis maximale à L'ELU (N_{max} = 1.64 MN).

Condition a vérifié : 3 MPa $\leq \sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{ab} \leq$ 15MPa

3MPa : condition non cheminement.

15MPa : Condition de non écrasement

Alors : : 3 MPa $\leq \sigma_{ap} = \frac{1.64}{ab} \leq$ 15MPa

0,11 m² ≤ a X b ≤ 0,55 m²

On prendra : **a = 400 mm** et **b = 500 mm** (**Annexe**)

- **Hauteur de l'élastomère :**

D'après le document SETRA : $\tau_H \leq 0.5G$

$\boldsymbol{\tau}_H$: contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal

G : module d'élasticité transversale

$$\tau_H = G \times tg\gamma = G.\frac{U_1}{T}$$

Avec : U1 =Δr + ΔT + Δf =24.7 mm

Donc La condition à vérifier est : $T \geq \frac{U_1}{0.5}$

Donc : T ≥24.7 / 0,5 =49.4mm on prend T = 50 mm.

On prend : T_e = 50 mm constitué de 5 feuillets de 10 mm chacun

Il faut respecter la condition suivante :

- Condition de non flambement.
- L'épaisseur minimale

5T ≤ a ≤ 10T 250mm ≤ a ≤ 500mm **vérifiée**

a × b= 2000 cm² => 0,2 > 0,11m² **vérifiée**

IX.2.2 Efforts horizontaux :

Les charges de chaussées, des systèmes A(L) et Bc sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chassée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- **L'effort de freinage correspondant à la charge A(L)** est : $H_{A(L)}$ = A(L) x $F_{A(L)}$ x S

S = surface chargée en mètre carré = 40×10 = 400 m^2

$$F_{A(L)} = \frac{1}{20+0.0035\,S} = 0.047$$

HA(L)= 0.047x0.99x400=18.612 t HA(L)= $\frac{18.612}{14} = 1.33t/appareil$

- **Freinage Système Bc :**

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner soit

$$H_{bc} = \frac{30}{14} = 2.14t/appareil$$

- **Effort dû au séisme :**

L'intensité du séisme est :

Horizontalement : H_s =716.6.3t=51.19 t/appareil

Verticalement : H_v= 1819.47t=129.96t/appareil

- **Effet dû au vent :**

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression ($P=2.10^{-3}$ MN/m²). L'effort de vent est :

Hv=S.P

S = ht.xLt (La section latérale sur la quelle agit le vent)

Lt=39.1m (porté total des travées).

Ht= h p+ h d+ h r+ h trot=2.58 m

D'ou :

$$S=100.89m^2$$

Donc :

Hv = 20.18 t => H vent = 20.18/14=**1.44t/appareil.**

- **Effort dû à la déformation (déplacements) :**

$$H_\varepsilon = G.\varepsilon.a.b/T$$

Le déplacement maximum est ε= Δmax = 2.4 cm.

G : Module d'élasticité transversale.

T = 5 Cm la hauteur nette de l'élastomère

G = 1.2MPA

On obtient :

Hε = 120x 2.4 x 0.40 x 0.50 / 5.

Hε = 11.52 t. => H = 11.52/14 = 0,82 t/appareil

IX.2.3 Vérification des contraintes :

a) Contrainte de compression :

$\sigma_m = N_{max} / a \times b \leq 15MPa$.

On a:(Nmax=1.64MN)

σ_m = 1.64 / 0.5 x0.4=8.2MPa ≤ 15 MPa **Vérifié**

b) Contrainte de cisaillement :

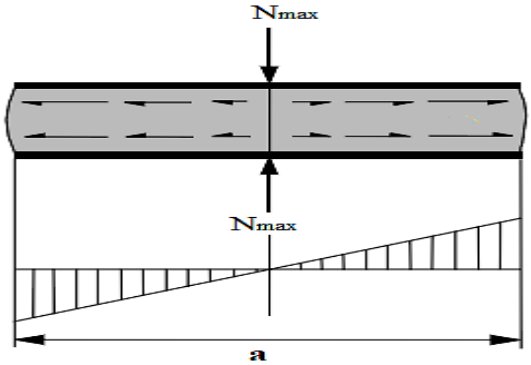


Figure IX.3. Effort normale max

On vérifie que : $\tau_H + \tau\alpha + \tau_H \leq 5G$

- **Effort de cisaillement dû à l'effort normal :**

  τ_N = 1,5 x σm / β ≤ 3 G avec : G=1.2 MPa

  β = a x b / (2 t (a + b)) = 40 x 50 / (2 x 1 x (40 + 50)) =11.11.

  t : 10mm épaisseur d'un feuillet élémentaire

  τ_N = 1,5 x 8.2/ 11.11=1.107MPa≤ 3.6MPa **Vérifié**

- **Effort de cisaillement dû à l'effort horizontal :**

τ_{H1} + 0.5 τ_{H2} ≤ 0.7G τ_{H1} : Déplacement τ_{H2} : Séisme, Freinage (dynamique)

- **Sous déplacement lent :**

τ_{H1}= G.$\frac{U_1}{T}$ ≤ 0,5 G

U1 : Déplacement dû au (température, retrait et fluage).

T : Hauteur de l'appareil d'appui.

τ_{H1}= 1.2.$\frac{2.4}{5}$ = 0.576MPa ≤ 0,5x1.2 =0,6MPa. **Vérifié**

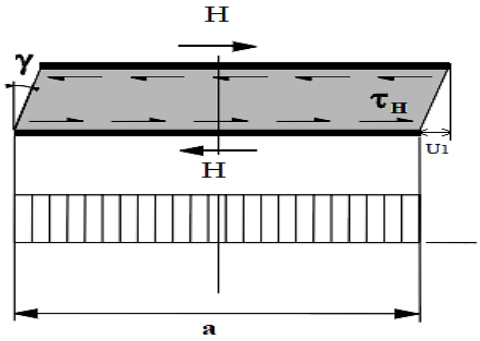


Figure IX.4. Effort horizontale sur l'appui

- **Sous l'effet dynamique (freinage Bc) :**

τ_{H2}= $\frac{Hbc}{\text{a x b}}$ = $\frac{0.0214}{0.4\ \text{x}0.5}$ = 0.107MPa ≤ 0,5 G =0,6MPa **Vérifié**

- **Sous l'effet Déformation cumulé (lente + rapide) :**

Condition a vérifié $\tau_H \leq 0{,}7$ G

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0{,}5\tau_{H2}$$

τ_H=0,576+0,5x0, 107 = 0.63 MPa ≤ 0.7x1.2= 0.84MPa **Vérifié**

- **Sollicitation due à une rotation :**

$$\tau_a = \tau_a = \frac{Ga^2(\alpha_T+\alpha_0)}{2t^2n} \leq 1{,}5\ G$$

n: nombre de feuillets de l'élastomère.

α_t= rotation en service à vide. α_t = θG+θP =0.0021 rad.

α_0= rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose,

Pour les bétons préfabriqués α_0 = 1 x 10^{-2} rad.

$$\tau_a = \frac{1.2\text{x}40^2(-0.0021+0.01)}{5\text{x}2\text{x}1^2} = 1.52\ \text{MPa} \leq 1.8\text{MPa}.$$ **Vérifié**

Les contraintes de cisaillement sont limitées à :

$$\tau_N + \tau_a + \tau_H = \leq 5G$$

1.107+1.52+0.63 = 3.26 MPa ≤ 6 MPa **Vérifié**

c) Condition de non cheminement et non glissement

σ_{min} = N_{min}/ (a.b) ≥ 2 MPa.

σ_{min}: contrainte de compression moyenne minimale.

σ_{min}= 0.77/ 0.4 x 0.5=3.85MPa

σ_{min}=3.85MPa ≥ 2MPa. **Vérifié**

H ≤ fNmin

f: Coefficient de frottement.

f = 0,1 + (6 /σ_{min})= 0,1 + 6 / 38.5 = 0.26

f x N_{min}= = 0.26x 77 = 20.02 t.

- **H due à la déformation lente :**

H : force horizontale correspondante à R min.

H = G x a x b x ε / T.

H = 12 x 40 x 50 x 2.4 x 10-3 / 5 = 6. t < 20.02 t. **Vérifié**

- **H due au séisme :**

Hs = 51.19t < 20.02 t. **non Vérifié** (on fait des dispositifs de non glissement (tiges fixées dans la plaque d'ancrage sur les 4 coins)

d) Condition de non-soulèvement :

$$\alpha_t = \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma \min}{G}$$

$\alpha_t = \alpha_0 + \alpha$ =0,0022

G = 1.2 MPa : module d'élasticité transversale

t = 1cm : épaisseur d'un feuillet élémentaire

β =11,11 : coefficient de forme

σ_{min}= =3.85MPa

0.0022rad ≤= $\frac{3}{11.11} \times \frac{1^2}{40^2} \times \frac{38.5}{12}$ = ***0.00054rad*** **vérifiée**

IX.2.4 Dimensionnement de frettes :

L'épaisseur de la frette doit vérifier les conditions suivant

$$\begin{cases} t_s \geq 2mm \\ t_s \geq \frac{aX\sigma_{min}}{\beta x\sigma_e} = \frac{40X\sigma_{min}}{\beta x\sigma_e} = 0.059cm \end{cases}$$

σe: contrainte limite de traction des frettes (σe = 235 MPa).

On prendra : t_S = 3 mm.

La hauteur totale a donc été désigné par l'application suivante :

On a t = 10 mm et tS = 3 mm => t + tS =13mm

Donc : HTOTAL =Tb= 13x5 = 65mm.

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes :

a × b ×n× (t + ts) = 400 × 500 × 5 × (10 + 3)

Nous avons donc :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur t = 10 mm
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur t/2 = 5mm
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur tS = 3mm

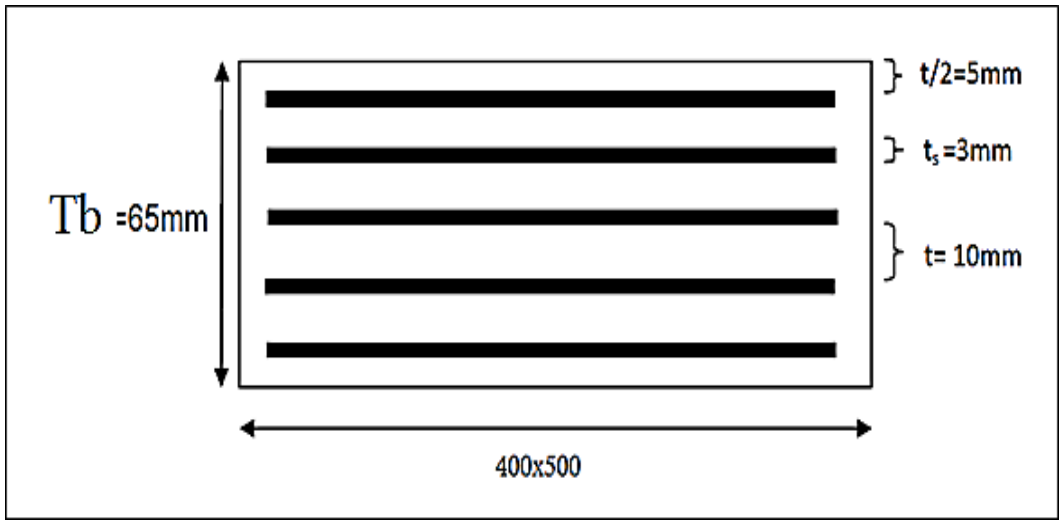


Figure IX.5. Dimension de l'appareil d'appui

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées ; donc les appareils d'appuis que nous avons choisis peuvent répondre les contraintes normales et tangentielles.

IX.3 Dés d'appuis :

Des efforts localisés non négligeables sont susceptibles de se produire à la partie Supérieure du mur de front et du chevêtre sous l'effet des charges verticales provenant du tablier d'où risque de la fissuration, pour remédier ce problème on doit disposer des armatures de chainage et des armatures d'éclatement au niveau des dés d'appuis.

IX.3.1 LES DIMENSIONS DU DE D'APPUIS :

Dimension de l'appareil d'appui a ×b= 40×50 cm.

$$H \geq \frac{2XaXb}{2X(a+b)}$$

a, b : dimensions en plan de l'appareil d'appui.

H ≥ 22.22cm

On prend : H_{dap} = 25 cm avec : a1= 60cm et b1= 70 cm.

Alors les dimensions de dé d'appuis sont (60x70)x 20 (cm3)

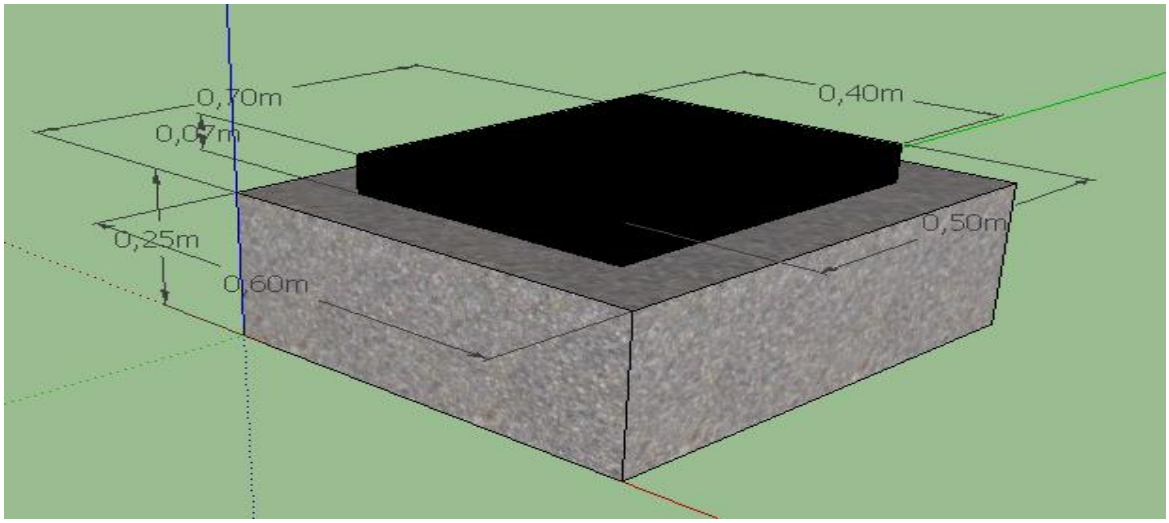


Figure IX.6. Les dimensions de l'appareil d'appui + dé d'appui

IX.3.2 Ferraillage de dé d'appui :

- **Armatures de chainage :**

La section calculée doit reprendre un effort N = 25% N MAX

AC = 0,25. N max/σs

N_{MAX} étant l'effort maximum

N_{MAX} = 1.64MN

σs = 500 /1,15 = 434.8 MPa

AC = 9.42cm2 soit : **7HA14** =10.78 cm2

- **Armatures de profondeur :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

Ah = 0,125 R max / σ s = 4.71 cm². On prend **5HA12** pour Ah = 5.65 cm².

- **Armatures de diffusion :**

Ferraillage de surface (frette supérieur) :

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% N max

As =0,04N max / σ s =1.50 cm2 Alors : **3HA8**=1,51cm2

Placés à la face supérieure des dés d'appuis

Ferraillage inférieur ou d'éclatement « frettes inf. » :

AS = 0.1 R max/ σ s = 3.77 cm². Alors : **5HA10** pour AS= 3.93 cm².

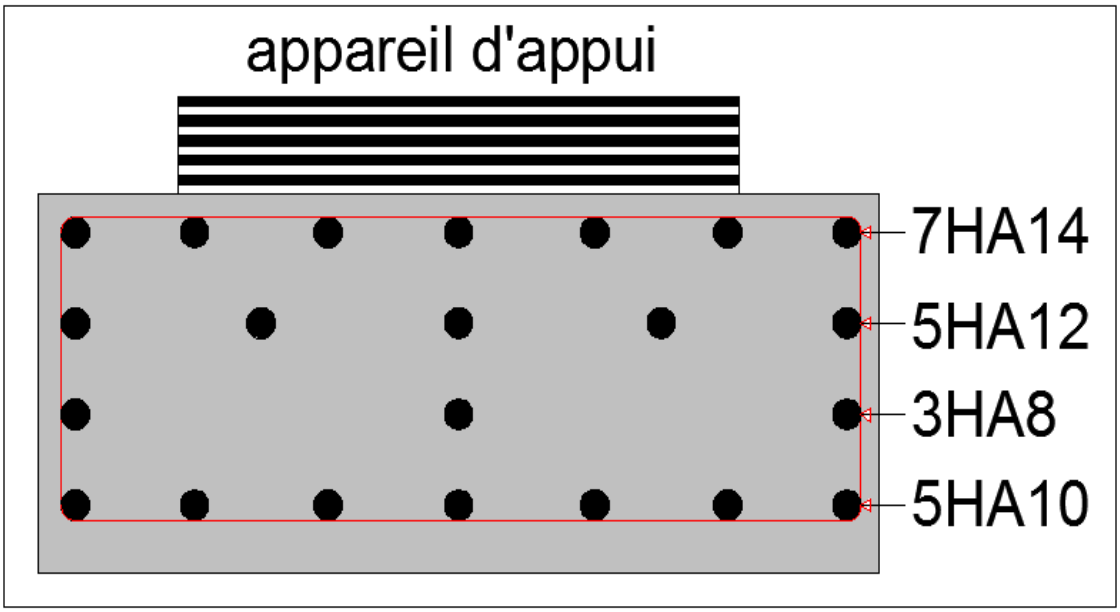


Figure IX.7.Ferraillage de dé-d 'appui

IX.4 Les plaques de fixation

Ce sont des aciers pour assurer les positions des appareils d'appuis sur dés-appuis et empêcher son glissement avec les poutres. Son épaisseur est de 22,5 mm avec une section supérieure à 5 cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appuis.

IX.5 PLOT PARASISMIQUE

Ce sont des dispositions en béton armé utilisées pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversal.

Pour notre ouvrage on choisit deux plots parasismiques avec les dimensions suivantes :

- ✓ La hauteur est de 60 cm.
- ✓ La section en plan est (60×60) cm²

IX.6 JOINT DE CHAUSSEE

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques. Le choix d'un type de joint de chaussée dépend de plusieurs facteurs tels que la capacité de souffle, aussi il fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic.

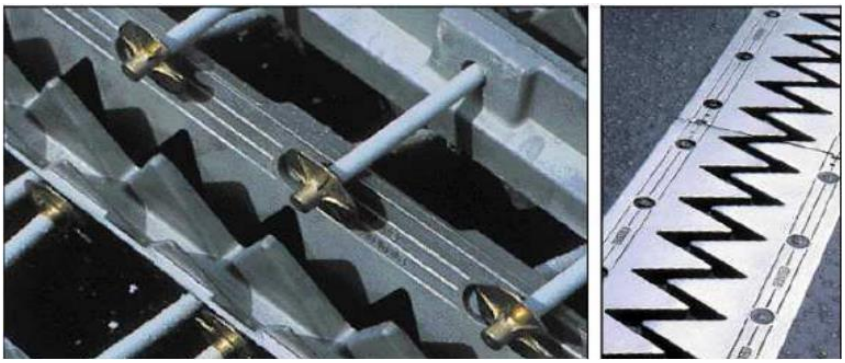


Figure IX.8. Joint de chaussée.

- ✓ **Calcul de souffle**

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0{,}3W_T + \frac{W_S}{3}$$

W : souffle total du joint.

WD : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

WT : souffle thermique.

WS : le souffle sismique.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques avec la méthode spectrale. (Ws = dsiesme long = 4,5 cm)

- Le souffle thermique : **WT = L × Ɛ T**.

- Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) **: WD**

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussé 40 m).

Application Numérique :

WD = 0.0169

WT = 0.0058

Ws = 0.045

Donc : W =0.0336 m = 3.36 cm

- ✓ **Type de joint**

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide d'un catalogue de joints de chaussée, on constate que pour un souffle de **3,36 cm** il faut considérer la famille des joints, qui sont appelés **Wd** (**souffles moyens**). Ces joints sont de la famille à dents en console, qui sont conçus pour une circulation lourde et intense.

										Réservations		Fixations		
Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P (kN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	175	190	5

*Dimensions en mm. * P(kN) = efforts de mise en tension par fixation. ** Nb = Nombre de fixations par élément.*

Figure IX.9. Modèles des joints Wd.

Dans mon cas l'ouvrage n'est pas biais ⟶ **Droite (100gr).**

Suivant le souffle total, on a choisi le joint **Wd60**.

CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme.

X Etude de l'infrastructure :

X.1 INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure est très importante dans le cadre de réalisation d'un ouvrage d'art.

Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre pont.

X.2 Etude de la pile

Les piles d'un pont sont des appuis intermédiaires destinés à transmettre les charges de la superstructure au sol support et doivent être conçues pour représenter l'esthétique d'un pont en harmonie avec le tablier.

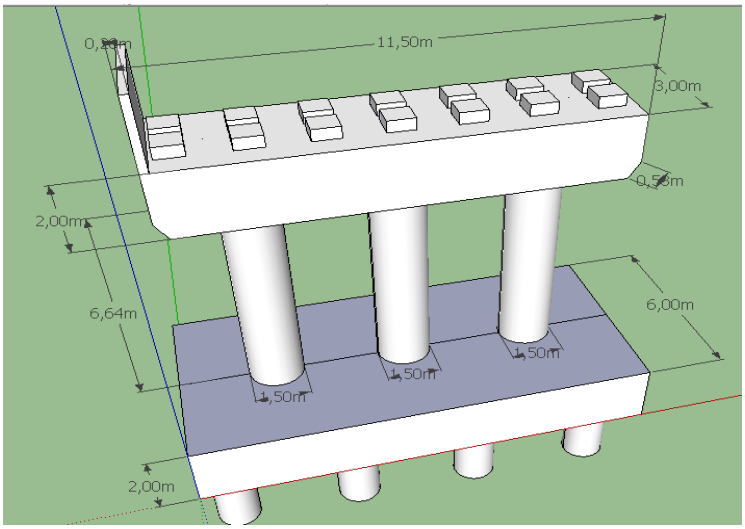


Figure X.1.Vue 3D de la pile

Tableau X.1. Implantation et hauteurs des piles.

N° pile	Type Fondation	Nombre des fûts	Diamètre des fûts (m)	Hmoy fûts (m)	Hmoy colonne (m)
P1	Profonde	3	1,50	6,595	8,595
P2	Profonde	3	1,50	6,635	8 ,635
P3	Profonde	3	1,50	5,820	7,820

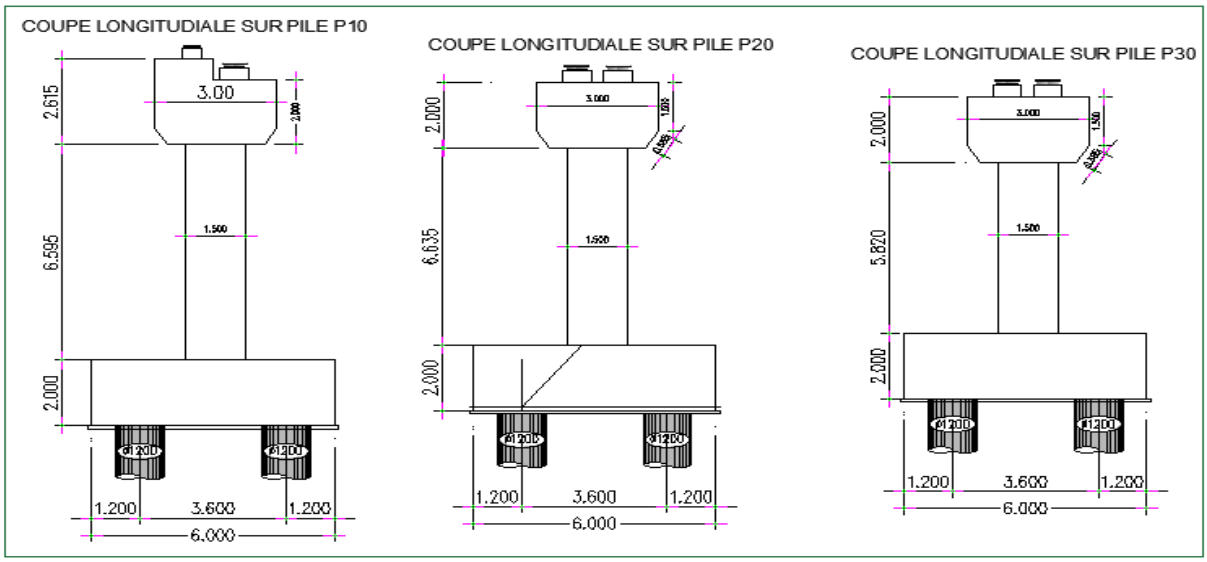


Figure X.2. Forme et dimensions des piles.

X.2.1 **Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement**

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite : $$\boldsymbol{\lambda = \frac{lf}{i}}$$

lf : longueur du flambement de la pile la plus haute :

lf = 0.7 × 4,64 : pour la partie poutre (4,64 est la hauteur du fût).

i : rayon de giration de la section : $\mathbf{i_X = \sqrt{\frac{I_X}{S}}}$ (transversal) et $\mathbf{i_Y = \sqrt{\frac{I_Y}{S}}}$ (longitudinal)

Tableau X.2. Vérification du flambement des piles

Appuis	Pile 01	Pile 02	Pile 03
lf (m)	4,6165	4,6445	4,074
iy (m)	0,375	0,375	0,375
ix (m)	0,375	0,375	0,375
λ y	12,31	12,39	10,86
λ x	12,31	12,31	12,31
Observation	✓	✓	✓

Alors : Pas de risque de flambement.

X.2.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base. On va étudier juste la pile 20 (la plus haute)

X.2.2.1 Efforts statiques

Tableau X.3. Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée

Désignation	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a.o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	3750,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Fûts	878,71	/	0,00	5,32	0,00	/
Chevêtre	1725,00	/	0,00	9,63	0,00	/
G Tablier	10117,40	/	0,00	10,63	0,00	/
Hf+r	/	426,72	/	10,63	/	4536,03
HT°	/	206,92	/	10,63	/	2199,53
Somme	**16471,11**	**550,87**	**/**		**0,00**	**5855,75**
(Al)	2236,70	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1633,62	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1153,68	/	0,00	/	0,00	/
D240	2182,10	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Fr Al	/	98,16	/	10,63	/	1043,44
Fr Bc	/	180,00	/	10,63	/	1913,40

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les réactions à la base de chaque fût sont calculées et donnés à **(tableau 01 étude sismique**.)

On donne ci-dessous les cas les plus défavorables :

Tableau X.4. Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fût.

Réactions	Pile 20
Rv (KN)	3698,02
RL (KN)	2320,47
RT (KN)	1747,03
ML (KN.m)	6257,39
MT (KN.m)	10716,59

X.2.2.2 Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

ELS:

- G + ΨQ+ 0,6ΔT + D
- G + 1,2 A(l) + 0,6ΔT + D

ELU :

- 1,35G + ΨQ + 0,9 ΔT + D
- 1,35G +1.6 A(l) + 0,9 ΔT + D

ELA :

- (ΨQ = 0) ; G + E + 0.4 ΔT + D

Tableau X.5. Combinaison des efforts à la base de chaque fût.

Réactions	Combinaison	Pile 20
Rv (KN)	ELS	4893,82
	ELU	6595,76
	ELA	10345,59
RL (KN)	ELS	255,62
	ELU	350,10
	ELA	2431,22
RT (KN)	ELA	1811,59
ML (KN.m)	ELS	2206,03
	ELU	3021,36
	ELA	6207,54
MT (KN.m)	ELA	10698,75

X.2.3 Ferraillage des éléments de la pile

X.2.3.1 Etude de chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

Son dimensionnement est présenté comme suit :

- La longueur : 11,50 m.
- La largeur : 3,00 m.
- L'épaisseur : 2,00 m.
- **Dimensionnement à la flexion (flexion simple) :**

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est illustré dans la figure suivante :

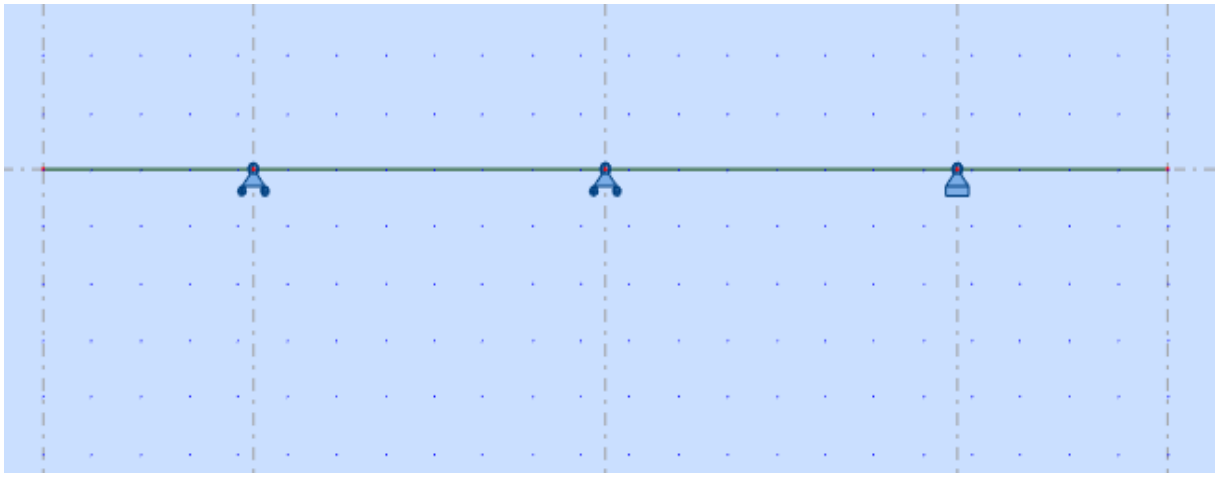


Figure X.3. Modèle de calcul

Les résultats de modélisation obtenue à l'ELS et à l'ELU sont présentés sur la figure ci-dessous :

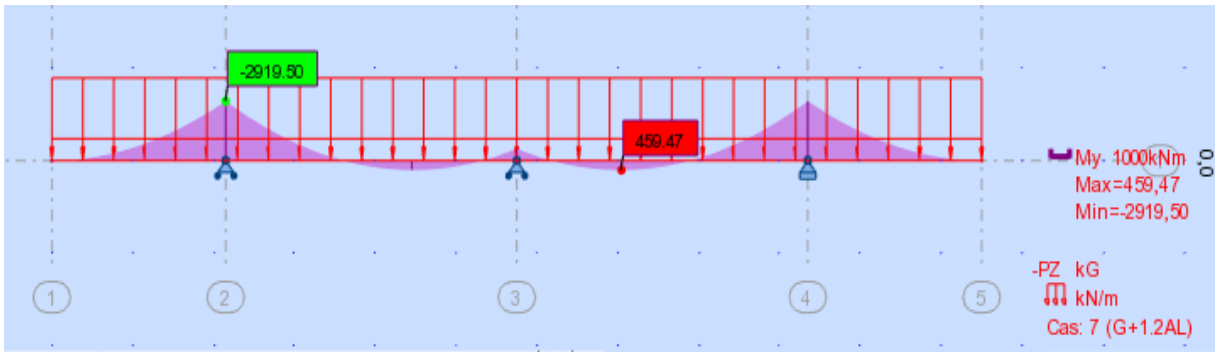


Figure X.4. Les moments Mmax ELS sur le chevêtre avec le logiciel

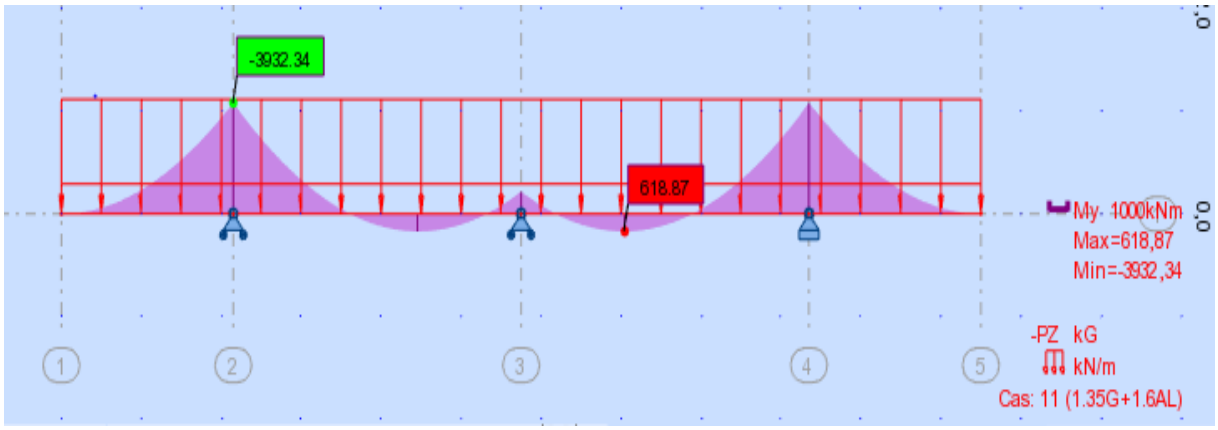


Figure X.5. Les moments Mmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel

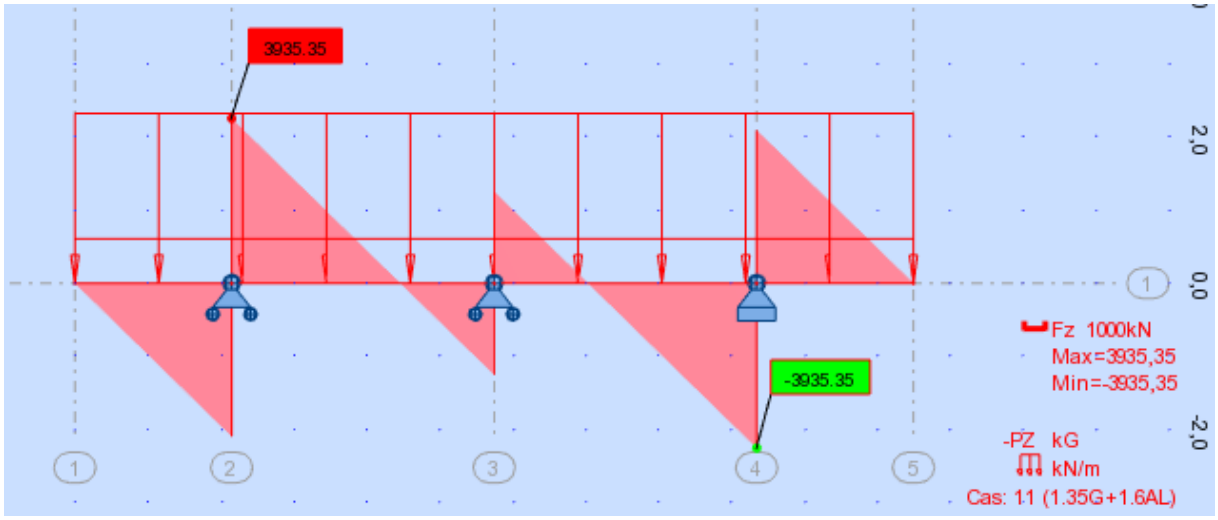


Figure X.6. Les efforts tranchants Tmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel

Tableau X.6. Ferraillage du chevêtre

Sollicitations	M max ELS (KN.m)	M max ELU (KN.m)	T max ELU (KN)	As (cm²)	Armatures	A's (cm²)	St (cm)
Mi -Travée	459,47	618,87	0,00	58,5	20HA20	62,83	15
Sur Appui	2919,50	3932,34	3935,35	62,4	20HA20	62,83	15

- **Armatures transversales :**

Tmax ELU = 3935,35 kN

Avec Robot expert : 2 Cadres de **HA16**, esp = 10 dans la zone critique et 17 cm dans la zone courante.

❖ **Dimensionnement a la torsion :**

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est e = 0,50 m.

Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur Lt est limitée par :

$$\mathbf{L_t = L_c \text{ si } L_c \leq \Phi + H_c}$$

$$\mathbf{L_t = L_c + \Phi \text{ si } L_c > \Phi + H_c}$$

Application Numérique :

- L_c = 3,00 m
- H_c = 2,00 m
- Φ = 1,50 m

$$\boxed{\mathbf{Lt = 3.00\ m}}$$

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{C}{2.\Omega.b_n}}$$

$\boldsymbol{b_n}$: l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $\mathbf{b_n = \frac{H_C}{6}}$.

C : moment de torsion maximal par ml $\mathbf{C = R \times e}$.

$\boldsymbol{\Omega}$: l'aire de la torsion, $\boldsymbol{\Omega = (H_C - b_n) \times (L_t - b_n)}$

La section de ferraillage donnée par la relation suivante :

$$\boldsymbol{A_S = \frac{1}{\sigma_u} \times \frac{C \times P}{2.\Omega}} \text{ ; } \mathbf{A_S = Max\ (C1;\ C2)}$$

- **C1 :** moment de torsion construction,
- **C2** : moment de torsion service ;
- **P** : périmètre du chevêtre ;
- $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{a}}$: contrainte admissible de l'acier = $\frac{2}{3} F_e$.

Application Numérique :

C1 = 117,83 KN.m/ml

C2 = 80,86 KN.m/ml

Ω = 4,44 m^2 ; bn = 0,33 m

P = 9,33 m

$\overline{\sigma_a}$: = 333.33 MPa

As = 3,71 cm2, On opte pour **5HA14**, avec un espacement de 20 cm.

❖ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition à vérifier est :

$$\tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$\tau_V = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{3935{,}35 \times 10^{-3}}{3 \times 0{,}9 \times 2} = 0{,}728\ MPa$$

Avec (b_0 = Lc, d = 0.9Hc) ;

τ_{lim} = min {0.2fc28 / γb ; 5MPa} = min {3.6 ; 5MPa} = 3.6 MPa.

⟹ **0.728 MPa ≤12.96 MPa** **vérifier**

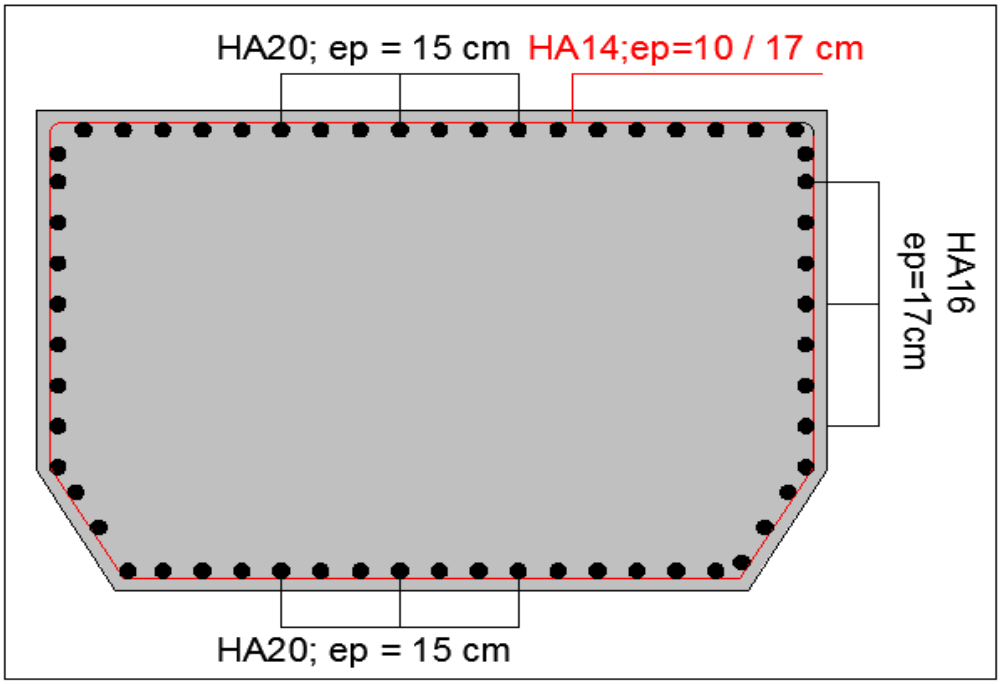


Figure X.7. Ferraillage du chevêtre (COUPE TRANSVERSALE)

X.2.3.2 Etude des futs :

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques. Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- ✓ Diamètre des colonnes : D = 1,50 m.
- ✓ Hauteur moy : H = 6,635 m.
- ✓ Entraxe : E = 3,60 m.

❖ **Ferraillage des fûts :**

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la **flexion composée**.

Sollicitations les plus défavorables : (**Voir ANNEXE)** Les résultats de ferraillage sont les suivants :

Tableau X.7. Ferraillage des fûts de la pile

Armature	Efforts	ELS	ELU	ELA	As (cm2)	n	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale	Rv (KN)	4893,82	6595,76	10345,59	270,6	2x28	25	17
	ML (KN.m)	2206,03	3021,36	4624,08				
	MT (KN.m)	0.00	0.00	9039,20				
Transversale	RL (KN)	255,62	350,10	2431,22	3,83	2	16	**15**(z.cou)
	RT (KN)	0.00	0.00	1811,59				**12,5**(z.cri)

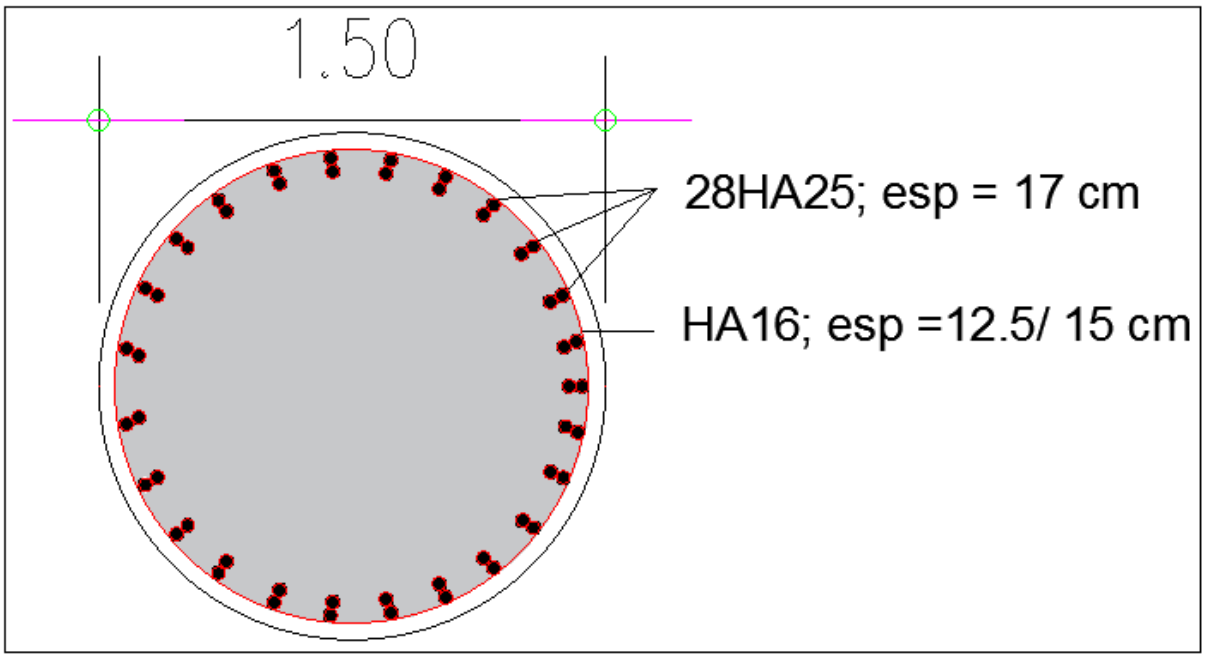


Figure X.8. Ferraillage du fut

X.2.3.3 Ferraillage de la semelle

Longueur : L = 12,50 m. Hauteur : H = 2.00 m. Largeur : l = 6.00 m

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \text{ ; h=H-0,1}$$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,9\ m > 1,425\ m\ (c\ ,vérifier)\ ;\ \alpha1 = \alpha2 = 56° \geq 45°$$

$$tg\alpha = \frac{h}{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)} => \alpha = 53,16° > 45°\ ;c.v$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par **la méthode des bielles** est égale à :

$$As = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x\, y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y\, x}{\sum x^2}$$

Application Numérique :

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 2888,00 kN $\overline{\sigma_a}$ =333,33 MPa a-ELS

$N_{Max\text{-}ELA}$ = 4660 kN $\overline{\sigma_a}$ =*500 MPa a-ELA*

As-ELA = 69,90 cm^2 Donc **As = 69.90 cm^2**

On prend 5HA25/ml (As = 24.25 cm²).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : **L = H + Φpieu** = 2.00 + 1.2 = 3.2 m.

Avec :$St = \frac{\phi+H}{n-1}$= 22.85 cm, on opte pour un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales inférieure

- As1 = As/3 ; Soit : HA16, avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieure

- As2 = As/4 ; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure

- As3 = As/10 ; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales

- As4 = As/10 ; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.

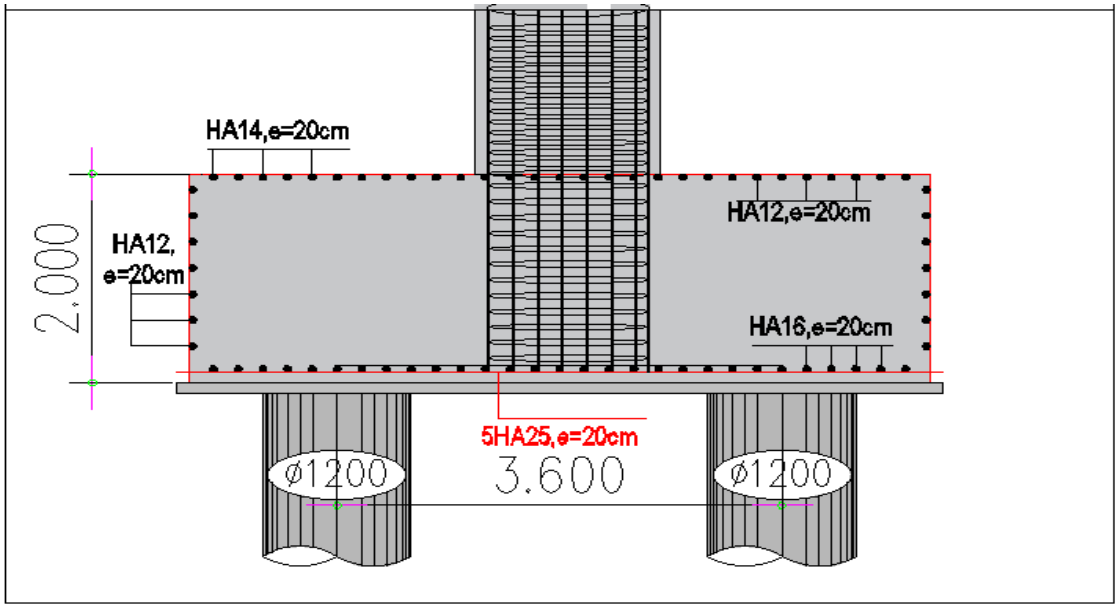


Figure X.9.Ferraillage de la semelle de la pile

X.2.3.4 Etude des pieux

❖ **Nombre des pieux** :

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport Géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée :

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p} = \frac{26849.14}{5734} = 4.68$$ alors on prend **8 pieux**

N_{max}: l'effort normal maximal à l'ELA.

Q_p: Capacité portante d'un pieu à l'ELA à 7m

❖ **Actions sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement

Comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{dy^4}{d^4x} + C_u.by = 0$$

b : diamètre du pieu.

Cu : module de réaction du sol.

Y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U.b}}$$

α : longueur élastique du pieu ;

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER **λ** :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_U.b}{4EI}}$$

E : module d'élasticité du béton ;

I : moment d'inertie du pieu **;**

b : longueur du pieu.

Application Numérique :

Cu = 30 MN/m3

E = 33 000 MPa

b = 1,20 m

I = 0,101 m4

λ = 0.228 D'où: **λxL = 1,596**

D'où, en tire les valeurs de **(X_{ϕ}^{H}. X_{ϕ}^{M}) pour λ × L = 1,596** à partir du tableau **WERNER**

Tableau X.8. Valeurs de WARNER.

λ× L	**1**	**1,5**	**2**	**3**	**4**	**6**
X_{ϕ}^{H}	**4,03**	**1,96**	**1,35**	**1,16**	**1,26**	**1,45**
X_{ϕ}^{M}	**6,76**	**2,55**	**1,62**	**1,48**	**1,54**	**1,65**

$$\lambda L = 5,699 \longrightarrow \begin{cases} X_{\phi}^{H} = 1,84 \\ X_{\phi}^{M} = 2,37 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante : $\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$

ELS : $\overline{P}$ = 95,86 *kN* ; $\overline{\mathbf{M}}$ = − 326,78 kN. m

ELU : $\overline{P}$ = 131,29 kN ; $\overline{\mathbf{M}}$ = − 447,55 kN. M

ELA : $\overline{P}$ = 899,16 kN ; $\overline{\mathbf{M}}$ = − 3065,17 kN. M

Tableau X.9.Les efforts agissant sur les pieux

ELS		
M =	326,78	KN.m
H =	95,86	KN
Ncor =	1737,83	KN
ELU		

M =	447,55	KN.m
H =	131,29	KN
Ncor =	2330,90	KN
ELA		
M =	3065,17	KN.m
H =	899.16	KN
Ncor =	4660	KN

❖ **Ferraillage des pieux**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à **la flexion composée**.

- **Section d'acier**

Avec Robot expert : As = 64.9 cm² Donc : on prend 22 HA20 (As = 69.12 cm²). (Annexe)

- **Cerces transversales**

Avec Robot expert : 1 Cerce H16, esp = 10 cm dans les zones critiques (2,4 m) et 20 cm dans les zones courantes.

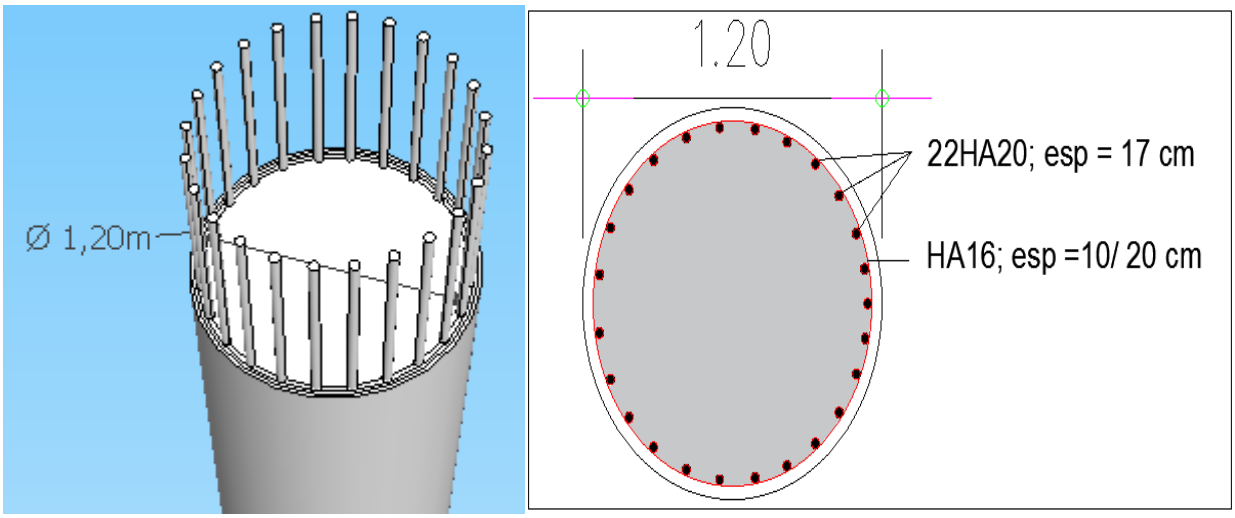


Figure X.10. Ferraillage des pieux

X.3 ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblaie).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobante :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

X.3.1 Pré dimensionnement :

a) Mur de garde grève :

La hauteur H :

H=hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui + hauteur dés d'appui + la hauteur de la dalle. H= 2,75 m

Epaisseur e :

e =Max (0.3m ; H/8)=30cm.

b) le mur frontal :

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.

Hauteur de mur h=6,825 m.

L'épaisseur e=1,40m.

c) dalle de transition :

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève, on peut dimensionner cette longueur par la formule suivante :

Longueur L : L= Min [6m, max (3m, 0.6H)]

L=5,9 m

H : hauteur de remblai.

L'épaisseur de la dalle est : 30cm

Pente : 10% vers l'appui élastique.

d) murs en retours :

L'épaisseur du mur en retour e=60cm.

Longueur L=9,60m.

e) le corbeau :

Hauteur : h1 = 1,4m.

Hauteur : h2 = 2,0 m.

Epaisseur : e = 0,6 m.

f) La semelle :

Epaisseur :2,00m.

- Largeur : 9,60m.
- Longueur : 12,50m
- Béton de propreté : 0,10 m.

Le choix de fondation utilisé semelle sur pieux forés de diamètre Ø=1,2 m (fondation profonde)

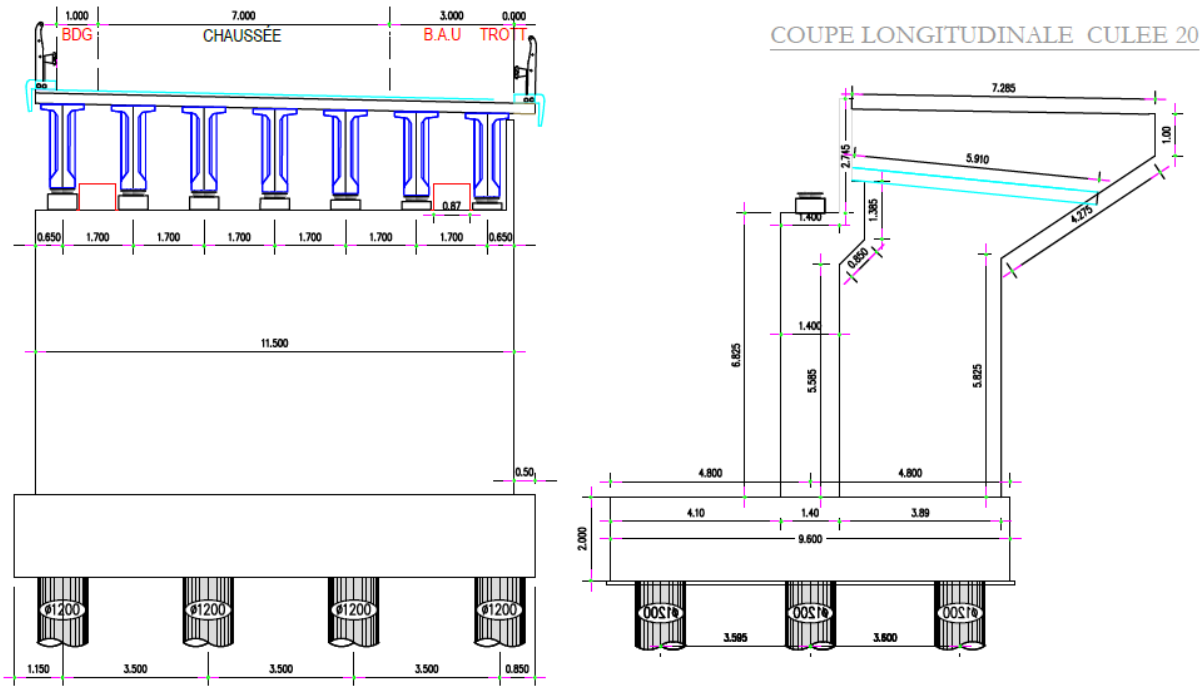


Figure X.11.Coupe transversale sur culée

X.3.2 Descente des charges

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X.10. Evaluations des efforts statiques de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	6000,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	2747,06	/	0,00	5,41	0,00	/
DDT	228,27	/	3,95	9,47	901,68	/
Mur en R	1314,54	/	3,37	7,29	4432,63	/
Corbeau	203,43	/	1,02	8,58	207,29	/
MGG	236,76	/	0,84	10,19	198,88	/
Poids des Terres Amont	6115,52	/	2,80	5,61	17123,46	/
Poids des T sur DDT	1093,65	/	4,03	10,51	4407,43	/
Poussée des terres	0,00	3112,97	/	-5,19	/	-16156,32
Semelle	0,00	1744,05	/	-1,00	/	-1744,05
Poids Sur10kN/m²	412,00	/	2,05	/	844,60	/
PousséeSur10kN/m²	/	393,26	/	-5,79	/	-2275,03

Tableau X.11. Efforts dus au tablier

Rg	5058,70	/	0,00	/	0,00	/
R(AL)	1994,49	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1498,07	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1090,29	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1859,85	/	0,00	/	0,00	/
RST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	213,36	/	-8,83	/	-1882,90
HT°	/	103,46	/	-8,83	/	-913,02
Frein Al	/	195,08	/	-8,83	/	-1721,60
Frein Bc	/	180,00	/	-8,83	/	-1588,50

X.3.3 Combinaison des efforts :

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELS et à l'ELU

Tableau X.12. Combinaison des efforts à L'ELS

Combinaisons	N(KN)	H(KN)	MV(KN.m)	MH(KN.m)	ΔM(KN.m)
G+0.6T	22997,93	5132,46	-22606,12	27271,36	4665,25
G+0.6T+1.2Q	18433,63	3860,32	-21317,07	28284,88	6967,81
G+0.6T+1.2A(l)+ST	25391,32	5366,56	-24672,04	27271,36	2599,32
G+0.6T+1.2Bc+ST	24795,61	5348,456	-24512,32	27271,36	2759,05
G+0.6T+Mc120	24088,22	5132,46	-22606,12	27271,36	4665,25
G+0.6T+D240	24857,78	5132,46	-22606,12	27271,36	4665,25

Tableau X.13. Combinaison des efforts à L'ELU

Combinaisons	N(KN)	H(KN)	MV(KN.m)	MH(KN.m)	ΔM(KN.m)
1.35G+0.9T	31047,21	6938,13	-27529,13	36816,34	9287,20
1.35G++0.9T+1.6Q	31706,41	7567,35	-31169,19	38167,70	6998,51
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	34238,39	7250,26	-30283,70	36816,34	6532,64
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	33444,12	7226,13	-30070,73	36816,34	6745,60
1.35G+0.9T+1.35Mc120	32519,10	6938,13	-27529,13	36816,34	9287,20
1.35G+0.9T+1.35D240	33558,00	6938,13	-27529,13	36816,34	9287,20

X.3.4 Ferraillage des éléments de la culée :

X.3.4.1 Le mur garde grève :

Selon document SETRA PP73 appuis des tabliers, le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres.

- ✓ Poussée de terres.
- ✓ Poussée la surcharge de remblai.
- ✓ Effort de freinage.

Le mur garde grève est supposé encastrer dans le mur frontal, et étudier pour un mètre linéaire.

Calcul des sollicitations

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

❖ **Moment dû à la poussée des terres :**

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression :

$$MT = \frac{P \times H}{3} \; AVEC \; P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

$\boldsymbol{K_{ah}}$: Coefficient de poussée des terres ($\boldsymbol{K_{ah}}$ = 0.33).

ɣ: Poids volumique du remblai (ɣ = 20 KN/m3).

H : Hauteur du mur garde grève (H = 2.75 m).

L : longueur du remblai (L =1m) on fait le calcul par 1ml.

P= 24,87 KN/ml

MT = 22,75 KN.m /ml

❖ **Moment dû à la force de freinage du camion Bc:**

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$MP = \frac{2\mu \times P \times h}{0{,}25 + 2h}$$

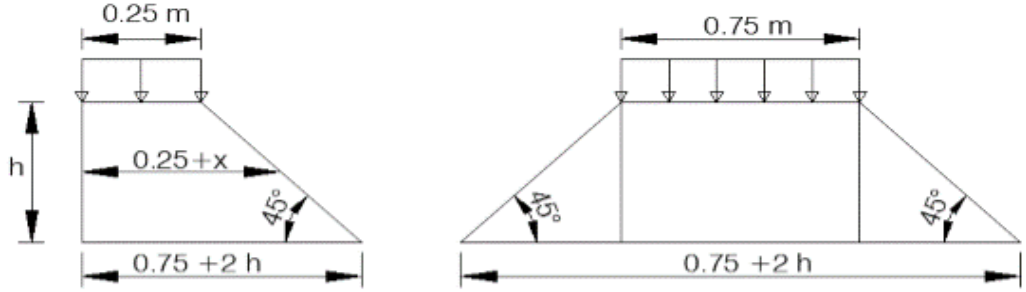
Avec

μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'E.L. U et μ = 1.2 à l'E.L. S ;

P = 60 KN.

- ✓ Mf (ELS) = 68,86 KN.m/ml.
- ✓ Mf (ELU) = 91,82 KN.m/ml.

❖ ***Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :***



Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante

$$Mp = \frac{12K}{0.75+2h0} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx.$$

Avec

$\boldsymbol{K} = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$

γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS.

Bc : coefficient de pondération du système **Bc**.

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

h : hauteur de mur garde grève.

$K_u = 1{,}6 \times H(f + r)$

$K_u = 1{,}2 \times H(f + r)$

δ	1,0549
K_A	0,33
b_c	1,2

Les **valeurs de** $\frac{M}{K}$ **est données par SETRA PP73**

H (m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_p/K **(t,m/ml)**	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

H1=2.5	M_P/K= 8,56
H =2,745	M_P/K= **9,0157**
H2=3	M_P/K= 9,49

Par l'interpolation linéaire : $\frac{9,49-8,56}{3-2.5} \times (2,745 - 2,5) + 8,56 =$ **9,0157**

Donc : M_P/K= 9,0157

- **MP(ELS) = $K_S \times \frac{M_P}{K} \times 10 = 45,20\ KN.m/ml$**
- **MP(ELU) = $K_u \times \frac{M_P}{K} \times 10 = 60,26\ KN.m/ml$**

Combinaison d'actions sur le MGG :

- ✓ **M_{ELS}=MP+1.2MQ =136,81 KN.m/ml.**
- ✓ **M_{ELU}=1.35MG+1.6MQ = 182,80 KN.m/ml**.
- ❖ ***Ferraillage de mur garde-grève***

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. **(Voir Annexe).**

Section d'acier

Avec Robot expert AS = 25,5 cm² ; donc : on opte pour **4HA25+2HA20/ml** et (AS_1 = 25 ,91 cm^2), avec un espacement de 15 cm.

Armature de constructions

AS'= AS/3 = 8,5 cm^2 ; donc : on opte pour **6HA14/ml** (AS' = 9,24 cm^2) avec un espacement de 15 cm.

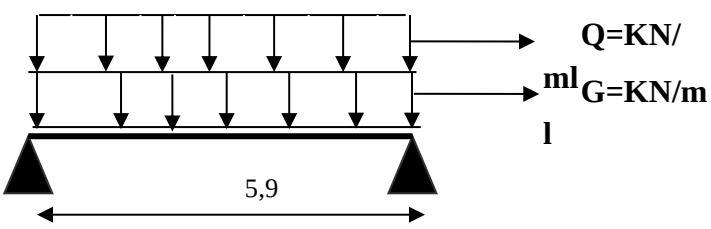
Armatures transversales

At = As/4 = 6,38 cm^2 ; donc : on opte pour **6HA12/ml** (AS = 6,79 cm^2) avec un espacement de 15 cm.

X.3.4.2 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.

- Longueur : L = 10,80 m ;
- Largeur : H = 5,9 m ;
- Epaisseur : e = 0.30 m.



Evaluation des efforts :

- ***Remblais :*** $\gamma = 20\ KN/m^3$, $H = 1{,}65\ m$
- ***Poids propre de la dalle :*** $\rho_{béton} = 25\ KN/m^3$, $e = 1{,}65\ m$
- ***Revêtement :*** $\rho_{bb} = 22\ KN/m^3$, $e = 0{,}08\ m$
- ***Surcharges :*** $Q = 10\ KN/m^2$

Tableau X.14. Sollicitations sur dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	32,745094	22,1625
Revêtement	1,76	7,684182	5,2008
Remblai	33	144,07841	97,515
Surcharges	10	43,660125	29,55

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

✓ **A l'ELS:**

M_{ELS} = 236,90 kN.m/ml

V_{ELS} = 160,34 kN/ml

✓ **A l'ELU:**

M_{ELU} = 318,94 kN.m/ml

V_{ELU} = 215,87 kN/ml

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. **(Voir l'ANNEXE).**

Section d'acier

Avec Robot expert As = 40,9 cm² ; On prend **6HA32/ml** (As = 48,25 cm²) /coté inférieur, ep = 20 cm.

Armatures transversales :

Avec Robot expert : As=10,23cm^2 ; On prend **6HA14**, esp = 20 cm.

Armature de construction

As' = As/3 = 13,63 cm^2 ; Soit : **6HA20/ml** (As'= 18,85 cm²), esp = 20 cm

Armatures longitudinales

Avec Robot expert : 2 barres H12 (barre supe + barre inf), esp = 20 cm.

X.3.4.3 Mur frontal :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations du essentiellement aux charges permanents (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharge d'exploitation.

Tableau X.15. Evaluations des efforts statiques sur mur frontal

Désignation	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Mur F	2747,0625	/	0	3,41	0	/
DDT	228,27375	/	1	7,59	228,27375	/
Corbeau	203,425	/	1,019	6,58	207,29008	/
MGG	236,75625	/	0,84	8,19	198,87525	/
Poids des Terres Sur DDT	1093,654	/	1	7,59	1093,654	/
Poussée des Terres	0	3475,6	/	-3,19	0	-11087,3
Poussée Sur 10kN/m²	/	363,18	/	-4,785	0	-1737,8

Tableau X.16. Efforts dus au tablier

Rg	5058,70	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1994,49	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1498,07	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1090,29	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1859,85	/	0,00	/	0,00	/
RST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	213,36	/	-7,18	/	-1531,92
HT°	/	103,46	/	-7,18	/	-742,83
Frein Al	/	195,08	/	-7,18	/	-1400,69
Frein Bc	/	180,00	/	-7,18	/	-1292,40

Le ferraillage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

Sollicitations les plus défavorables

- ELS: M_{max} = -1167,15 kN/ml ⟶ N_{cors} = 831,99 kN.m/ml.
- ELS: V_{max} = 666,31 kN/ml ⟶ N_{cors} = 831,99 kN/ml.
- ELU: M_{max} = -1578,44 kN/ml ⟶ N_{cors} = 1123,18 kN.m/ml.
- ELU: V_{max} = 899,69 kN/ml ⟶ N_{cors} = 1123,18 kN/ml.

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.40) m en **flexion composée,** selon le cas de chargement le plus défavorable. **(Voir l'ANNEXE).**

Section d'acier

Avec Robot expert AS = 22,5 cm² ; donc : on opte pour **5HA25**/ml (A_{S1} = 24,54 cm^2) / coté tablier, avec un espacement de 20 cm.

Armature de constructions

AS'= AS/3 = 7,5 cm^2 ; donc : on opte pour **5HA16** (AS' = 10,05 cm^2) / coté remblai avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales

At = As/4 = 6,63 cm^2 ; donc : on opte pour 5HA12 (AS = 5.65 cm2)

Avec un espacement de 20 cm.

X.3.4.4 Corbeau :

Evaluation des efforts :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

- **Réaction due au poids des charges - Permanentes.**
- ✓ Réaction due à la dalle de transition
- ✓ Réaction des poids des remblais
- ✓ Réaction due au revêtement
- ✓ Réaction due au poids propre du corbeau

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :$R_{rem} = \frac{q.L}{2}$

L : longueur de la dalle de transition ⟶ L= 5,9 m

q : charges permanentes ⟶ q = 24,26 KN/ml

$$R_{rem} = \frac{24{,}26 \times 5;9}{2} = \mathbf{124,67\ KN/ml}$$

- **Réaction due aux surcharges :**

L : longueur de la dalle de transition ⟶ L= 5,9 m

q : Surcharges. ⟶ q = 10,00 KN/ml

$$R_{sur} = \frac{10{,}00 \times 5;9}{2} = \mathbf{29,50\ KN/ml}$$

- **Combinaison d'action :**

- **A l'ELS :** **R**ser = RG + 1.2 RQ = **160,07 KN.m/ml**

- **A l'ELU:** **R**ult = 1.35XRG + 1.6RQ = **215,50 KN.m/ml**

❖ ***Ferraillage :***

Le corbeau est sollicité par une **compression simple**, la fissuration est considérée préjudiciable.

Avec Robot expert AS = 10,4 cm² ; donc : on opte pour **5HA16**/ml (A_{S1} = 10,50 cm^2)

X.3.4.5 Mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au Pont. Il est soumis aux charges suivantes selon SETRA PP73 (1.2.3) :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du Mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

Modalisation de mur frontale Avec logiciel Robot structural analysis

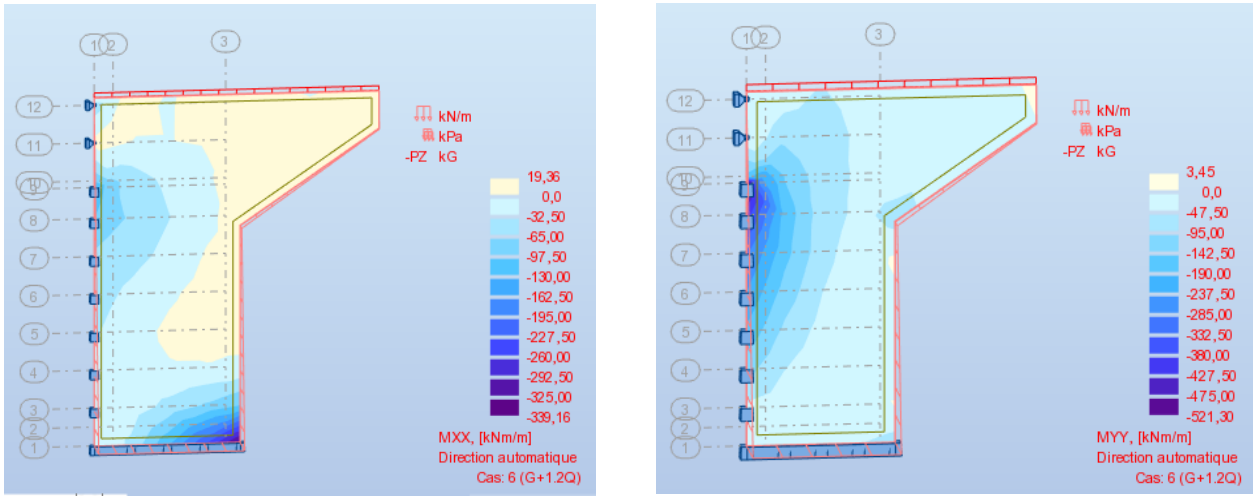


Figure X.12. Modalisation de mur frontale

➢ **Ferraillage horizontal :**

Le ferraillage se fait en flexion simple

M_{ELS} = (M_G + Msup) +1.2 Msc = 260 KN.m.

A_S=20,9 cm^2/ml

Soit : **3HA25+2HA20** pour As = 21,01 cm^2/ml. Avec esp=20cm

✓ **Armature de constructions :**

A's=As/3=7,00 cm^2 /ml

Soit : **5HA14** pour A's=7,70 cm^2/ml. Avec esp=20cm

➢ **Ferraillage vertical :**

M_{ELS} =232,5 KN.m

A_S=18,6 cm^2/ml

Soit : 2HA25+3HA20 pour As = 19,24 cm^2/ml. Avec esp=20cm

✓ **Armature de constructions :**

A's=As/3=6,41 cm^2 /ml

Soit : **2HA14+3HA12** pour A's=6,47 cm^2/ml. Avec esp=20cm

X.3.4.6 ETUDE DE LA SEMELLE :

Evaluation des efforts agissants sur la semelle :

Tableau X.17.Les efforts agissants sur la semelle

Cas	P horizontal (KN)	N vertical (KN)	M (kN.m)
Cas 01	7460,83	11961,26	13017,68
Cas 02	18661,04	14956,65	82340,89
Cas 03	17834,38	14623,55	82597,37

Tel que :

Cas 01 : cas normale sans séisme (Kh=0 ; KV=0)

Cas02 : cas de séisme (horizontal + verticale vers le bas) (Kh=0,20 ; KV=- 0,06)

Cas03 : cas de séisme (horizontal +verticale vers le haut) (Kh=0,20 ; KV=+ 0,06)

Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque pieu ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x\, y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y\, x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- ✓ Semelle infiniment rigide.
- ✓ Les pieux sont identiques.

Avec :

- ✓ *N* : Somme des efforts normaux combinés
- ✓ *n* : Nombre de pieux(n=12)
- ✓ *M* : Somme des moments combinés

D'après le tableau précédent :

Le cas le plus défavorable c'est le **cas N°02(ELA)**

Tableau X.18.Les efforts revenant à chaque pieux

	N1(KN)	N2(KN)	N3(KN)
Cas 02	-1303,97	1555,09	4414,15

Ferraillage de la semelle :

Entre axe : L = 7.2 m. Hauteur : H = 2.00 m. Largeur : l = 1.4 m

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \text{ ; h=H-0,1}$$

$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,9\ m > 3.22\ m\ (c\ non\ ,v\acute{e}rifier)$ **; α1 = α2 = 30.52° ≥ 45°**

$tg\alpha = \frac{h}{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)} => \alpha = 30.52° < 45°\ ; c\ non.v$ **(**risqué d'éclatement de béton au niveau des bielles)

Donc on utilise la méthode des moments

$As = \frac{M_{u1}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{1}{0.9h}$ Avec M_{u1}=$R_{max}(\frac{a'}{2}$-0.35a)

On a :

a'=7.2m, a=1.4m et R_{max}=4414,15KN

M_{u1}=13728KN.m ⟶ As=144.50cm^2=45.15cm^2/ml

On prend 6A32/ml (As = 48.25 cm²/ml).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : **L = H + Φpieu** = 2.00 + 1.2 = 3.2 m.

On opte pour un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales inférieure

- As1 = As/3 ; Soit : **HA20**, avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieure

- As2 = As/4 ; Soit : **HA16**, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure

- As3 = As/10 ; Soit : **HA12**, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales

As4 = As/10 ; Soit : **HA12**, avec un espacement de 20 cm

X.3.4.7 Etude des pieux

Les pieux sont modélisés comme des poteaux de 12 m de longueur et de 1.2m de diamètre ; ces pieux reposent sur des appuis élastiques des rigidités calculé ces dessous :

Notre sol est constitué de 3m d'argile et de 9m de marne

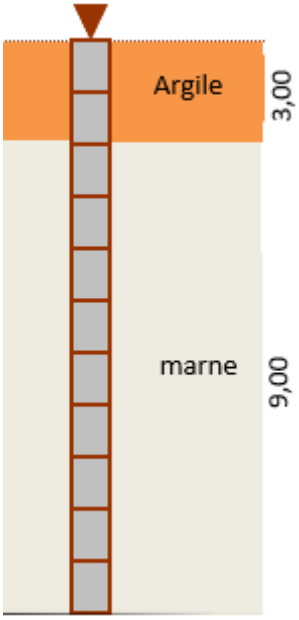


Figure X.13.Les couches de sols

Tableau X.19.Les rigidités horizontales et verticales

1	kh	=	12 030,00	ku	=	6 785,84
2	kh	=	24 060,00	ku	=	13 571,68
3	kh	=	24 060,00	ku	=	13 571,68
4	kh	=	463 331,00	ku	=	289 529,18
5	kh	=	902 602,00	ku	=	565 486,68
6	kh	=	902 602,00	ku	=	565 486,68
7	kh	=	902 602,00	ku	=	565 486,68
8	kh	=	902 602,00	ku	=	565 486,68
9	kh	=	902 602,00	ku	=	565 486,68
10	kh	=	902 602,00	ku	=	565 486,68
11	kh	=	902 602,00	ku	=	565 486,68
12	kh	=	451 301,00	ku	=	282 743,34

Kv=203 575.20

Tel que :

Kh=(Kf) x (li) $K_f = \frac{1}{2}\frac{12.E_M}{\frac{4B0}{3\,B}(2{,}65\frac{B}{B0})^2}$

Ku=(kt) x (πD) x li $K_t = \frac{1}{5}\frac{2.E_M}{B}$

Kv=(kq) x (π/4) D^2 $K_q = \frac{1}{5}\frac{4{,}8.E_M}{B}$

B : diamètre du pieu.

B_0: 0.6m.

E_M: module pressiométrique.

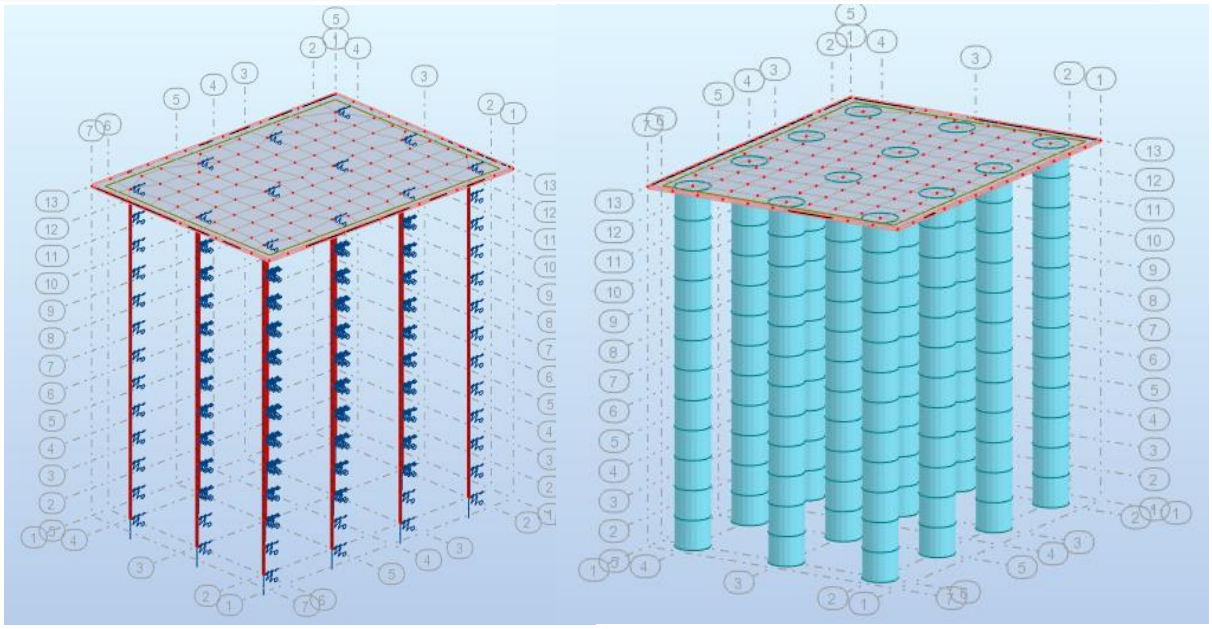


Figure X.14. Modalisation semelle-pieux

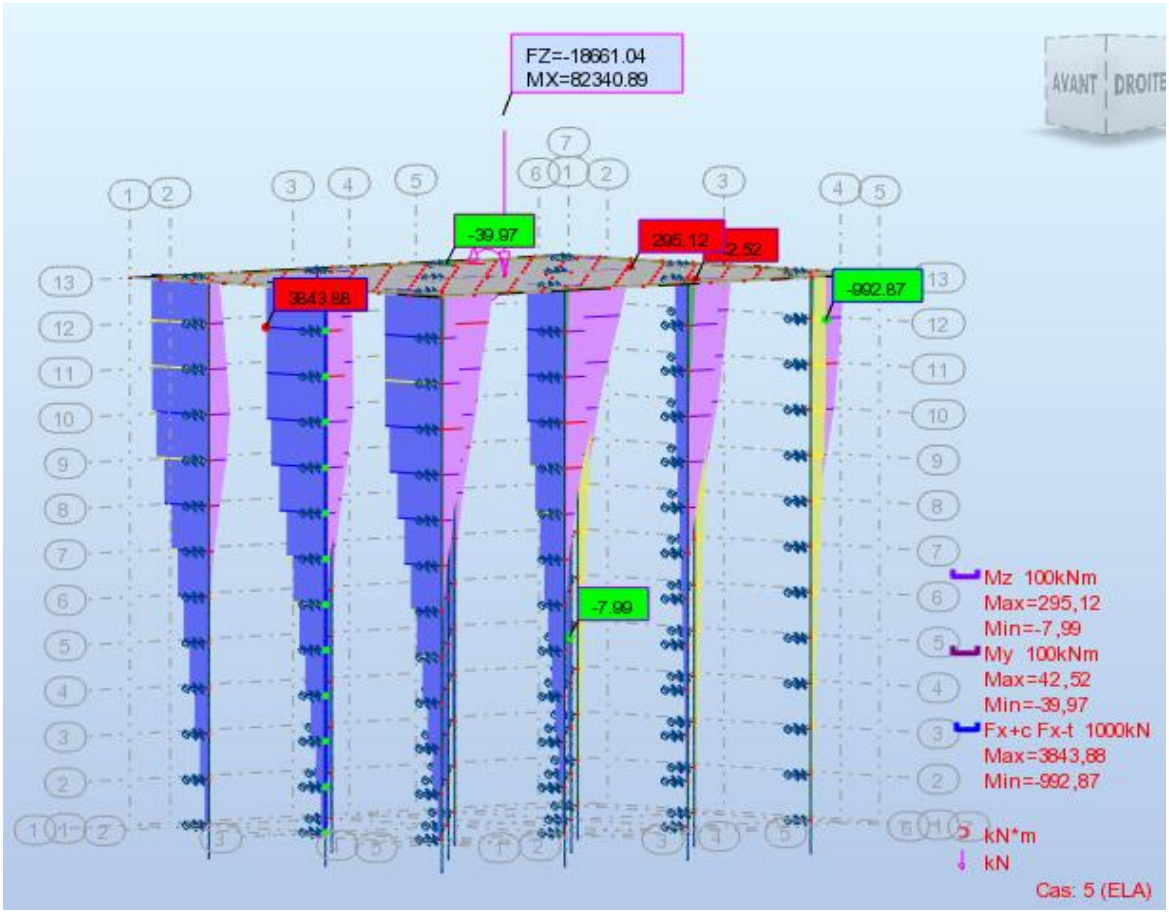


Figure X.15.Les efforts internes des pieux à l'ELA

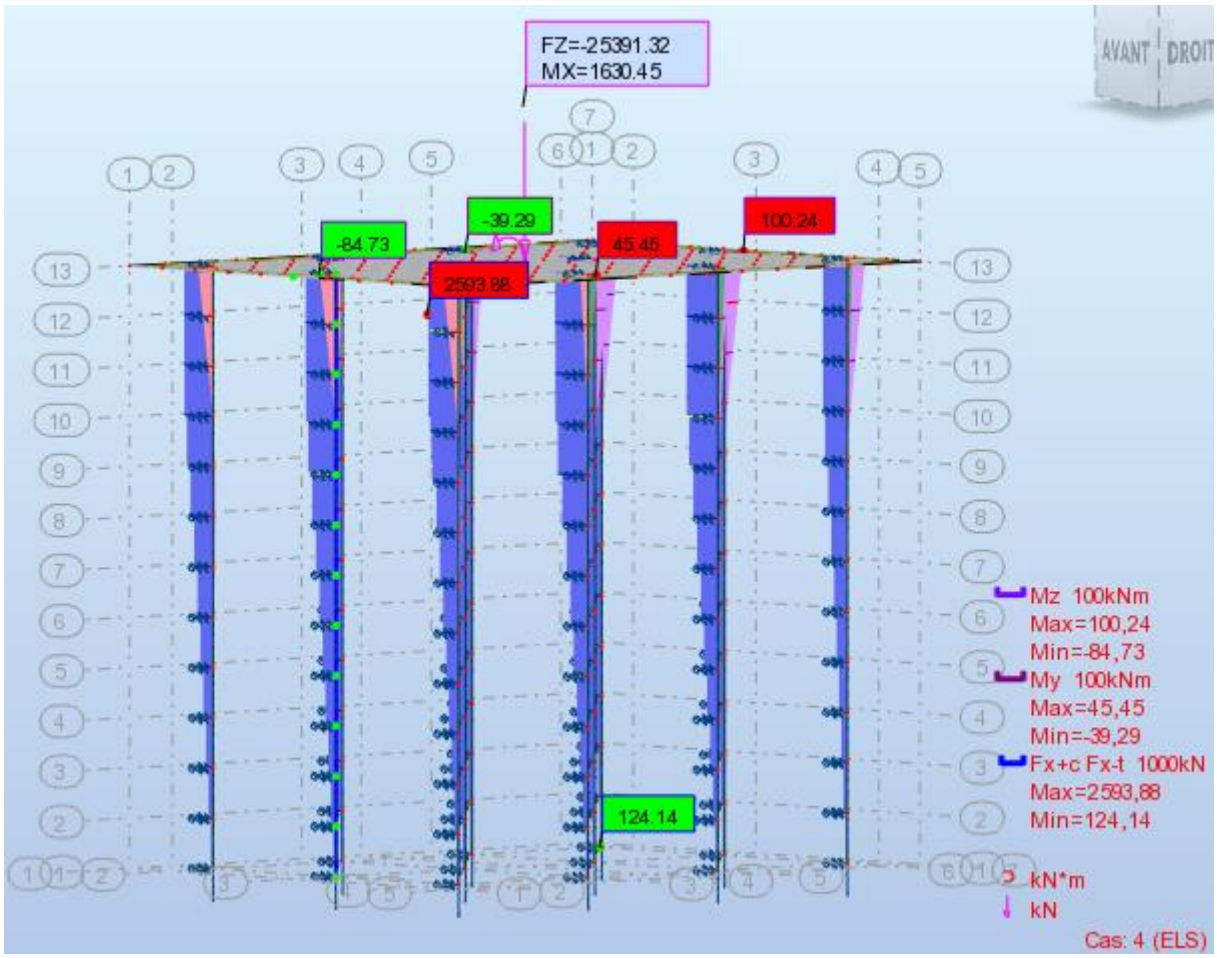


Figure X.16. Les efforts internes des pieux à l'ELS

Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée déviée.

Section d'acier

Avec Robot expert : As = 113,1 cm² Donc : on prend **24HA25** (As = 117.81 cm²).
(Annexe)

Cerces transversales

Avec Robot expert : 1 Cerce **H16**, esp = 10 cm dans les zones critiques (2,4 m) et 20 cm dans les zones courantes.

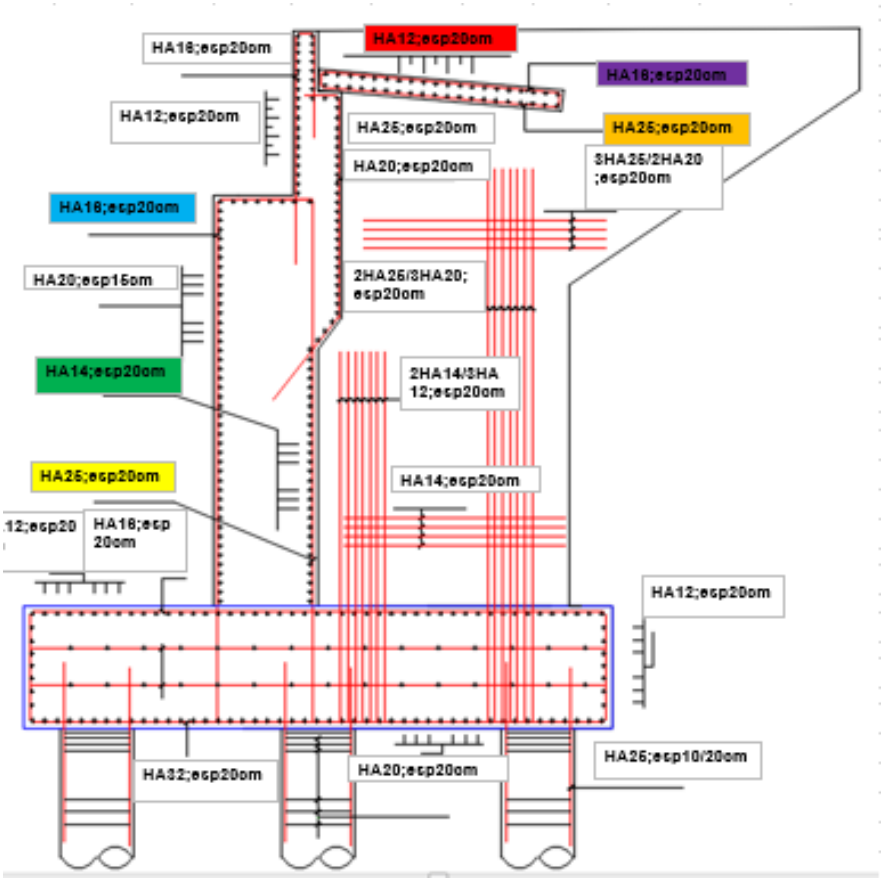


Figure X.17.Ferraillage de la culée

CONCLUSION GENERALE :

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopte lui confère le niveau de fiabilité requis, compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution. Pour assurer sa fonction, il doit être

capable de résister, avec les marges appropriées, 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.

A travers ce mémoire nous avons conclu que le calcul numérique est le plus proche de la réalité, à condition qu'on utilise des logiciels fiables et qu'on introduise les bonnes conditions aux limites et l'esprit critique reste juge pour aboutir les résultats souhaités.

L'élaboration de ce projet de fin d'étude a été une étape enrichissante dans notre cursus d'ingénieur d'état en travaux publics. Elle nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques et pratiques acquises au cours des trois années d'études au sein de l'ENSTP.

Bibliographie :

❖ **Les livres :**

- Règle « BAEL91 rev99 »
- Règles parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art « RPOA » 2008.
- Règles RCPR, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, (avril 2009).
- Document SETRA, Joints de chaussée de pont-route.
- Documents SETRA, Barrière de sécurité pour la retenue des poids lourds (septembre 1999).
- Document SETRA, Appareils d'appuis en élastomère fretté, guide, utilisation sur les ponts et viaducs et structures similaires, (juillet2007).

❖ **Les cours :**

- Cours de 4éme et 5éme année d'ouvrage d'art.
- Cours RDM 3éme et 4éme année.
- Cours de béton armé de 4éme année.

❖ **Les logiciels :**

- Robot Professional 2010.
- Robot structural analysis 2018
- AutoCAD 2018.
- Microsoft office 2019.
- Microsoft Excel 2019.

❖ **Les thèses de PFE :**

- Etude d'un pont a poutres multiples sur RN01 franchissant oued CHLEF (Wilaya de MEDEA) /promotion 2014 (ENSTP)
- Conception et étude d'un pont sur la déviation de la RN77/promotion 2013 (ENSTP)

Annexe

I RESULTAT Géotechnique

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

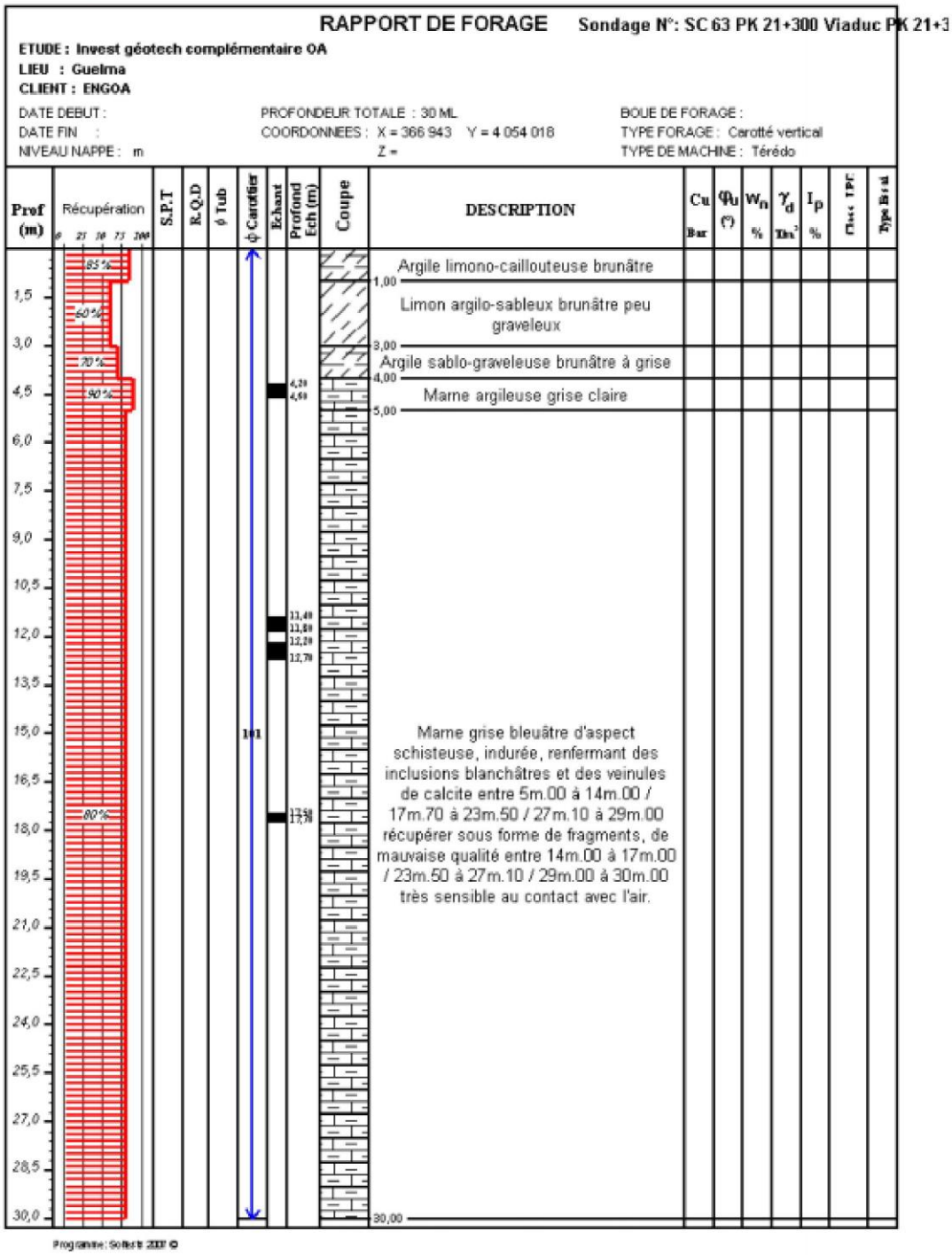


Figure 1.Rapport de forage



Investigations géotechniques complémentaires OA pénétrante Guelma à l'autoroute E-O
Sc 63 PK 21+300 - Caisse 01 : 0^{m}.00 à 7^{m}.00



Investigations géotechniques complémentaires OA pénétrante Guelma à l'autoroute E-O
Sc 63 PK 21+300 - Caisse 02 : 7^{m}.00 à 12^{m}.00

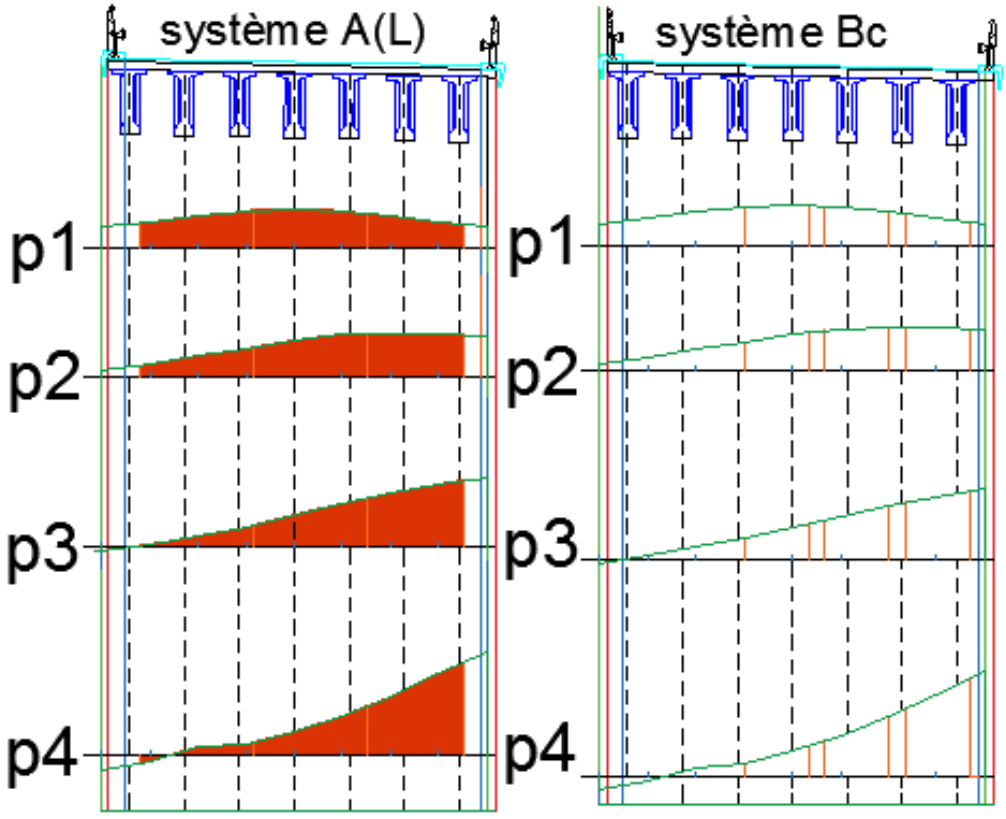


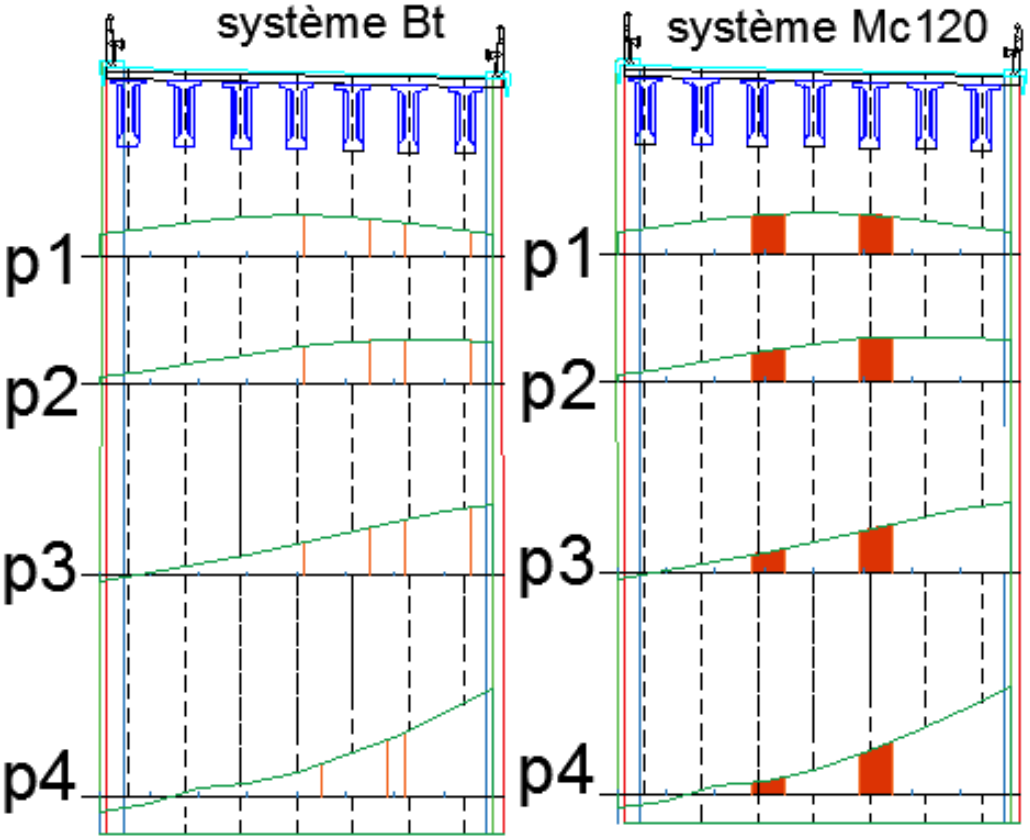
Investigations géotechniques complémentaires OA pénétrante Guelma à l'autoroute E-O
Sc 63 PK 21+300 - Caisse 03 : 12^{m}.00 à 17^{m}.00

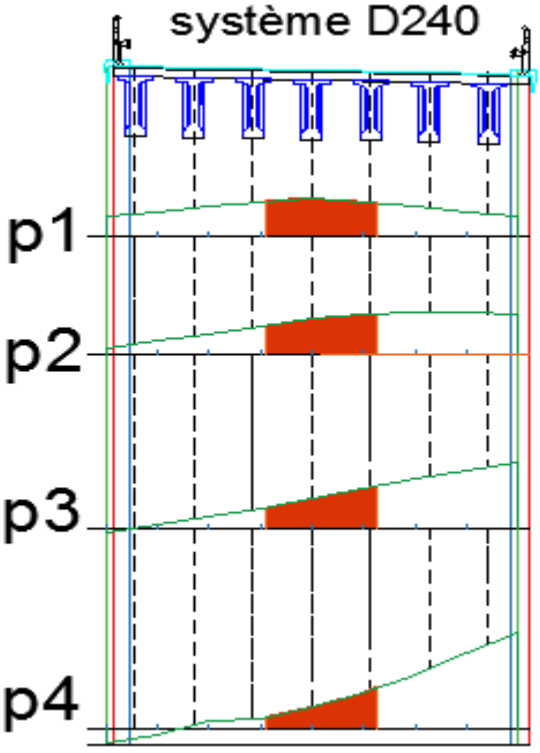
Z (m)	qsl (Kpa)	qpl (Kpa)	QS (KN)	QP (KN)	Q-ELS-QP (KN)	Q-ELS-CARAC (KN)	Q-ELU-FOND (KN)	Q-ELU-ACC (KN)
0,000	36,42	503,38	0,0	569,3	204,4	249,9	409,3	450,3
-1,000	36,42	642,20	137,3	726,3	329,8	403,3	620,9	683,1
-1,000	36,42	642,20	137,3	726,3	329,8	403,3	620,9	683,1
-1,000	42,38	699,10	137,3	790,7	352,9	431,5	667,2	734,0
-2,000	42,38	865,89	297,1	979,3	501,0	612,6	917,7	1009,6
-2,000	42,38	865,89	297,1	979,3	501,0	612,6	917,7	1009,6
-2,000	45,81	935,57	297,1	1058,1	529,3	647,2	974,4	1071,9
-3,000	45,81	1034,20	469,8	1169,6	656,2	802,4	1178,7	1296,8
-3,000	45,81	1034,20	469,8	1169,6	656,2	802,4	1178,7	1296,8
-3,000	45,66	1061,00	469,8	1200,0	667,1	815,7	1200,6	1320,8
-4,000	45,66	1215,90	641,9	1375,2	816,6	998,5	1450,3	1595,5
-4,000	45,66	1215,90	641,9	1375,2	816,6	998,5	1450,3	1595,5
-4,000	47,03	1270,50	641,9	1436,9	838,7	1025,6	1494,6	1644,3
-5,000	47,03	1924,50	819,2	2176,5	1193,4	1459,3	2153,9	2369,6
-5,000	47,03	1924,50	819,2	2176,5	1193,4	1459,3	2153,9	2369,6
-5,000	49,30	2163,80	819,2	2447,2	1290,6	1578,1	2348,5	2583,7
-6,000	49,30	3354,50	1005,1	3793,9	1867,5	2283,6	3450,4	3795,9
-6,000	49,30	3354,50	1005,1	3793,9	1867,5	2283,6	3450,4	3795,9
-6,000	59,64	3926,30	1005,1	4440,6	2099,7	2567,5	3915,4	4307,5
-7,000	59,64	4447,30	1229,9	5029,8	2424,3	2964,5	4500,7	4951,4
-7,000	59,64	4447,30	1229,9	5029,8	2424,3	2964,5	4500,7	4951,4
-7,000	57,98	4587,40	1229,9	5188,2	2481,2	3034,0	4614,6	5076,7
-8,000	57,98	4522,20	1448,5	5114,5	2564,7	3136,1	4718,8	5191,3
-8,000	57,98	4522,20	1448,5	5114,5	2564,7	3136,1	4718,8	5191,3
-8,000	57,93	4458,40	1448,5	5042,3	2538,8	3104,4	4666,9	5134,2
-9,000	57,93	4344,30	1666,9	4913,3	2602,3	3182,1	4731,1	5204,9
-9,000	57,93	4344,30	1666,9	4913,3	2602,3	3182,1	4731,1	5204,9
-9,000	56,21	4240,20	1666,9	4795,5	2560,0	3130,4	4646,5	5111,7
-10,000	56,21	4250,30	1878,8	4807,0	2670,7	3265,7	4807,1	5288,4
-10,000	56,21	4250,30	1878,8	4807,0	2670,7	3265,7	4807,1	5288,4
-10,000	55,53	4204,60	1878,8	4755,3	**2652,2**	3243,0	4769,9	5247,6
-11,000	55,53	4687,70	2088,1	5301,7	2953,6	3611,6	5313,3	5845,3
-11,000	55,53	4687,70	2088,1	5301,7	2953,6	3611,6	5313,3	5845,3
-11,000	57,79	4870,00	2088,1	5507,9	3027,7	3702,2	5461,5	6008,4
-12,000	57,79	5642,80	2306,0	6381,8	3451,0	4219,8	6246,5	6872,1
-12,000	57,79	5642,80	2306,0	6381,8	3451,0	4219,8	6246,5	6872,1
-12,000	62,62	5960,00	2306,0	6740,7	3579,8	4377,3	6504,5	7155,9
-13,000	62,62	6288,80	2542,1	7112,4	3832,0	4685,7	6941,6	7636,7
-13,000	62,62	6288,80	2542,1	7112,4	3832,0	4685,7	6941,6	7636,7
-13,000	62,77	6384,90	2542,1	7221,1	3871,0	4733,4	7019,7	7722,7
-14,000	62,77	6085,10	2778,7	6882,0	3868,3	4730,1	6946,1	7641,6
-14,000	62,77	6085,10	2778,7	6882,0	3868,3	4730,1	6946,1	7641,6
-14,000	60,58	5938,40	2778,7	6716,2	3808,8	4657,3	6826,8	7510,4

Figure 2.Sondage pressiométrique

II Répartition TRANSVERSAL (GUYON MASSONNET)







III

MODELISATION SUR ROBOT ANALYSIS

- **La modélisation des poutres et les appuis**

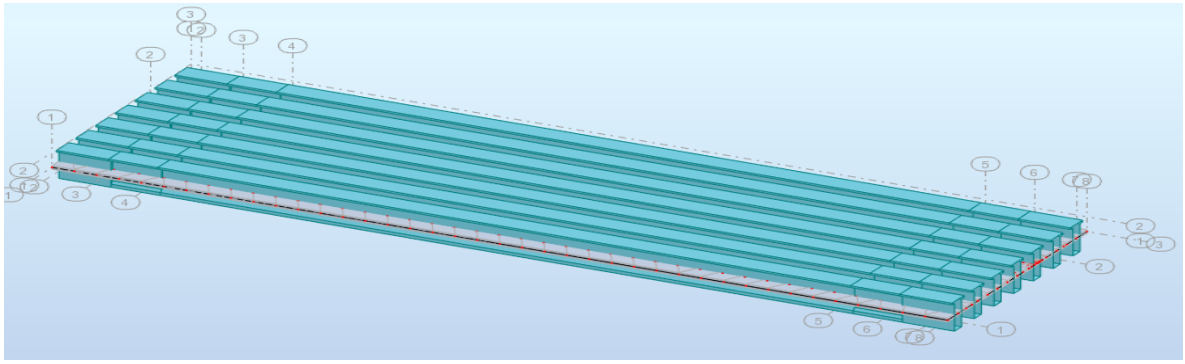


Figure 3.Modélisations des poutres et les appuis

- Définir les charges permanente CP+CCP

	Cas	Type de charge	Liste											
	1:G	poids propre	1A35 37	Structure enti	-Z	Coef=1,00	MEMO:							
	2:GTROTT	(EF) surfacique 3p (conto	37	PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-0,50	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0
	2:GTROTT	(EF) surfacique 3p (conto	37	PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-0,50	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0
	3:Grev	(EF) surfacique 3p (conto	37	PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-0,18	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0
	4:Gcorn	(EF) linéaire sur les bords	37_BORD(2 4	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,47	MX=0,0	MY=0,0	MZ=0,0	GA=0,0	global	MEMO:		
	5:Ggard	(EF) linéaire sur les bords	37_BORD(2 4	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,10	MX=0,0	MY=0,0	MZ=0,0	GA=0,0	global	MEMO:		

- Définir les différents surcharges (A(L) , Bc , Mc120 , D240) :

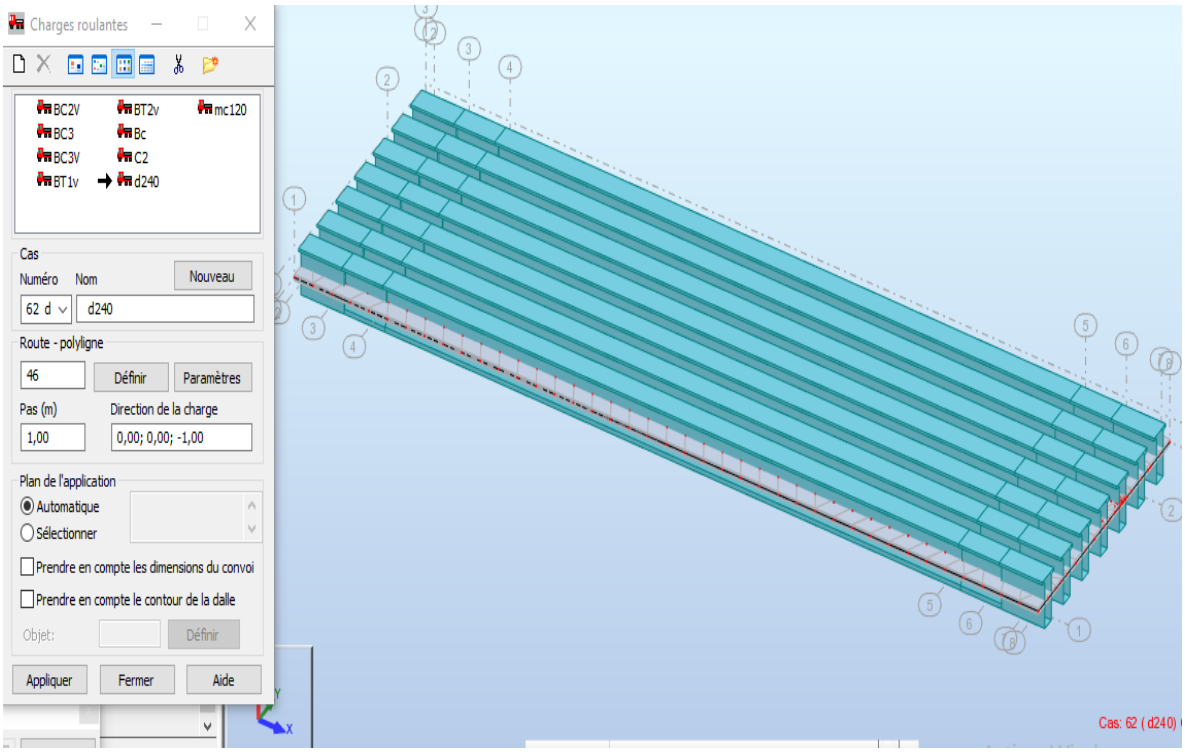


Figure 4.Définir les surcharges

- Combinaison et pondération des charges et surcharge.

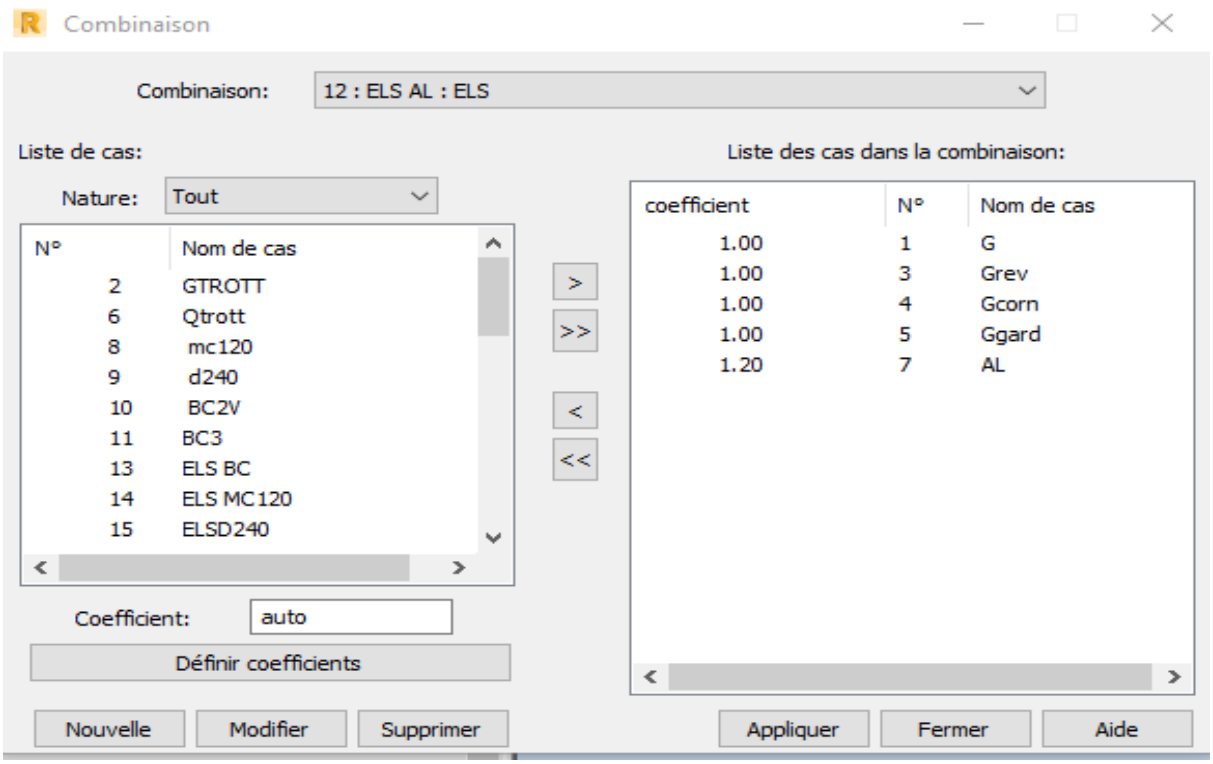


Figure 5.Combinaison des charges et surcharges

- Lancement du calcul.
- Analyse des résultats

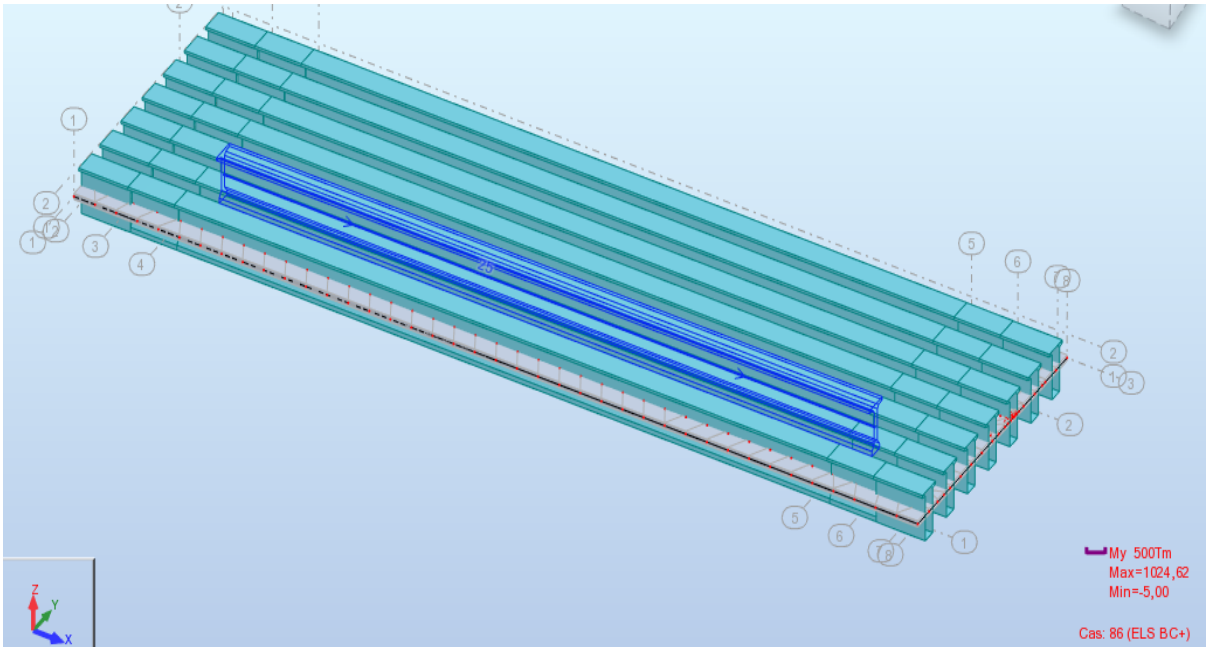


Figure 6:Diagramme moment fléchissant max à l'ELS

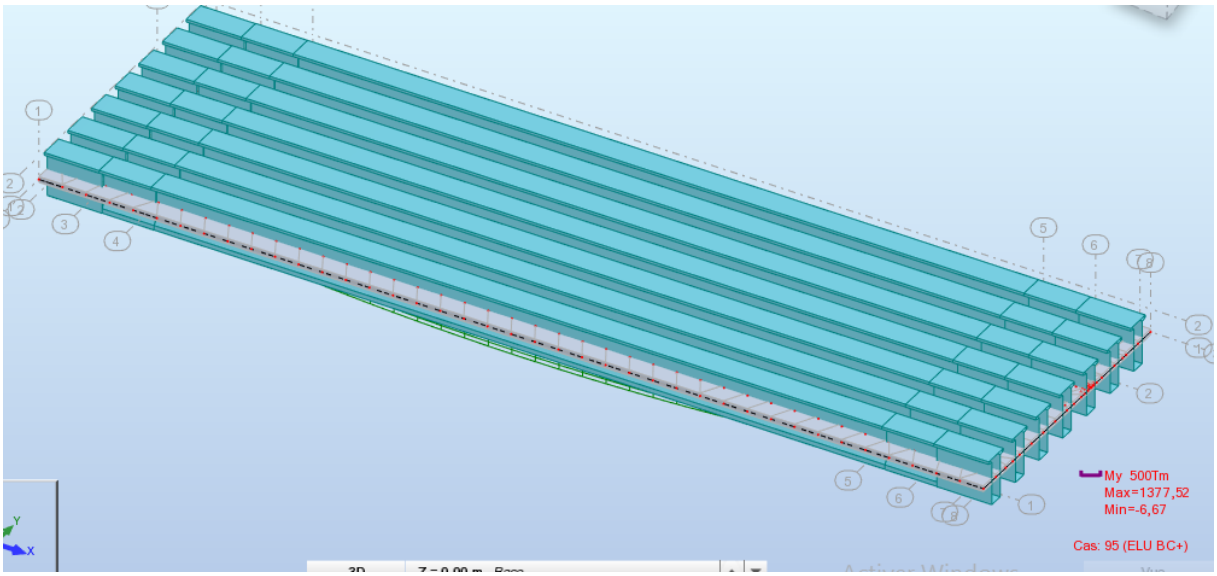


Figure 7:Diagramme moment fléchissant max à l'ELU

IVFERRAILLAGE

FERRALLAIGE DES FUTS

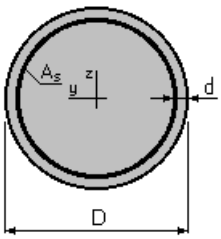
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 150,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELA	10345,59	4624,08	9039,20

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 270,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 35,3 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 883,6 (cm2)
théorique ρ = 1,53 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 10345,59 (kN) M_y = 4624,08 (kN*m) M_z = 9039,20 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 69,2 (cm)
Bras de levier: Z = 112,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 3,82 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

FERRALLAIGE DES PIEUX

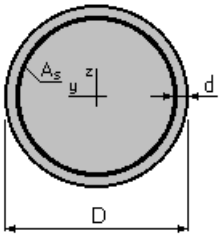
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

* Fissuration non préjudiciable
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	4660,00	3065,17	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 64,9 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 0,57 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 4660,00 (kN) M_y = 3065,17 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 44,9 (cm)
Bras de levier: Z = 93,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 5,45 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

FERRALLAIGE MUR GARDE Grève

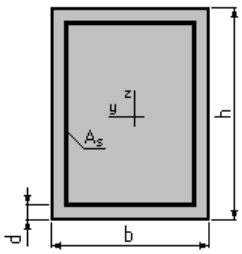
Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

* Fissuration préjudiciable
  * Prise en compte de l'élancement
  * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
  * Charges appliquées après 90 jours
  * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	215,50
Etat **L**imite de **S**ervice	160,07
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 3000,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 2744,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 225000,0	(cm4)	Inertie	I_z = 2500000,0	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 8,7	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	(cm)
Elancement	λ_y = 34,6		Elancement	λ_z = 10,4	
	α = 0,71		N_u (béton seul)	= 3900,60	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,5 (MPa)
0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Acier:

Section théorique	A_s = 10,4 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 10,4 (cm2)
Section maximum	$A_{s\ max}$ = 150,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,52 (%)
minimum	ρ_{min} = 0,35 (%)
maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)