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

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V05 DU PK 15+526.950 AU PK 15+866.750 SUR LE CONTOURNEMENT DE LA VILLE DE CHERCHELL, W.TIPAZA

Présenté par :

RAHMANI SAMI
MENADI ABDERAOUF

Encadré par :

Mr .BELKACEM RADJAI
Mme. MESSOUDI AKILA

Promotion 2020 /2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Nous voudrons dans un premier temps exprimer ici, toute notre gratitude et notre reconnaissances à toute l'équipe pédagogique qui nous a accompagnés durant notre formation.

Nous tenpons à exprimer ici notre reconnaissance et nos vifs remerciements à nos Encadreurs :

Mr.Benjilali Rafik , Mme Messoudi Akila pour nous avoir encadrés et pour leurs précieuses collaborations

Nous Remercions cette école qui a été pour nous, une source intarissable du savoir et de la connaissance, pour la qualité de la formation prodiguée, pour ce cursus exceptionnel que nous avons suivi et pendant lequel nous avons beaucoup appris.

Des remerciements particuliers pour Mesdames et Messieurs les membres du jury pour l'attention qu'ils ont bien voulu accorder à cette présentation, pour leur patience et pour leur compréhension.

Merci pour tous, Merci pour tout

Dédicace

A mes chers parents,

Pour leurs sacrifices, leur disponibilité et leur soutien tout au long de mon parcours universitaire

A mes frères :

Iskander et Rami

Pour leur appui et leur encouragement,

À mes meilleurs amis :

Imad, Zinou, Ayoub, Imam, Mohamed, Chamseddine, Mondher et Abderraouf et Nedjmedinne

À l'ensemble des étudiants de ma promotion.

À tout le corps administratif de l'école qui m'a soutenu :

Mme Amina, Mme Akila, Mme Nawel, Mme Sabrina, Mme Abla, Mme Djalila, ,Mostefa

Sans oublier tous les enseignants de mon école qui ont grandement contribué à ma formation.

Ce modeste travail, ce mémoire de fin d'études, accomplissement d'un cursus qui a duré cinq années d'efforts, de labeur, de persévérance, leur est dédié.

.

Sami Rahmani

إهداء

في الأول الحمد لله والشكر له على توفيقه لنا.

الى من تعهداني بالتربية في الصغر وكانا نبراسا يضيء فكري بالنصح والتوجيه في الكبر أُمي وأبي حفظهما الله.

الى أُختي بشرى وأخي محمد والى كل أفراد عائلة منادي ومداوري.

الى كل من شملوني بالعطف وأمدوني بالعون وحفزوني للتقدم إخوتي وأخواتي رعاهم الله.

الى كل أفراد المدرسة العليا للأشغال العمومية وكل من علمني منذ الصغر

الى أصدقائي يوسف عبد الحميد أدم داود أُسامة مصطفى فتحي بلال فهيم حسان محمد ..... وتطول القائمة

إلى كل من كان عائقا لنا. ورفض مساعدتنا وخان عهده ووعده لنا

وفي الأخير السلام عليكم ورحمة الله وبركاته

منادي عبد الرؤوف

ملخص

في إطار مشروع نهاية الدراسة، تم إنجاز هذه المذكرة التي توجز تصميم ودراسة منشاة فنية الممثلة في جسر متعدد العارضات متماثلة من الخرسانة مسبقة االجهاد ابتداء من النقطة الكيلو مترية 15+526.95 الى غاية 15+866.75 ذات طول 328م على الطريق الجانبي لمدينة شرشال، ولاية تيبازة

, بدأنا هذا العمل بمقدمة عامة ,تقديم المشروع. عرجنا بعدها إلى التصميم وإعطاء الأبعاد المبدئية. حيث قمنا بإعطاء ثلاث اقتراحات ممكنة ثم اخترنا الاقتراح الأكثر ملائمة (جسر ذات روافد من الخرسانة المجهدة مسبقا), بنا ء على تحليل متعدد المعايير. ثم انتقلنا إلى دراسة مفصلة للاقتراح المحدد وهي: خصائص المواد المستعملة في الحساب وتقييم الحمولات و الحمولات الزائدة المطبقة على الجسر -دراسة الخرسانة مسبقة الإجهاد - دراسة العناصر الأخرى لسطح الجسر - تصميم و دراسة البنية التحتية :الركائز و .الدعامات, أخيرا خاتمة عامة .للتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج روبوت 2015من اجل دراسة هذا المشروع

الكلمات المفتاحية: جسر، رافده، خرسانة، الخرسانة مسبقة االجهاد، عمود، دعامة، كابالت

Résumé:

Dans le cadre du projet de fin d'étude s'inscrit ce présent mémoire qui synthétise la conception et etude d'un pont en beton precontraint du PK 15+526.95 au PK 15+866.75 Avec une Longeur de 328m sur le contournement de la ville de Cherchell, w.Tipaza

Nous avons commencé ce travail par une introduction générale , une presentation du projet. Ensuite, nous sommes revenus sur La conception et avons donné un pré-dimensionment des elements. Nous avons proposé trois Variantes possibles puis nous avons choisi la plus appropriée (un pont à poutres en béton précontraint), sur la base d'une analyse multicritères. Puis nous sommes passés à une étude détaillée de la proposition spécifique: Caractéristiques des matériaux utilisés dans le calcul et l'évaluation des charges utiles et des surcharges appliquées à l'ouvrage - Etude du béton précontraint - Etude des autres éléments de du pont - Conception et étude des infrastructures: Pile et Culée, enfin une conclusion générale. ce Travail est fait a l'aide du programme de robot Autodesk 2015 pour étudier ce projet.

Mots clé : Pont, Poutre, Béton, Précontraint post-tension, Pile, culée, câble.

Abstract

As part of the end-of-study project, this Work which summarizes the design and study of a prestressed concrete bridge from PK 15 + 526.95 to PK 15 + 866.75 With a Length of 328m on the bypass of the city of Cherchell, Tipaza

We started this work with a general introduction, a bibliographic research, a presentation of the project. Then, we went back to The design and gave a pre-sizing of the elements. We proposed three possible variants and then we chose the most appropriate (a prestressed concrete girder bridge), on the basis of a multicriteria analysis. Then we moved on to a detailed study of the specific proposal: Characteristics of the materials used in the calculation and evaluation of the payloads and overloads applied to the structure - Study of the prestressed concrete - Study of the other elements of the bridge - Design and study of infrastructures: pillars and supports, finally a general conclusion. This Work is done using the Autodesk 2015 robot program to study this project.

Key Words: Bridge, Beam, Concrete, Post-tensioned prestressing, Pile, abutment, cable.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: DIFFERENTES PARTIES D'UN PONT…….. 2

Figure I.2 : PONT A POUTRES (DOC. SETRA) 3

Figure.I 3 : REPRESENTATION SCHEMATIQUE D'UN ARC A TABLIER SUPERIEUR. 4

Figure I.4 : ÉLEVATION SCHEMATIQUE D'UN PONT SUSPENDU 5

Figure I.5 : SCHEMA DE PRINCIPE D'UN PONT A HAUBANS 5

Figure I.6 : REALISATION DES PONTS CAISSON 6

Figure II.1:Schéma du projet du contournement de Cherchel 7

Figure II.2 :Tracé en Plan du projet 8

Figure.II 3 :Profil en long du projet 8

Figure II.4 : Profil en travers 9

Figure II.5 Carte de zonage sismique nationale 10

Figure.III 1: Courbe Contrainte-Déformattion de l'Acier 17

Figure IV.1 : Morphologie générale d'un d'un pont à poutre 19

Figure IV.2 : la coupe longitudinale de la Variante 1 VIPP 20

Figure IV .3 : Differentes Sections De La Poutre 21

Figure IV.4 : Coupe Transversale Sur Pile De la Variante (1) 22

Figure. IV.5 Profile en long de la variante bi poutre 25

Figure.IV.6 : model du tablier pour pré-dimensionnement variante (2) 26

Figure.IV.7 :Model de la poutre pour Pré pré-dimensionnement variante (2) 27

Figure.IV.8 : Différentes Sections De La poutre De la Variante (2) 28

Figure. IV.9:Technique de construction Variante (3)..... 30

Figure IV.10 : Répartition des travées de la variante (3)..... 31

Figure IV.11 :Coupe Longitudinale De La Variante (3) 32

Figure IV .12 : Prédimensionnement du voussoir VSP et VC ..... …….. 33

Figure IV.13: coupe transversale du vousssoir « VC et VSP »……..... 38

Figure V 1.Largeur chargeable selon RCPR…… 42

Figure V.2 : Schéma de la variation de sections…… 44

Figure V 3 : système de chargement Bc……48

Figure V 4 : système de chargement Bt…….49

Figure V.5 : Système Br…… 50

Figure V.6 : Système Mc120…… 51

Figure V .7 : Système D240…… 52

Figure VI.2 : Paramètre des forces du modèle……62

Figure VI .3 :Paramètre des matériaux du modèle…….62

Figure VI.4 :paramétré des normes du modelé……..63

Figure VI .5 : Modélisation de la poutre type 40m……63

Figure VI .6 : Modélisation des appuis……. 64

Figure VI.7 : modélisation de l'entretoise…… 64

Figure V.8. Vue 3D…….. 65

Figure V.8.1 Coupe longitudinale…… 65

Figure V.8.2 Coupe Transversale du modele Finale…… 66

Figure VI .9 : Moment max à l'E.L.U obtenu par robot 2015…… 69

Figure VI.9.1 : Moment max à l'E.L.S obtenu par robot 2015…… 69

Figure VI.9.2 : Effort Tranchant max à l'E.L.U obtenu par robot 2015…… 70

Figure VI.9.3 : Effort Tranchant max à l'E.L.S obtenu par robot 2015…….70

Figure.VII.1.principe de la précontrainte……72

Figure.VII .2.1 :La Précontrainte par post-tension…….73

Fgure.VII.2.2 :La Précontrainte par pré-tension……74

Figure.VII .3 : Schéma de la section About seule 77

Figure.VII .4 : Schéma de la section About Avec Hourdis 78

Figure.VII .5 : Schéma de la section Médiane seule 79

Figure.VII .6 : Schéma de la section Médiane Avec Hourdis 80

Figure.VII .7 :Classe de vérification des contraintes…….. 84

Figure.VII.8 Disposition des câbles à l'about…….87

F igure.VII .9 Disposition des câbles à mi-travée ……88

Figure.VII .10 Schématisation des câbles de précontraintes…… 91

Figure.VII.11 Zone de concentration des contraintes…… 106

Figure VIII.1 : Schéma de ferraillage de l'hourdi…… 113

Figure IX.1 : Equipements du pont..... 118

Figure IX .2 : appareil d'appui en élastomère fretté..... 119

Figure IX .3 : Définition géométrique d'un appareil d'appui..... 120

Figure IX.4 : Joint du type Wd110..... 127

Figure IX.5 : Système d'évacuation des eaux. 128

Figure IX.6 : Dimension de la corniche préfabriquée 129

Figure IX.7 : Garde-Corps en métal BN4 129

Figure IX .8 : Glissières de sécurité …… 130

Figure X.1. Séisme longitudinal..... 135

Figure X.2 Spectre de réponse élastique -composante horizontale 137

Figure X.3. Séisme transversal..... 139

Figure XI.1 :Modélisation du Chevêtre..... 145

Figure XI.2 :Abaque De Walther 148

Figure XI.3 :Abaque De Walther 155

Figure XI.4 : vue en 3D des différentes composantes d'une culée remblayée……156
Figure XI.5 : impact de la charge Bc localisé derrière le mur GG 159
Figure XI.6 : Schéma statique de la dalle de transition. 160

LISTE DES TABLEAUX :

TABLEAU III.1 : CONTRAINTE ADMISSIBLE DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES 17

Tableau.IV.1 : dimension des poutres avec les formules de calcul de la variante (2) 27

Tableau.IV.2 : dimension des poutres sur appui et a mi-travée de la variante (2) 28

Tableau IV 3 : le Predimensionnement d' un voussoir a Hauteur variable..... 36

TABLEAU IV.4 : ANALYSE DES VARIANTES. 40

Tableau V.1 : la classe du pont fonction de la largeur roulable ..... … 43

Tableau V.2 : Coefficients a_1…… 46

Tableau V.3 : Valeur de Vo pour le coefficient a_2…….. 46

Tableau V.4 : valeur de bc…… 48

Tableau V.5 : Coefficient de majoration (Bc)…… 49

Tableau V.6: valeurs de bt… …… 49

Tableau V.7 : Valeurs de coef de majoration Bt……. 50

Tableau V.8 : Tableau de la charge MC120 51

Tableau V.9 : Tableau de la force de freinage pour A(l)…… 53

Tableau V.10 : Les coefficients multiplicateurs des actions……. 54

Tableau V.11 : Effort Tranchant et Moment du convoi A(l)…… 55

Tableau VI.1.Définition des charges et surcharges 67

Tableau VI.2.résultats de calcul fait par robot 2015..... 67

Tableau VI.3.Combinaisons de charge..... 68

Tableau .VII 1. Les caractéristiques géométriques de la section About seule 77
Tableau VII.2. Les caractéristiques géométriques de la section About Avec hourdis 78
Tableau VII.3. Les caractéristiques géométriques de la section Médiane seule 79
Tableau VII.4. Les caractéristiques géométriques de la section Médiane Avec hourdis 80
Tableau .VII.5.Vérification des contraintes 86
Tableau VII.6. Caractéristiques géométriques du câble N°01 sur différents points..... 89
Tableau VII.7. Caractéristiques géométriques du câble N°02 sur différents points..... 90
Tableau VII .8. Caractéristiques géométriques du câble N°03 sur différents points..... 90
Tableau VII.9. Caractéristiques géométriques du câble N°04 sur différents points..... 91
Tableau VII.10. Caractéristiques géométriques du câble Nmoyen sur différents points 91
Tableau VI.10. Pertes par frottement en différentes sections..... 95
Tableau VII.11. Pertes de tension par recul d'ancrage..... 96
Tableau VII .11. Perte par déformation instantané du béton..... 97
Tableau VII.12. Pertes dues au retrait 98
Tableau VII.13. Pertes dues au fluage..... 98
Tableau VII.14. Pertes dues à la relaxation..... 99
Tableau VII.15. Récapitulation des pertes totales 99
Tableau VII.16. Justification vis à vis des contraintes normales (4ème phase)..... 100

Tableau VIII.1 :Les moments suivant (xx)..... 109
Tableau .VIII 2 : Les moments suivant (yy)..... 110
Tableau VIII .3 : Récapitulatif des moments..... 110
Tableau VIII.4:Dimensionnement des armatures longitudinales à L'ELS..... 111
Tableau VII.5 :Choix des armatures longitudinales 111
Tableau VII..5 : Dimensionnement des armatures transversales à L'ELS 112
Tableau VII..6 : Choix des armatures Transversale 112

Tableau VIII.7 :Vérification de non poinçonnement..... 114

Tableau VIII .8 :Dimensionnement des armatures longitudinales à L'ELS..... 115

Tableau VIII.9. Choix des armatures 115

Tableau IX.1. Modèles des joints Wd …… 126

Tableau X.1. Raideurs longitudinales des voiles..... 134

Tableau X.2. Répartition des efforts sismiques sur les appuis 137

Tableau X.3.Evaluation de la force sismique transversale..... 141

Tableau X.4. Effort Sismique Dans Chaque Direction…….. 142

Tableau XI.1.les réactions. 144

Tableau XI.2.réaction dues aux combinaisons 144

Tableau XI.3. Efforts totaux..... 147

Tableau XI.4. Combinaisons d'actions. 147

Tableau XI.5. Les dimensions des éléments de la culée. 157

Tableau XI.6. Calcul du coefficient de poussée K_{ad}..... 158

Tableau XI.7. Valeurs Approximative de l'intégrale 159

Tableau XI.8 : Combinaisons des moments pour la dalle de transition. 160

Sommaire:

INTRODUCTION GENERALE..... 1

CHAPITRE I : Généralités sur les Ouvrages d'art

I.1.INTRODUCTION 2
I.2.DEFINTION GENRALE SUR LES PONTS 2
I.3.LES DIFFERENTES PARTIES D'UN PONT 2
I.4.PRESENTATION DES DIFFERENTES CLASSES DES PONTS 3
I.4 .1.Les ponts à poutres 3
I.4.2.Les ponts en arc 4
I.4.3.Les ponts à câble 4
I.4.3.1.Les ponts suspendus 4
I.4.3.2.Les ponts haubans 5
I.4.4.Les ponts caisson 6

CHAPITRE II: Présentation du Projet

II.1.INTRODUCTION : 7
II.2.Opportunité du projet : 7
II.3.Présentation de l'ouvrage : 8
II.3.1.Tracé en plan : 8
II.3.2.Profil en long : 8
II.3.3.Profil en travers : 9
II.4.Données géotechnique : 10
II.5.Données sismologiques : 10
II.6.Données climatiques : 11
II.6.1. La température : 11
II.6.2. Le vent : 11

CHAPITRE III : Hypothèse De Calcul

III.1.INTRODUCTION *:* 12
III.2.HYPOTHÉSE FONDAMENTALE : 12
III.3. Les Règlements : 12
III.4.Béton : 12
III.5.Les aciers : 15
5.1. Aciers actifs 15
5.2. Aciers passifs : 16
III.6 Contrainte limite : 16
III.7.CONCLUSION : 17

Chapitre IV: Conception Générale De L'Ouvrage:

IV.1.INTRODUCTION : 18
IV.2.CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE : 18
IV.3.CRITERE DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE : 18
IV.4.Conception du tablier : 19
IV.4.1 Proposition des variantes : 20
IV.4.2.Variante n°1 : pont a poutres précontraintes préfabriquées par post-tension : 19
IV.4.2.1.Présentation générale de la variante : 19
IV.4.2.2. Pré dimensionnement de la poutre VIPP : (guide de conception SETRA pont à poutre préfabriquées précontrainte par post-tension VIPP) : 20
IV.4.3.Variante n°2 : conception de l'Ouvrage mixte en bipoutres métallique : 24
IV.4.3.1 Introduction : 24
IV.4.3.2.Principe de construction des ponts mixtes bi-poutres ; 24
IV.4.3.3.Conception longitudinale : 25
IV.4.4.Variante 3 : conception d'un Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive : 30
IV.4.4.1.Généralités : 31
IV.4.4.2.Schéma statique longitudinal 31
IV.4.4.3Élancement et forme de l'intrados 32

IV.4.4.4 :Conception de la section transversale 32
IV.5.Analyse Multicritère : 40
IV.6.CONCLUSION : 41

Chapitre V: Calcul des Charges et Surcharges:

V.1.INTRODUCTION 42
V.2.LES CARACTERISTIQUE DU PONT 42
V.3. EVALUATION DES CHARGES 43
V.3. 1. CALCUL DES CHARGES PERMANENTES : 43
V.3. 2. CALCUL DES CHARGES COMPLEMENTAIRES PERMANENTES 45
V.4.EVALUATION DES SURCHARGES 46
V.4.1 SYSTEME DE CHARGE A(L) 46
V.4.2 SYSTEME B : 47
V.4.2.1 CAMION BC / Article 4.5.1 RCPR 47
V.4.2.2 Système Bt : 49
V.4.2.3 Système Br 50
V.4.3 Système de charge militaire Mc120 51
V 4.4 Convoi exceptionnel D240 : 51
V.5 SURCHARGE SUR TROTTOIR (ST) : 52
V.6 Charge horizontale dues au freinage du système Bc et A(l) : 52
V.6 .1 L'effort de Freinage du système Bc : 53
V.6 .2 La Force Centrifuge 53
V.7 COMBINAISON D'ACTIONS 53
V.8 Calcul des efforts tranchants et Moment fléchissant longitudinaux 54
V 8.2 Système de charges Bc : 55
V.8.3 Système de charges Bt 56
V.8.4. La surcharge militaire Mc 120 57
V.8.5 SYSTEME D240 58
V.8.6 Surcharge sur trottoirs : 59
V.9 CONCLUSION : 59

CHAPITRE VI : Les Efforts Dans Le Tablier :

VI.1 INTRODUCTION : 60
VI.2 MODELISATION DU TABLIER : 60
VI.3 PRESENTATION DU MODELE : 61
VI.3.1 Configuration des préférences de tache : 61
VI.4. MODELISATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE : 63
VI.4.1. LES POUTRES 63
VI.4.2 LES APPUIS : 64
VI .4.3Entretoise : 64
VI.4.4 Dalle : 64
VI.5. MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES : 66
VI.5. 1Définition des charges : 66
VI.3.2 COMBINAISONS D'ACTIONS : 68
VI.4 RESULTATS : 69
VI.5 CONCLUSION :.....71

CHAPITRE VII : Etude De La Précontrainte :

VII.1.INTODUCTION :..... 72
VII.2.LE PRINCIPE DU BETON PRECONTRAINT :..... 72
VII.2.1 Précontrainte par post-tension.....73
VI .2.2Précontrainte par pré-tension :..... 73
VII 2.3 Etapes générales de réalisation :.....74
VII.3 DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL :..... 75
VII .3.1 Caractéristiques des sections :..... 76
VII.4.Détermination de l'effort de précontrainte :..... 81
VII.4.1 Vérification de la borne supérieure de la précontrainte : 83
VII.4.3Vérification des contraintes : 83
VII.5 DISPOSITION DES CABLES **:**.....87
VII.5 .1Disposition constructives des câbles :..... 87

VII.5.1 Section d'about : 87
VII.5.2 Section à mi-travée : 88
VII.5.3 Trace des câbles : 88
VII.5.4 DETERMINATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE : 92
VII.6 CALCUL DES PERTES :..... 93
VII.6.1 Perte de tension par frottement : 94
VII.6.2 Perte de tension par recul de l'ancrage : 95
VII.6.3 Perte de tension par déformation instantanée du béton : 96
VII.6.4 Pertes de tension différées : 97
VII.6.5 Perte de tension due au retrait du béton : 97
VII.6.6 Perte de tension due au fluage du béton : 98
VII.6.7 Perte de tension due à la relaxation des câbles : 98
VII.7 CALCULE JUSTIFICATIF DES SECTIONS :..... 99
VII.7.1 Justificatif de la poutre à l'ELS : 99
VII.7.1.1.Vis-à-vis des contrainte normal 100
VII.7.2 Vis-à-vis des contrainte tangentiels : 101
VII.7.3 JUSTIFICATION DES BIELLES DE BETON : 103
VII .8 FERRAILLAGE PASSIF :..... 103
VII 8 .1 Armature longitudinale de la zone tendu : 103
VII .8 .2 Armature de peau : 104
VII.8.2.1 Longidutinalment :..... 104
VII.8.2.2 Transversalement :..... 104
VII.8.3Cadre de talon : 106
VII.9 JUSTIFICATION DE LA ZONE D'ABOUT : 106
VII.9 .1 Zone de surface : 106
VII.9 .2 Zone intermédiaire comprimée : 107
VII.9 .3 Zone d'éclatement : 107
VII.10 CONCLUSION..... 108

CHAPITRE VIII. ETUDE DE LA DALLE:

VIII.1 INTRODUCTION : 109
VIII.2. CALCUL DES MOMENTS : 109
VIII.2.1 Etude longitudinale de la dalle : 109

VIII .2.2 Etude transversale de la dalle : 109
VIII.2.3 Récapitulatif des moments..... 110
VIII .3 FERRAILLAGE DE L'HOURDIS : 110
VIII.3 .1 Armature au sens longitudinale 110
VIII.3 .1 .1 Dimensionnement à l'ELS : 110
VIII.3 .1 .2 Choix des armatures 111
VII .3 .2 Armatures au sens transversale 111
VIII.4 Vérifications : 113
VIII.4 .1.Vérification des espacements : 113
VIII . 4. 2. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT 113
VIII. 5 Les Entretoises : 114
VIII. 5 .1 Le ferraillage longitudinal : 115
VIII. 5 .2 Le ferraillage Transversales : 116
VIII. 5 .2.1 Choix de diamètre des barres transversales: 116
VIII. 5.2.2 Calcul d'espacement des cadres : 117
VIII. 6 . CONCLUSION : 117

Chapitre IX: Equipements Du Pont

IX.1 INTRODUCTION : 118
IX.2.Appareils d'appuis: 118
IX.3.Les appareils d'appuis en élastomères frettés : 119
IX.4 Dimensionnement de l'appareil d'appui 119
IX.4.1 AIRE DE L'APPAREIL D'APPUI : 120
IX.4.2 HAUTEUR NETTE D'ELASTOMERE: 121
IX.4.3DIMENSIONNEMENT DES FRETTES: 121
IX.5 VERIFICATIONS DE L'APPAREIL D'APPUI 122
IX.5 .1 RESISTANCE A LA COMPRESSION : 122
IX.5.2 SECURITE AU FLAMBEMENT : 122
IX.5.3 LIMITATION DE LA DISTORSION : 123
IX.6. Les dés d'appuis : 123
IX.6.1 Ferraillages des dés d'appuis..... 123
IX.7.JOINT DE CHAUSSEE : 124
IX.7.1 CHOIX DU TYPE DE JOINT : 124

IX.7.2 Dimensionnement : 125
IX.7.3 La température : 125
IX.7.4 Le Fluage : 126
IX.7.5 Le Retrait: 126
IX.7.6 Type de joint : 126
IX.8.L'évacuation des eaux 127
IX.9.Les corniches : 129
IX.10. Dispositifs de retenue : 129
IX .10.1 Le Garde-Corps : 129
IX .10.2. Les Glissières : 130
IX.11.CONCLUSION : 130

Chapitre X: ETUDE SISMIQUE

X .1.INTRODUCTION : 131
X.2.Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique 131
X.3.ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE 131
X.3 .1.Mode totale mise en mouvement par le mode fondamental : 132
X.3 .2 Angle de biais: 133
X.3 .3 Courbe du pont 133
X.3 .4 Symétries transversales : 133
.X.3 .4 .1 Calcule du centre de masse 133
X.3 .4 .2 Calcule du centre élastique des appuis : 133
X .4 SEISME LONGITUDINAL : 135
X .4.1 Détermination de la raideur du système : 136
X .4.2 Période longitudinale du système : 136
X .4.3 SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE : 136
X .4.4 Effort longitudinale globale : 137
X .4.5 Répartition des efforts sismiques sur les appuis : 137
X .4.6. EVALUATION DES DEPLACEMENTS : 138
X.5 . SEISME TRANSVERSAL : 138
X.5.1 Evaluation de la force sismique transversale : 140
X.6 SEISME VERTICAL : 141

X.7. EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION : 142
X.8 CONCLUSION…… 142

CHAPITRE XI :Etude de l'infrastructure

XI.1.INTRODUCTION : 143
XI.2.ETUDE DE LA PILE :..... 143
XI.2.1 Les dimensions de la pile : 143
XI.2.2.1 Evaluation des efforts :..... 144
XI.2.2.3 Calcul du Ferraillage : 145
La nappe supérieure (sur appuis) :..... 145
b)Dans le Sens Longitudinale..... 146
c)Nappe Inferieur : 146
d)Sens Longitudinale :..... 146
e)Condition De non fragilité : 146
XI.3 Etude et ferraillage de la pile : 146
XI.3.1 Evaluation des efforts agissant sur la pile : 146
XI.3.2 Conclusion : 147
XI.3.3 Détermination du ferraillage de la pile :..... 147
XI.3.4Condition de non fragilité : 148
XI.3.5 Armature Transversale : 149
XI.4 Etude de la semelle de la pile : 149
XI.4.1 Caractéristiques de la semelle : 149
XI.4.2 Ferraillage de la semelle :..... 149
XI.4.3 Méthode des bielles :..... 150
XI.4.4 Méthode des consoles : 150
XI.5 Etude et ferraillage des pieux :..... 152
XI.5.1 Calcul de l'effort normal maximal revenant au pieu :..... 152
XI.5.2. Actions sur les pieux : 153
XI.5.2 Calcul de l'effort normal maximal revenant au pieu :..... 154
XI.5.4 Ferraillage des pieux : 154
XI.5.4.1 Données d'entrée de l'abaque : 154
XI.5.4.2 Définition des armatures : 154
XI.5.4.3 L'espacement : 155

X5.4.4 Armatures transversales : 155
XI.6 Etude de la culée : 155
XI.7. Pré dimensionnement de la culée : 156
XI.7.1 Efforts dus à la culée : 156
XI.7.2 Ferraillage des éléments de la culée : 158
X.7.2.1. Ferraillage du mur garde grève : 158
Ferraillage de mur garde-grève : 159
Le mur Corbeau 161
Ferraillage mur frontal 162
XI.7 CONCLUSION 162

CONCLUSION GENERALE 163

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

Dans le cadre de Notre formation d'ingénieur en Travaux Publics à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, le projet de fin d'études choisi est l'étude d'un viaduc construit en béton précontraint par post-tension le long de 328 mètres, ceprojet est inscrit dans le cadre de la réalisation du contournement de la ville de Cherchell sur 17 Km. cette ville historique connait depuis quelques années un immense embouteillage causé par l'augmentation du traffic sur la RN 11 reliant le centre à l'ouest du pays et donc, la solution de l'évitement a été fortement recommandée.

Après le recueil et la collecte des données naturelles et fonctionnelles, il a été proposé différentes variantes, le choix de la meilleure d'entre elles se fera après le prédimensionnement et l'analyse multicritères qualitative. La variante retenue, sera étudiée à partir du tablier jusqu'aux fondations. Le tablier est constitué d'un hourdis et d'éléments porteurs qui différent d'un pont à un autre. Ces elements vont être étudiés et dimensionnés, selon des règlements bien précis (BAEL, BPEL, SETRA...), pour supporter les charges permanentes et d'exploitations créant essentiellement des sollicitations en moments fléchissant et efforts tranchants, dont la modélisation de tablier se fait par un logiciel de calcul, basée sur la méthode des éléments finis, pouvant les determiner d'une manière plus exacte et plus précise.

Enfin, avec l'étude d'infrastructure, on a entrepris une étude sismique pour la détermination du ferraillage nécessaire en tenant compte des actions dynamiques (séisme) ainsi que le dimensionnement des équipements nécessaire pour le bon fonctionnement de l'ouvrage.

Pour cela, il nous a fallu 3 mois de formation, de travail et d'efforts espérant ainsi aboutir aux résultants escomptés.

I.1.INTRODUCTION :

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché à enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art dans laquelle les ponts occupent une place indispensable.

I.2.DEFINTION GENRALE SUR LES PONTS :

Un pont est un ouvrage d'art en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pontrail) etc...

I.3.LES DIFFERENTES PARTIES D'UN PONT :

Un pont se compose des parties suivantes :

- **Tablier** : c'est la partie du pont supportant la voie portée et reportant les efforts aux appuis -
- **Les Appuis** : appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles
- **Les Fondations** : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

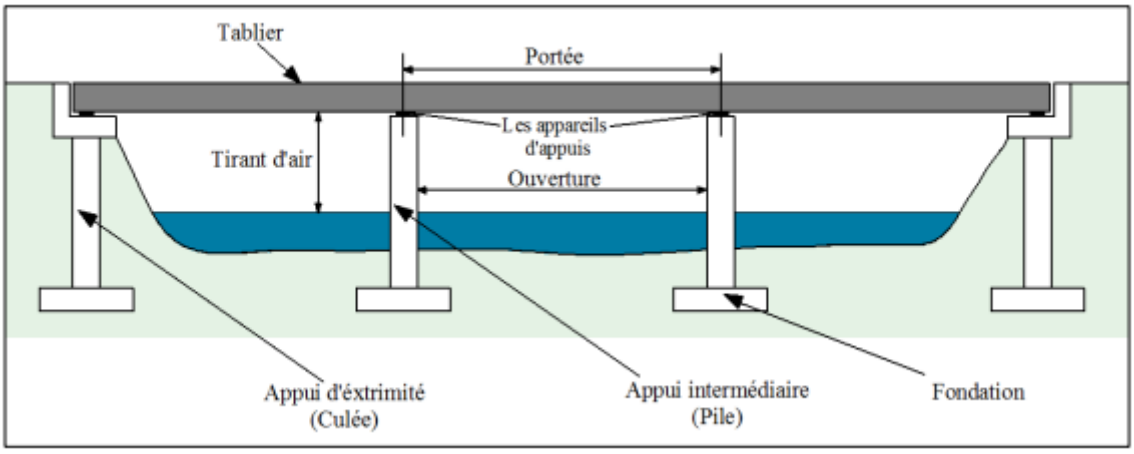


Figure I.1 : Différentes parties d'un Pont

Vocabulaire :

- La partie du pont comprise entre deux appuis successifs s'appelle **une travée**, et **la portée** c'est la distance entre les axes des appareils d'appuis d'une travée.

- **Ouverture** : Distance horizontale entre nus de pied droit ou pile.

- **Tirant d'air** : Distance entre surface de l'eau et sous face du tablier.

- **Les appareils d'appuis** : c'est un élément interposé (inséré) entre le tablier et les appuis.

➢ I.4.PRESENTATION DES DIFFERENTES CLASSES DES PONTS :

Il n'existe pas de typologie idéale. Les ponts peuvent être classés suivant différents critères: le matériau principal utilisé, le procédé de construction ou le fonctionnement mécanique. C'est ce dernier critère qui est retenu dans la présentation qui suit.

La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner cinq types de ponts fixes : les ponts à voûtes, les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts à haubans.

➢ I.4 .1.Les ponts à poutres :

Sous le terme de ponts à poutres, on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appui étant verticales ou quasi verticales. Le tablier est généralement, une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes, continues ou exceptionnellement posséder des parties en console. Cette structure linéaire est réalisée à l'aide de poutres principales, parallèles à l'axe du pont, éventuellement reliées transversalement par des pièces de pont et des entretoises.



Figure I.2 : Pont à poutres (doc. SETRA) 1

I.4.2.Les ponts en arc :

Pour ces ouvrages, dont la structure porteuse fonctionne essentiellement en compression, les réactions d'appui sont inclinées ; la composante horizontale de la réaction s'appelle la poussée. De telles structures ne sont envisageables que si elles peuvent prendre appui sur un rocher résistant. Sous cette condition, le domaine de portée des ponts en arc est très étendu (jusqu'à 500 m).

Les arcs modernes sont généralement dotés d'articulations à leur naissance. On distingue les arcs à tablier supérieur, pour lesquels le tablier est au-dessus de l'arc, les arcs à tablier intermédiaire ou inférieur lorsque le tablier est situé dans la hauteur ou au-dessous de l'arc.

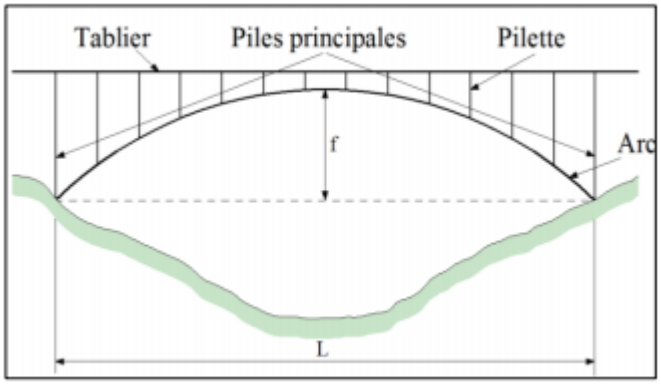


Figure I.3 : Représentation schématique d'un Arc à tablier supérieur.

I.4.3.Les ponts à câble :

Entrent dans cette catégorie tous les ouvrages pour lesquels le tablier est supporté par des câbles. Ce sont des structures plus ou moins souples, adaptées au franchissement des grandes portées. On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique diffère fondamentalement : les ponts suspendus (le record actuel de portée est voisin de 1 990 m) et les ponts à haubans (record actuel de portée : 890 m).

I.4.3.1.Les ponts suspendus :

Sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes. Ces câbles porteurs métalliques passent au sommet de pylônes et sont ancrés dans des culées de dimensions imposantes. Ces ouvrages sont le plus souvent à trois travées ; les travées latérales sont généralement des travées suspendues, quelquefois des travées indépendantes

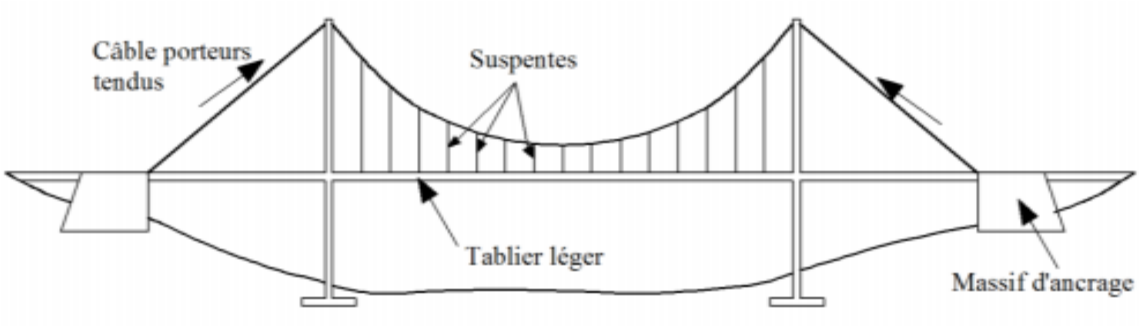


Figure I.4 : Élévation schématique d'un Suspendu

I.4.3.2.Les ponts haubans:

Sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans. Ces câbles sont placés, soit en une seule nappe dans l'axe du pont, soit en deux nappes latérales et sont disposés en harpe (haubans parallèles) ou en éventail (haubans convergents). Les réactions d'appui sont verticales et l'ouvrage fonctionne comme ceux de la catégorie des ponts à poutres soumis à la flexion composée du fait de la composante horizontale de la tension des haubans. Le domaine d'emploi des ponts à haubans tend actuellement à s'étendre en faisant reculer celui des ponts suspendus qui restent le seul type de structure encore envisage able pour les très grandes portées.

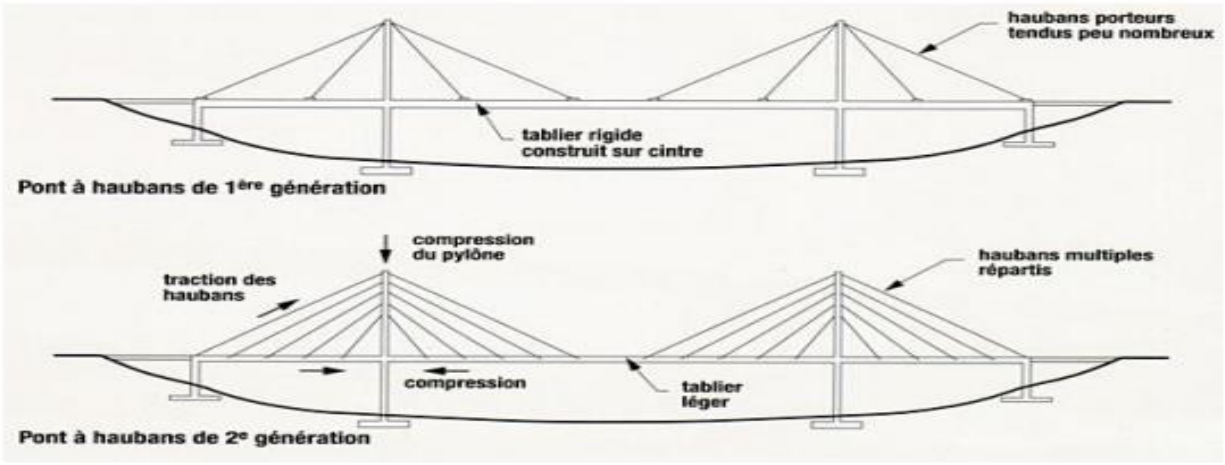


Figure I.5 : Schéma de principe d'un pont a haubans

I.4.4.Les ponts caisson

Les ponts caisson se composent d'un tablier tubulaire. La circulation se fait sur le tube et non à l'intérieur. On trouvera des caissons coulés en place, à morceaux préfabriqués (voussoirs), à inertie constante ou à inertie variable. Ils sont généralement hyperstatiques.



Figure I.6 : Réalisation des ponts caisson

CHAPITRE II:PRESENTATION DU PROJET

II.1.INTRODUCTION :

Le projet de réalisation du Contournement de la ville de Cherchell sur 17KM est le prolongement de la Voie Express Bou-Ismail – Cherchell sur 48km. Il prend origine de l'intersection de la route nationale N°11 et la voie express à l'est de la ville de Cherchell et rejoint enfin la RN11 à Sidi Ghiles. Passant un relief très compliqué, le Contournement de Cherchell est caractérisé notamment par les difficultés énormes de la mise en œuvre des travaux, à savoir un nombre important de grands déblais / remblais et des viaducs élevés dont la pile la plus haute avoisine les 82m. Ce projet contient notamment les travaux de fondation et de chaussée dont le linéaire total dépasse 20km et les travaux de viaduc sur un linéaire total de 3,2km.

Le projet a été proposé par la Société Algérienne d'Etude d'Infrastructure (S.A.E.T.I), il s'agit d'un viaduc de 328m de longueur qui se trouve entre le PK15+526.950 et le PK15+866.750 dans la wilaya de Tipaza. C'est le viaduc V5 qui est Représenté dans la figure suivante :

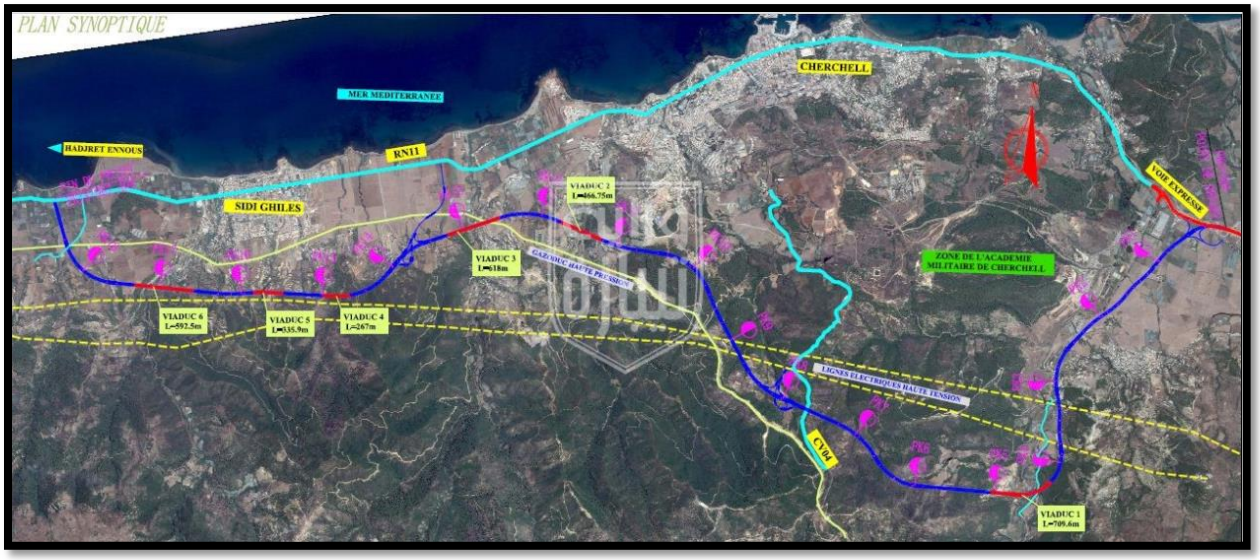


Figure II.1:Schéma du projet du contournement de Cherchel

II.2.Opportunité du projet :

1-Atténuer le trafic intense exercé sur la RN 11.

2-Eliminer la congestion actuelle au niveau de la ville de Cherchell et de Sidi Ghiles

3-Desservir la zone de l'académie militaire de Cherchell.

4-Offrir une connexion à la ville de Cherchell et son port de pêche semi industriel.

5-Offrir une continuité au projet de la voie express Bou-Ismail Cherchell.

II.3.Présentation de l'ouvrage :

II.3.1.Tracé en plan :

L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie. Ce projet présente un alignement Légèrement courbé, le tracé est indiqué sur le schéma suivant :

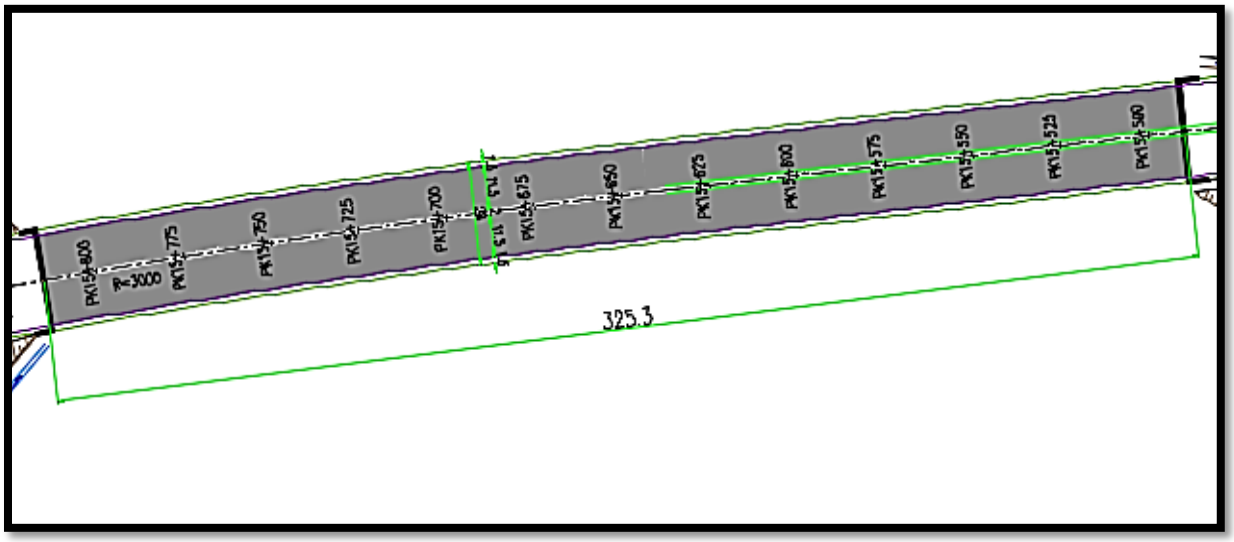


Figure II.2 :Tracé en Plan du projet

II.3.2.Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en prenant en compte de nombreux paramètres. Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de 4,7%

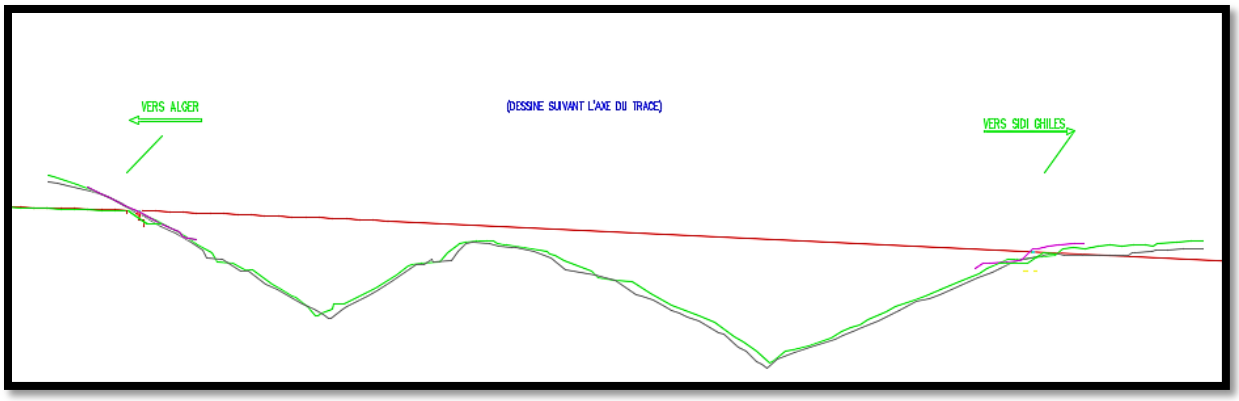


Figure . II 3 :Profil en long du projet

II.3.3.Profil en travers :

Dès l'étude d'avant-projet, il est nécessaire de connaître la largeur de la chaussée et la bande d'arrêt d'urgence. Pour la chaussée, il est important de définir la largeur des trottoirs (s'ils existent) et la largeur roulable, avant l'établissement de l'avant-projet détaillé. Ce projet contient deux chaussées unidirectionnelles à deux sens opposés.

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Largeur totale : LT=13.5 m.
- Largeur roulable : Lr = 11.50 m.
- Largeur chargeable : Lc =11m.
- Nombre de voies de circulations = 3 voies.
- La pente du versant : une pente de 2.5%.
- Deux trottoirs de 1.50m et 0.5m de largeur.

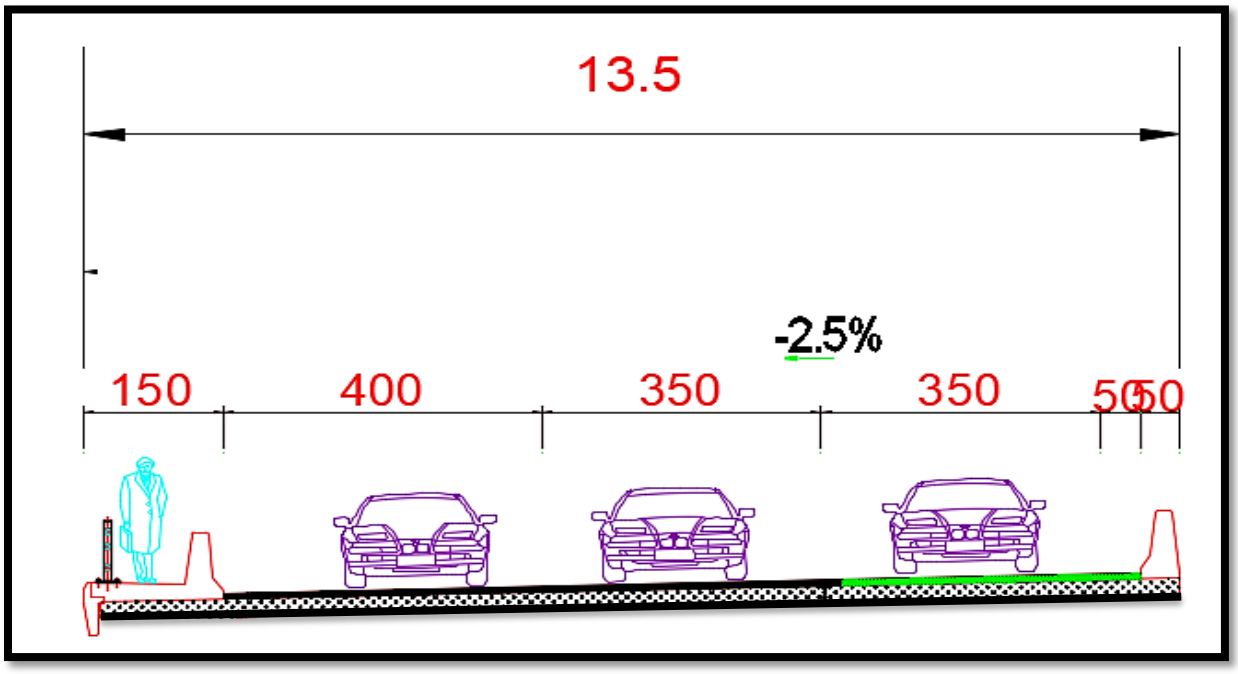


Figure II.4 : Profil en travers

II.4.Données géotechnique :

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

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation, elle doit donner également des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés tel que:

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

Pour notre cas : le rapport géotechnique a révélé que le sol de surface est d'une portance insuffisante, il s'agit d'une Argile limoneuse avec des fragments de schiste, d'où la préconisation des pieux pour l'ensemble des appuis (piles et culées).

II.5.Données sismologiques :

Classification des zones sismiques :Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable.

Zone I : faible.

Zone IIa : moyenne.

Zone IIb : élevée.

Zone III : très élevée.

La figure suivante montre la carte des zones sismiques en Algérie :

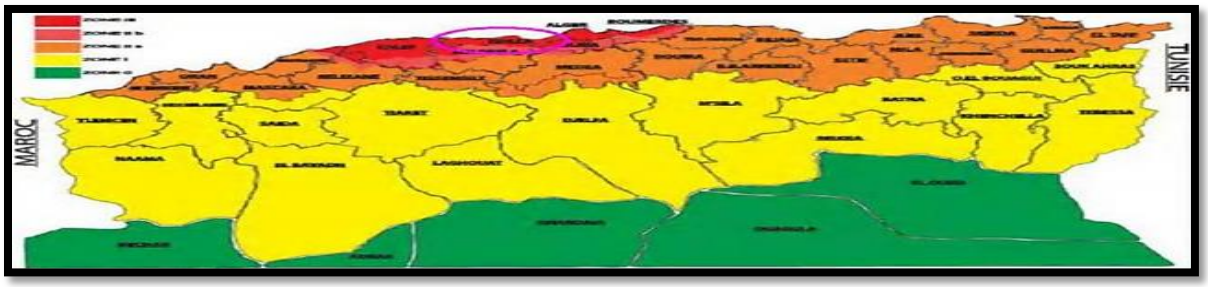


Figure II.5 Carte de zonage sismique nationale

La Wilaya de TIPAZA est classée en zone III d'après le RPOA 2008.

La classification des ponts selon leur importance et du ressort du maitre d'ouvrage qui doit la faire figurer dans le cahier de charge.

Pour notre ouvrage on va opter pour un groupe d'usage g2 (pont important : routes express). Donc un Coefficient d'accélération de zone : A=0.3 (RPOA2008).

II.6.Données climatiques :

II.6.1. La température :

Les effets de la température sont bien évidement pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui.

à défaut de justification plus précise on adopte les variations de températures suivantes : Algérie de nord +35°c et -15°c (RCPR).

II.6.2. Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le RCPR. Donc on prend une surcharge du vent répartie de :

- ✓ 1.25 KN/m²en cours de réalisation.
- ✓ 2 KN/m² pour les ouvrages on service.

CHAPITRE III : Hypothèse De Calcul

III.1.INTRODUCTION :

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant le choix de la qualité des matériaux de construction, pour cela on va définir dans ce chapitre II les caractéristiques des matériaux et, les caractéristiques les références de calculs et les hypothèses conçues en relation directe avec le calcul à venir.

III.2.HYPOTHÉSE FONDAMENTALE :

.Les section plane reste plane âpres déformation

. La lois de Hooke est valable dans le domaine élastique linéaire .

. L'équivalence acier béton se fait par le coefficient d'équivalence n = Es \Eb = 15

III.3. Les règlements :

Le calcul des structures sera effectué conformément aux :

- Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.

- Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.

- Règles R.C.P.R « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ».

- Fascicule 62 titre V pour le pré-dimensionnement des fondations.

- Règles R.P.O.A 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

- Guide SETRA (service d'étude technique des routes et autoroutes)

III.4.Béton :

Le béton est le mélange dans des proportions convenables, et de façon homogène de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

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

a *Dosage :*

Le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 kg/m CPA 325 avec un contrôle strict.

b *La densité :*

La masse volumique de béton armé γ = 2.5 t/m

c *La résistance à la compression :*

Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, et notée fc28. Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

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

f_{c28}= 35 MPa pour le béton du tablier

27MPa pour le béton d'appuis et les fondations.

Pour j jours la résistance caractéristique à la compression sera :

Pour j < 28 jours :

$$f_{C.j} = \frac{j.f_{C.28}}{4{,}76 + 0{,}83.j} \quad \text{…….. Si : } f_{c28} \leq 40Mpa$$

$$f_{C.j} = \frac{j.f_{C.28}}{1{,}4 + 0{,}95.j} \quad \text{…… Si : } f_{c28} > 40MPa$$

d.La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction.

La résistance à la traction (f_{tj}) est définie à partir de (f_{cj}).

.$f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj} = 0.6 + 0.06(35) = 2.7Mpa$ (Pour la superstructure).

.$f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj} = 0.6 + 0.06(27) = 2.2Mpa$ (Pour l'infrastructure).

NB : Cette formule est valable pour les valeur de $f_{cj} \leq 60$Mpa.

e.Contraintes admissibles de compression du béton :

A L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85\, fc28}{\theta\, \gamma b}$$

Avec :

γb = Coefficient de sécurité.

θ = Coefficient de chargement .

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

γb= 1,5 en situations durables ou transitoires.

1,15 en situations accidentelles

A L'ELS :

La contrainte de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$\sigma b =$ ***0.5fc28 en service.***

0.6fc28 en construction.

f.Module de déformation longitudinale :

Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) est donné par la formule suivantes

Eij = 11000* $\sqrt[3]{fcj}$ **(MPa).**

.Pour le béton du tablier E_{ij}=35981.72MPa.

.Pour le béton des piles et fondation E_{ij}=33000MP

g.Module de déformation différée (longue durée) : Il est donné par la formule suivante :

Evj = 3700* $\sqrt[3]{fcj}$ ***(MPa).***

.Pour le béton du tablier E_{vj}=12102.94MPa.

.Pour le béton des piles et fondation Evj=11100MPa.

h. Module de Déformation transversale : Il est donné par la formule suivante :

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

ν : Coefficient de poisson tel que :

Pour les calculs de béton précontraint on prend :

ν=0 ; Pour le calcul des sollicitations (béton fissuré E.L.U).

ν=0.2 ; Pour le calcul des déformations (béton non fissuré E.L.S).

III.5.Les aciers :

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

- **Les aciers actifs :**pour la précontrainte.
- **Les aciers passifs :** pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.

5.1. Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Elles sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Elles sont classés par catégories : fils, barres, torons.

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

.P0=min (0.8fprg ,0.9fpeg)*Ap

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone, on va utiliser des câbles 12T15 classe 1860 TBR (Très basse Relaxation)

Les caractéristiques des câbles :

.Unité de précontrainte : 12 torons.

.Section de 12T15 =1668 (mm2).

Caractères garantis :

.f_{peg} =1583 Mpa

.f_{prg} = 1770 Mpa

.f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0,1%.

.f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

. La valeur max de la tension à l'origine σ doit être :

σ0 = MIN (0.8fprg, 0.9fpeg)

.σ0 = min(1416, 1593)= 1416 Mpa

Gaine :

.Φ= 8cm.

Frottements :

.déviation parasitaire φ= 0.003 m-1.

.coefficient de frottement : f = 0,18 rad.

5.2. Aciers passifs :

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

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de nuance FeE400.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier, appelé 'Module de Young :

.Es=2.105 Mpa

III.6 Contrainte limite :

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

$$\sigma s = \frac{fe}{\gamma s}$$

Avec :

γs : Coefficient de sécurité.

γ = 1.15 combinaison fondamentale.

γ = 1 combinaison accidentelle.

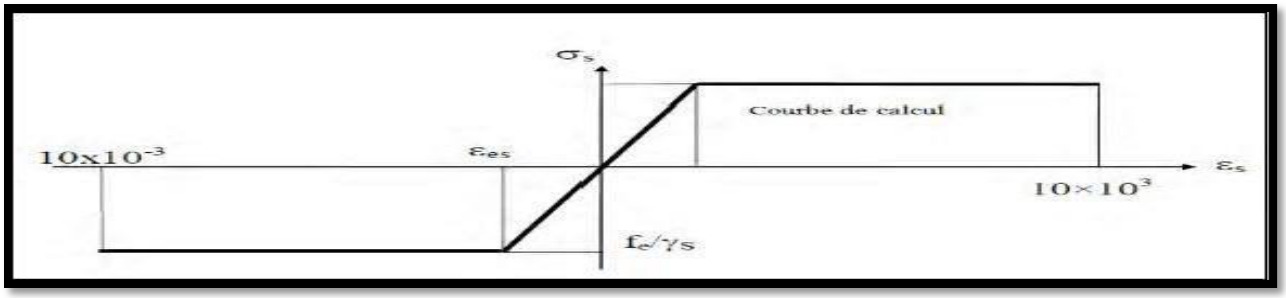


Figure.III 1: Courbe Contrainte-Déformation de l'Acier.

- **Etat limite service (ELS)**

Tableau III.1 : Contrainte admissible de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite		superstructure	infrastructure
Peu nuisible	$\sigma s = \frac{fe}{\gamma s} =$	$\gamma s = 1.15$	347.82	347.82
		$\gamma s = 1$	400	400
Préjudiciable	$\sigma s = max(\frac{1}{2} * fe; 110\sqrt{1.6 * ftj}$		207.84	188.46
Très préjudiciable	$\sigma s = max(0.4 * fe; 88\sqrt{1.6 * ftj}$		182.9	165.85

III.7.CONCLUSION :

Il est clair que la capacité des matériaux est liée au respect de la réglementation, notamment en matière de respect des normes de construction mais aussi de conditions de travail, l'environnement, qualité d'exécution.

Chapitre IV: Conception Générale De L’Ouvrage

IV.1.INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous avons procédé à la recherche d'une conception adéquate en tenant compte des critères techniques, économiques et esthétiques. Ensuite Par une analyse multicritère, une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

IV.2.CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût.

IV.3.CRITERE DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître la gamme des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les risques pendant l'exécution. Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails…...etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.
- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

IV.4.Conception du tablier :

IV.4.1 Proposition des variantes :

Afin de définir les solutions possibles pour le franchissement en question, il est important de faire le tour des différents types de ponts, à savoir :

- Les ponts en béton ;
- Les ponts métalliques ;
- Les ponts mixtes ;
- Les ponts en béton précontraint.

Chacun de ces ouvrages est justifié suivant les contraintes et sa géométrie. L'implantation d'un type d'ouvrage est justifiée suivant le rapport technico-économique.La porte dominante d'un ouvrage (c'est -à-dire la plus grande travée) est un facteur déterminant du type d'ouvrage. A présent, nous avons réduit notre champ de sélection on premier lieu, aux la proposition de trois variantes de conception pour l'ouvrage en question qui sont les suivantes :

- **1ère Variante :** Pont à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension)
- **2ème Variante :** pont mixte (béton armé plus charpente métallique);
- **3ème Variante :** pont en béton précontraint construit par encorbellement successif

IV.4.2.Variante n°1 : pont a poutres précontraintes préfabriquées par post-tension :

IV.4.2.1.Présentation générale de la variante :

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Les ponts à poutres en béton précontraintes préfabriquées par post-tension sont souvent très économiques pour des portées comprises entre 30 et 50 m. Bien entendu, cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand ; en effet, un viaduc comportant de nombreuses travées justifie des moyens de mise en place spécifiquement adaptés. Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée. Notre ouvrage a Une portée de 328m il sera divisé en 8 Travées de même longueur



Figure IV.1 : Morphologie générale d'un pont à poutre

IV.4.2.2. Pré dimensionnement de la poutre VIPP : (guide de conception SETRA pont à poutre préfabriquées précontrainte par post-tension VIPP) :

- **L'espacement entre axes des poutres (λ) :**

- Entraxe des poutres : **1.4 ≤ λ ≤ 2.5** **on prend : λ=** 2.3m

- **Epaisseur de la dalle :** Epaisseur de la dalle varie généralement entre 16 et 25 cm (d'après le guide SETRA) Dans notre cas on prend une épaisseur de 25 cm
- **élancement de poutres ht :**

.L'élancement des poutres varie entre : $\frac{l}{20} \leq H_t \leq \frac{l}{17}$

on prend L=40m ⟶ **H_t=2.25m**

- **Conception longitudinale :**

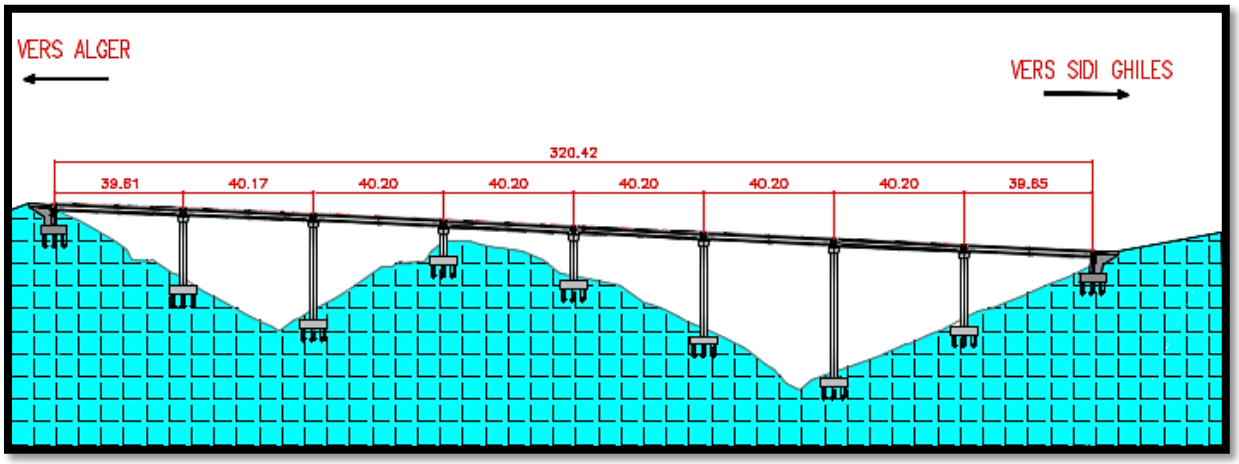


Figure IV.2 : la coupe longitudinale de la Variante 1 VIPP

- **Conception transversale :**

- **Hauteur des poutres (hp) :**

$H_p=H_t-H_h$ ⟶ **$H_p=2.25-0.25=2m$** ⟶ **$H_p=2m$**

- **Largeur de la table de compression (b):**

La largeur de table de compression des poutres est comprise 0,6h≤ b ≤0,9h

donc 1.2m≤b≤1,8m Nous avons adopté une largeur de b=1.2 m

- **Epaisseur de la table de compression** :
  L'épaisseur à I' extrémité des ailes des membrures doit être de I 'ordre de 10 à l5cm. L'épaisseur à l'extrémité e =11cm, donc il est de l'ordre des valeurs recommandées.

- **Largeur du talon (Lt) :**
  La largeur des talons dépend de l'élancement des poutres, pour l'élancement recommandé ci-après, elle varie de 60 à 90 cm. Pour notre section, avons pris Lt=60cm. Pour la valeur on prend 60cm, cette valeur peut être modifié après l'étude de la précontrainte

- **Epaisseur du talon (Et) :** **10cm ≤ Et ≤ 20cm**
  Nous avons pris Et=15 cm en travée. Pour l'inclinaison de faces supérieures du talon nous avons choisis un angle de 45° pour faciliter la tâche de bétonnage.

- **Epaisseur de l'âme** :
  L'épaisseur de l'âme est égale à 25 cm en travée, et égale à la Largeur du talon (60cm) aux abouts de la poutre, avec une variation linéaire de section on trouve qu'en zone intermédiaire l'épaisseur de l'âme est de 35 cm.

- **Goussets :**
  C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints.

À mi- travée:

$\alpha 1=12° \longrightarrow e_1=6cm$

$\alpha 2=45° \longrightarrow e_2=10cm$

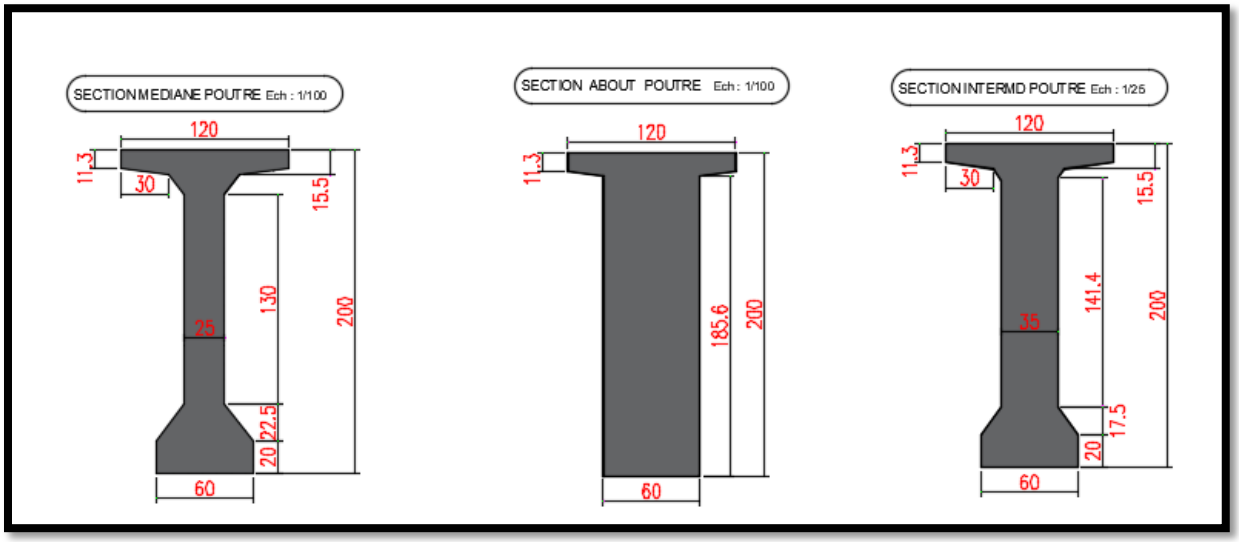


Figure IV .3 : Différentes Sections de La Poutre

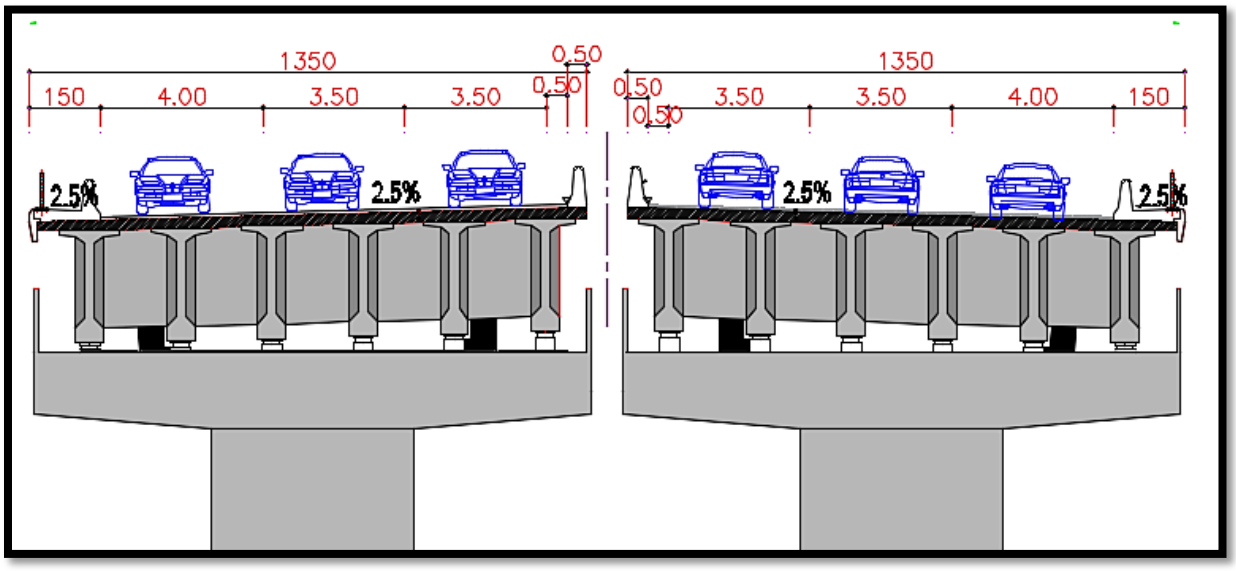


Figure. IV.4 : Coupe Transversale sur pile de la Variante (1)

IV.4.3.Variante n°2 : conception de l'Ouvrage mixte en bipoutres métallique :

IV.4.3.1 Introduction :

Un pont mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

La conception des ponts mixtes est principalement liée au nombre et à la nature des poutres métalliques. La conception transversale de ces pont est guidée par :

-Le rapport poids du tablier/coût de la charpente métallique

-Le coût de fabrication et de montage de la charpente métallique

-Les critères d'élancement : Les critères de résistance à la torsion

La structure métallique est composée de deux poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage. Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

La gamme usuelle des portée pour les ponts mixtes va 30 à 110m pour les travées continues et de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

IV.4.3.2.Principe de construction des ponts mixtes bi-poutres ;

Ce type d'ouvrage est décrit succinctement en tant qu'ouvrage courant alors que son domaine d'emploi est bien entendu beaucoup plus vaste (de 30 à 110 mètres). La poutraison métallique est constituée de deux ou plusieurs poutres maitresses réalisées à partir des poutres reconstituées soudées (PRS) ou de profilés du commerce lorsque les dimensions des poutres, et par conséquent les portées le permettent.

Cette structure porte une dalle, le plus souvent en béton armé, connectée aux poutres métalliques et réalisé en seconde phase. Cette dalle peut être coulée en place ou réalisée à l'aide de dalle ou pré dalle préfabriquée La répartition des charges entre les poutres est assurée par des entretoises, désolidarisées de la dalle de couverture, ou par des pièces de pont connectées à la dalle. En pratique, la largeur du tablier conditionne le choix du type d'entretoisement et l'espacement des pièces de pont ou entretoises. Pour les ouvrages relativement étroits (largeur inférieure à 13—14 mètres), les entretoises sont généralement utilisées avec un espacement de 7 à 8 mètres environ. La dalle repose uniquement sur les poutres.

IV.4.3.3.Conception longitudinale :

Des facteurs d'ordre naturel et d'ordre fonctionnel interviennent dans la conception générale d'un ouvrage, la longueur totale de l'ouvrage dépend du tracé en plan de la voie portée ainsi que la géométrie en plan des appuis par rapport à l'axe de l'ouvrage et la conception des culées et des abords, sous le double point de vue esthétique et économique.

Le nombre de travées est déterminé par le domaine de la portée du mode de construction envisagé, des valeurs de l'élancement correspondant au rapport optimal des portées de l'ouvrage, les contraintes de gabarit et de profil en long y compris les conditions topographique et géotechniques et enfin le bilan économique qui englobe le coût des ossatures et des appuis, et de l'esthétique

Pour un ouvrage de grande longueur franchissant une brèche naturelle sans contrainte particulière, le rapport optimal entre portée des travées de rive et portée des travées courantes Ψ appelé aussi «l'élancement optimal» est compris entre 0,6 et 0,8.

Pour notre projet, avec une brèche de 328.6 mètres, on propose un découpage en 5 travées dont la longueur des travées courantes est de 75 mètres, et la longueur des travées de rives est de 51.8 mètres Le rapport de l'élancement est calculé comme suit :

Ψ=51.8/75=0.68 => Choix optimal.

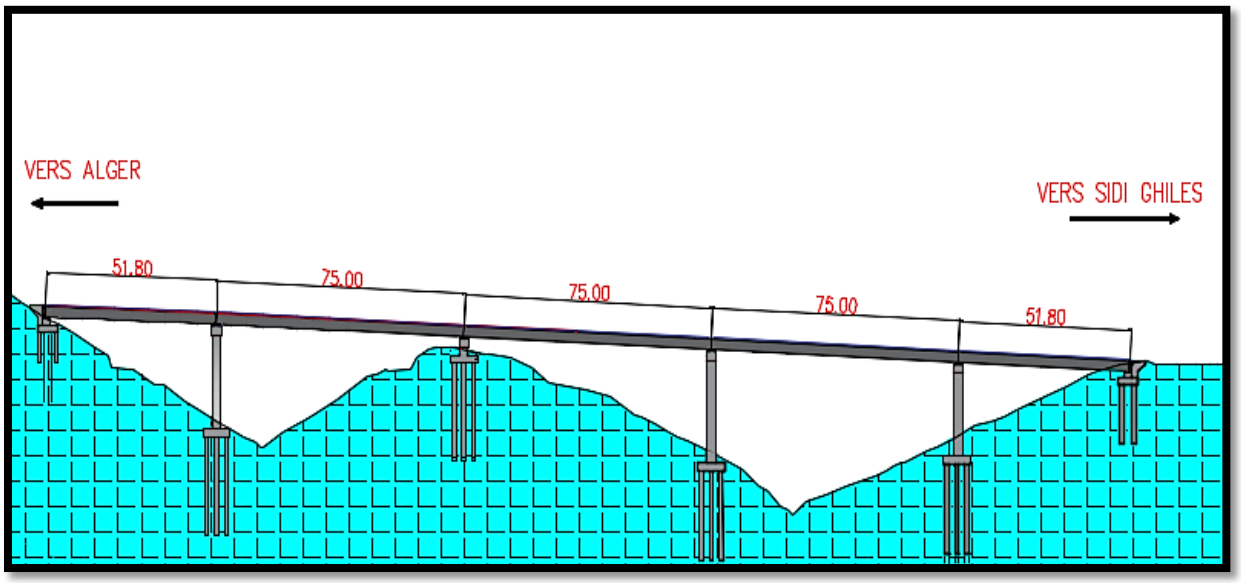


Figure. IV.5 Profile en long de la variante bi poutre

- **Conception transversale :**

Le choix du bi-poutre étant fait, il est à déterminer la nature de la liaison entre les deux poutres:

entretoise ou pièce de pont, et bien sûr la conception de la dalle. Le choix entre pièce de pont

et entretoise dépend essentiellement de la largeur totale du tablier, cependant. d'autres facteurs peuvent intervenir dans ce choix, or:

- La position des gargouilles.

- Le poids des superstructures par encorbellement.

L'utilisation des pièces de pont est fortement recommandée lors des ouvrages assez larges (de 13m à 20m environs), ce qui est le cas de notre viaduc dont la largeur est LT =13,5 m

Cette solution consiste â appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées tous les 4 mètres, ces dernières sont appelées pièces de pont. La dalle a une épaisseur constante de 25 cm environs et connectée aux pièces de pont en appliquant les mêmes règles que pour la connexion aux poutres. La figure ci-dessous montre un bi-poutre avec pièce de pont sans console.

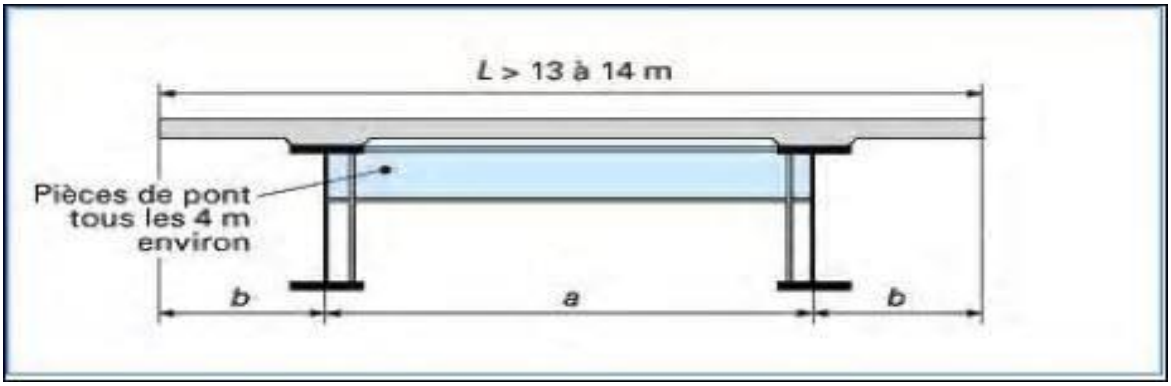


Figure IV.6 : Modèle du tablier pour pré-dimensionnement variante (2)

- **Pré-dimensionnement des poutres et des pièces de pont :**

L'objet du pré-dimensionnement est de donner des valeurs indicatives des principales dimensions des éléments de la structure, le tableau ci-dessous donne les différents paramètres en respectant la notation sur la figure montrant la coupe transversale de la bi-poutre avec pièce de pont sans console.

On définit le paramètre de calcul X comme suit :

X= $(2*lcent+1.25*lrive)/3$= 71.6 m

Tableau IV.1 : dimension des poutres avec les formules de calcul de la variante (2)

Elément	Formule de calcul	Application numérique
Hauteur des poutres H	Max (X/28*(Lt/12)^0.333,0.40+X/35)	2.65m
Entraxe des poutres	LA=environ 0.55Lt LB=Lt-4m	LA=7.425m LB=9.5m
Largeur des semelles inf .Binf	0.25+Lt/40+X/125	1.20m
Largeur des semelles sup Bsup	Binf- 0,2 pour un tablier à quatre voies	1 m
Hauteur des pièces de pont	HP = environ 1/11ème de LA HP mini = environ 300 mm	HP= 0.675m HP mimi=0.300m
Epaisseur de la dalle	24 à 26 cm	25cm
Ratio de ferraillage de la dalle	Environ 275 kg/m3	275 kg/m3

- **Coupe transversale de la poutre :**

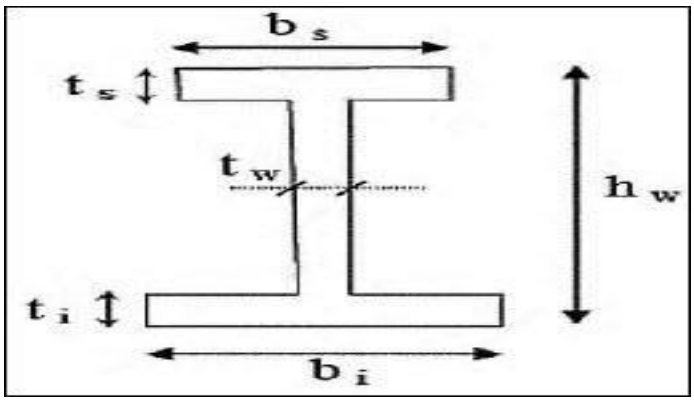


Figure IV .7 :Modèle de la poutre pour Pré-Dimensionnement variante (2)

- **Définition des paramètres :**

bs : largeur de la semelle supérieure.

ts. : Épaisseur de la semelle supérieure.

bi : largeur de la semelle inférieure.

ti : épaisseur de la semelle inférieure.

tw : épaisseur de l'âme

Tableau IV.2 : dimension des poutres sur appui et a mi-travée de la variante (2)

Section	Semelle Sup (mm)		Semelle Inf (mm)		Ame (mm)
	ts	bs	ti	bi	
A mi- travée	40	1000	50	1200	24
Sur appui	45	1000	55	1200	26

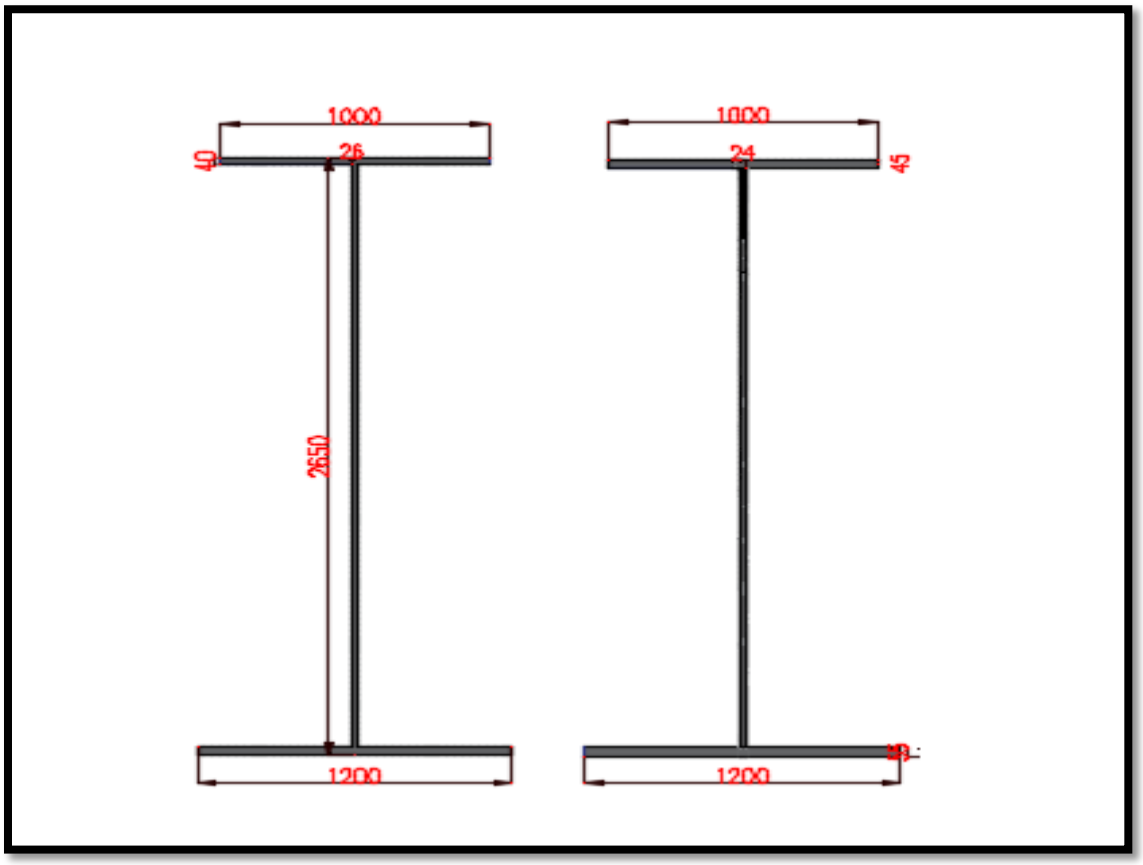


Figure IV.8 : Différentes Sections De LA Poutre De la Variante (2)

IV.4.4.Variante 3 : conception d'un Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive :

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

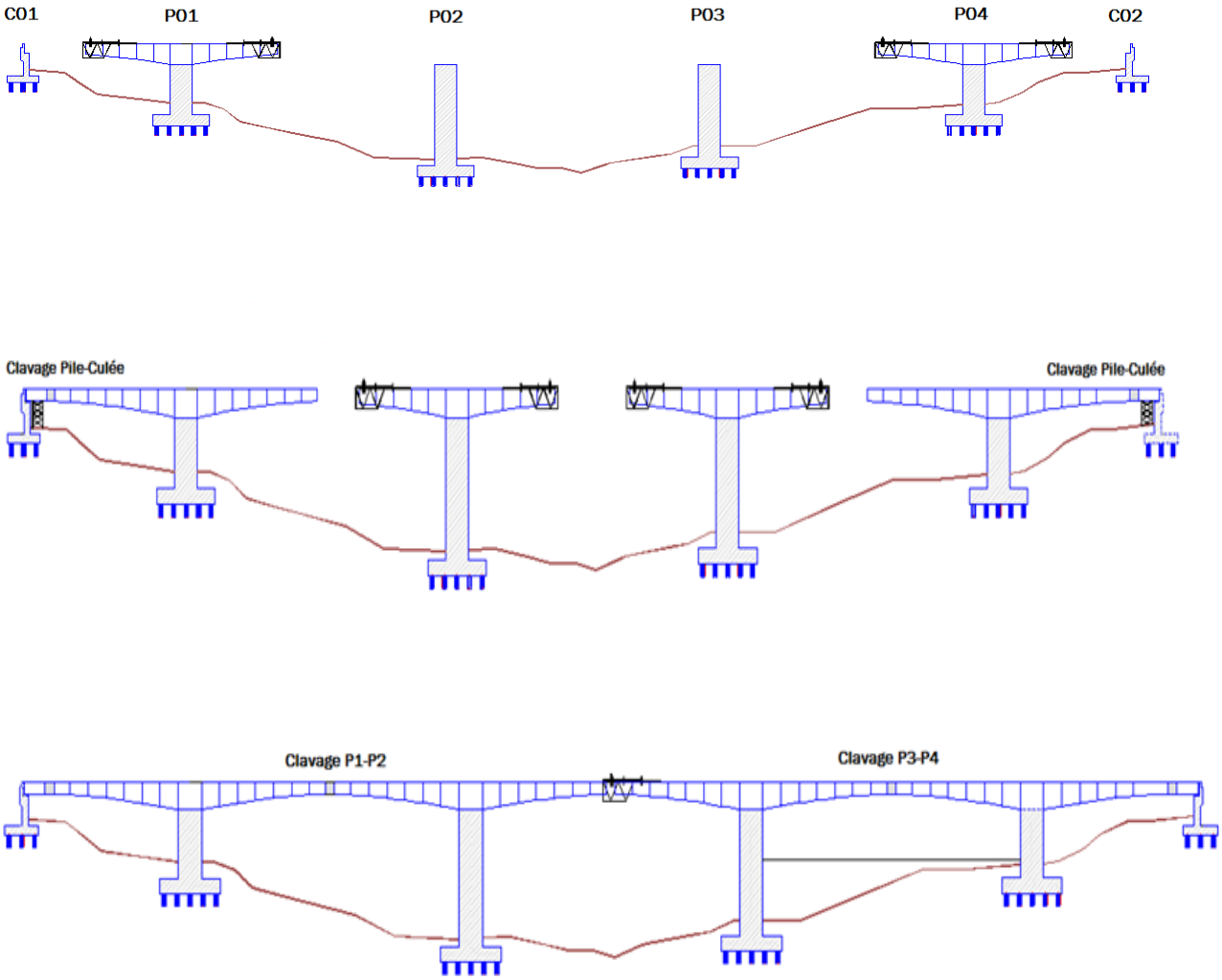


Figure IV.9 :Technique de construction Variante 3.

IV.4.4.1.Généralités :

Le domaine d'emploi privilégié des ponts à tablier en caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs est celui des portées comprises entre 70 et 150 m, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à 200 m, pour des largeurs courantes. Au-delà de cette dernière valeur, les quantités de matière augmentent rapidement, ce qui limite la compétitivité de la méthode.

IV.4.4.2.Schéma statique longitudinal

- **Répartition des travées :**

Les ouvrages les plus simples comportent des travées principales toutes égales. Cette disposition permet de réaliser des fléaux tous identiques, ce qui simplifie la conception des matériels de pose ou de bétonnage et améliore les rendements.

Les travées de rive ont généralement une longueur supérieure à celle d'un demi-fléau. La longueur supplémentaire, qui mesure 10 à 20 pour cent de la longueur des travées principales, est habituellement construite sur cintre car cette méthode est généralement la plus économique. Elle permet un bon équilibrage des moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitation et garantit des réactions d'appui positives sur les culées.

Au-delà de 65/70m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable décroissante de piles vers la clef.

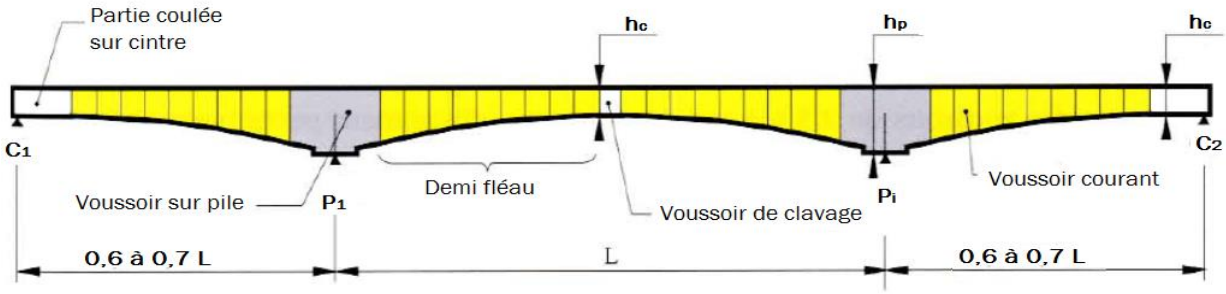


Figure IV.10 : Répartition des travées de la variante 3

Application Numérique :

L_{Totale} = 328m

côté gauche : On opte pour $\mathbf{L_{travée_c} = 77\ m - L_{travée_de\ rive} = 48.5m}$

Côté droite : On opte pour $\mathbf{L_{travée_c} = 77\ m - L_{travée_de\ rive} = 48,5\ m.}$

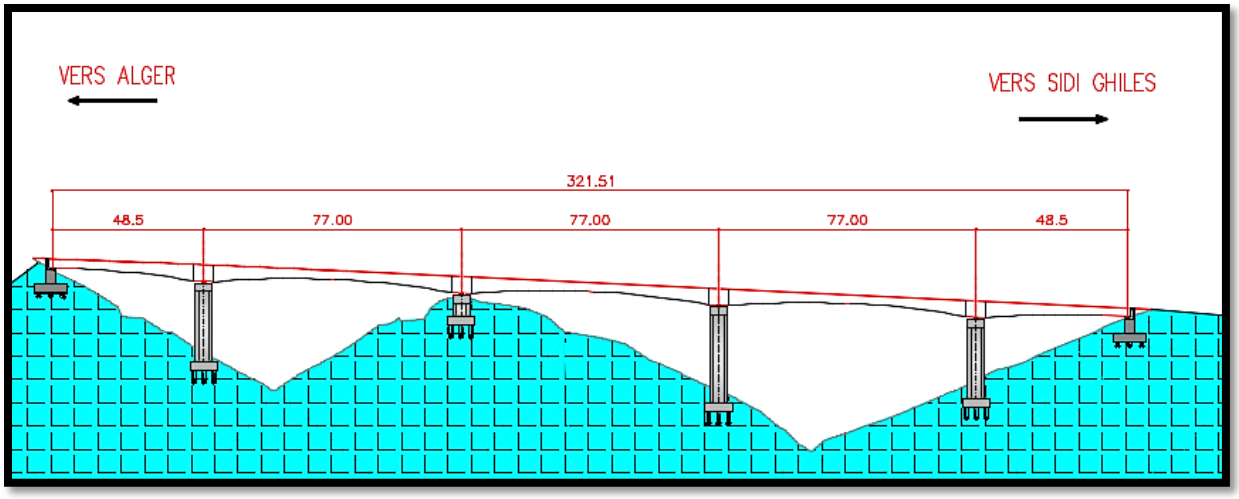


Figure IV.11 :Coupe Longitudinale De La Variante 3

IV.4.4.3Élancement et forme de l'intrados

Une étude statistique faite à l'occasion de l'écriture de guide SETRA montre qu'on peut appliquer pour un tablier a hauteur les relations suivantes ;

$$\text{Sur Pile : } \frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$$

$$\text{A la Clef : } \frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$$

Application Numérique :

L = 77 m ;
h_p = 4,90 m ;
h_c = 2,60 m.

IV.4.4.4 :Conception de la section transversale :

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui nous conduisent à adopter des sections en forme de caisson. Ces sections comportent également.

Un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur pile, ce qui est fondamental, la construction par encorbellements successifs aboutissant à de très importants moments négatifs.

Un hourdis supérieur est essentiellement conditionné par sa résistance à la flexion transversale et par la possibilité de placer des câbles de précontrainte longitudinaux.

Deux âmes pleines qui sont conditionnées par leurs résistances à l'effort tranchant et la possibilité de placer des câbles de précontrainte longitudinale. Nous examinons dans ce qui

suit, le dimensionnement des différents éléments constitutifs d'un voussoir. La figure ci-dessous précise les notations utilisées :

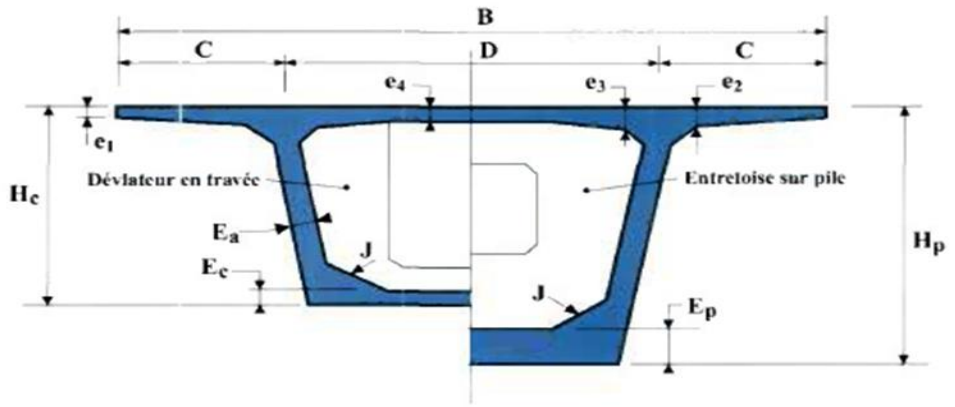


Figure. IV.12 : Prédimensionnement du voussoir VSP et VC .

B : largeur totale du tablier ;

Hp: hauteur du voussoir sur pile .

Hc : hauteur du voussoir de clef ;

Ea : épaisseur de l'âme sur pile ;

Ep : épaisseur du hourdi inférieur sur pile ;

Ec : épaisseur du hourdi inférieur en clef ;

e1, e2, e3 : épaisseurs du hourdi supérieur aux sections considérées (voir schéma) ;

- Largeur du tablier B :

La largeur totale du tablier est fixée par le profil en travers de la voie portée. Pour notre cas : B = 13.25m

- **Hauteur du voussoir sur pile h_p :**

La hauteur de voussoir sur pile :

h_p = 4,90 m.

- **Hauteur du voussoir à la clef h_c :**

La hauteur de voussoir à la clef :

h_c = 2,60 m.

- **Largeur D/C :**

Les distances D et C dépendent de la largeur totale du tablier, Dans notre caisson simple, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson (C = B / 4).

Application Numérique :

B = 13.5m

C = 3,375m

D = 6.750m

- **Epaisseur des âmes E_a :**

Les âmes du caisson sont inclinées avec un angle de 10%, cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile.

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

L'épaisseur des âmes est ajustée en fonction des exigences de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant. On peut la fixer, au stade du pré-dimensionnement, en partant de la formule statistique suivante :

$$E_a = 26 + \frac{L(m)}{5}$$

Lorsqu'il s'agit d'un câblage traditionnel, nous avons vu que les câbles de fléau descendaient dans les âmes pour s'ancrer sur leur hanche. L'épaisseur minimale de ces dernières pour un câble à base d'unités 12T15 est de l'ordre de 44 cm.

$$E_a \geq \max\{41,4; 44\}\,cm$$

On prend : $E_a = 50$ cm.

- **L'épaisseur de l'hourdis inferieur :**

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile. La loi de variation de l'épaisseur en fonction de l'abscisse horizontale est parabolique :

$$E(x) = E_p - 2\times(E_p - E_c)\times\left(\frac{x}{\ell}\right) + (E_p - E_c)\times\left(\frac{x}{\ell}\right)^2$$

E_p : épaisseur de l'hourdis inférieur de premier voussoir ;

E_c : épaisseur de l'hourdis inférieur de dernier voussoir.

L'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée par les conditions de résistance en flexion transversale. Dans les ponts à câblage traditionnel, les câbles de continuité étaient normalement placés dans des goussets à la partie inférieure des âmes. Mais, pour limiter le volume de ces goussets, quelques câbles peuvent être disposés dans le plan du feuillet moyen

du hourdi. C'est pourquoi, ce dernier doit possède une épaisseur E_c supérieure à la plus contraignante des conditions suivante :

$$E_c \geq \max\{18\ ;3\times\Phi;E_a/3\}\ cm$$

Au voisinage des piles, l'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée par le niveau d'intensité des contraintes normales dues à la flexion générale. L'épaisseur est prise égale à 2,5 fois l'épaisseur minimale E_c pour les tabliers de hauteur variable.

Donc :

E_c = 25 cm

E_p = 65 cm

- **<u>L'épaisseur de l'hourdis supérieur :</u>**

Le hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale et aux charges concentrées. En appelant toujours D sa portée entre axes des âmes, les différentes épaisseurs données par les formules statistiques suivantes :

$e_1 \geq 20$ ou 25 cm ;

$D'/5 \geq e_2 \geq D'/7$ cm ; $D' = C - E_a/2$;

$e_3 \geq D/25$ cm.

Donc on opte pour :

e_1 = 25 cm

e_2 = 50 cm

e_3 = 35 cm

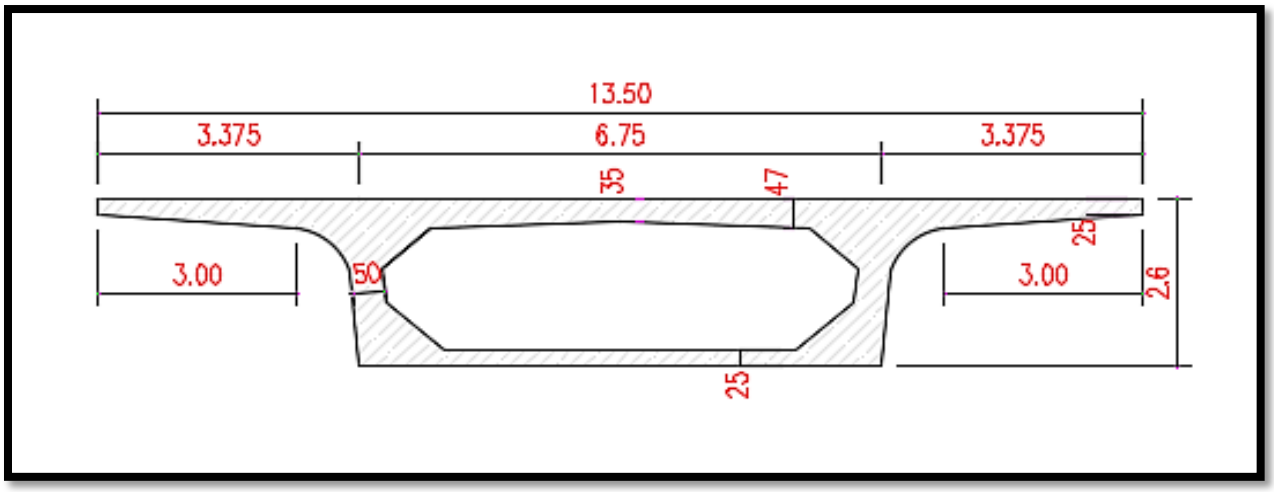
- <u>Goussets :</u>Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui, en général, conditionnent leurs dimensions :

- Ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants.
- Leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.
- Ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage.

Tableau IV .3 : le Predimensionnement d'un voussoir a Hauteur variable

Elément	Description	Ration usuel	Valeur retenu
H_P	Au-delà de 65 m/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.	L/16 a L/18	4.9m
H_C	Pour ces ouvrages, la variation de hauteur entre la clef et la pile est généralement parabolique. **min=2.20m**	L/30 a L/35	2.6 m
B	Largeur de voussoir est égale a la largeur de voie		13.50m
C		B/4	3.375m
D		B-2*C	6.750m
e_1	Son épaisseur en extrémité e_1 dépend du dispositif de retenue choisi (barrières de sécurité). Elle est au minimum de : • 16 à 18 cm en cas de garde-corps, • 23 cm en cas de barrière normale BNl, • 24 cm en cas de barrière normale BN4.	e1> 16 a 18cm	0.25 m
e_2	À l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur e2 dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel.	C/7 à C/8	0.50m
e_3	À l'encastrement, la valeur peut être estimée en mètre à 0,10 -1-0/25 *(D désigne ici l'entraxe des âmes exprimé en mètres).*	e_3>e_2-10cm a 1.5 e_4	0.35m
e_4	Son épaisseur à mi-portée e4 est égale à D/25 ou D/30, voire D/35 pour des caissons très larges précontraints transversalement, avec un Minimum de 20 cm.	D/25 a D/30	0.3
	Les âmes **du** caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition **facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile**. Les parements extérieurs des âmes sont aussi souvent de meilleure qualité lorsqu'elles sont inclinées.	10 a 30 %	15
E_a	Longitudinalement, l'épaisseur des âmes est généralement constante pour les ponts de hauteur variable. Lorsqu'un épaississement est nécessaire près des piles, la variation se fait brutalement (par redans et naturellement par l'intérieur) pour faciliter l'exécution.	Ea>0.26+L/500	0.5m
E_c	L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile. Les lois de variation de l'épaisseur en fonction de l'abscisse horizontale sont soit linéaire. Soit parabolique, Soit du 4<^mc degré. Cette dernière loi de variation permet de maintenir l'épaisseur minimum du hourdis sur une grande longueur Et de gagner du poids. Des variations d'épaisseur en escalier, dites aussi "à la demande" sont parfois adoptées. Dans les parties coulées sur cintre, l'épaisseur du hourdis inférieur reste constante et égale à celle de la clef.	Ec>18 à 25cm	0.25m

Ep		35 à 80 cm	0.65m
G sup	Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions : • ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants, • leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes, • ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage, • ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précédent leur ancrage, • ils engraissent les nœuds âmes/hourdis supérieur pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléaux, maintenant presque toujours ancrés dans ces nœuds.	30 à 40 dégrée	40
G inf	Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.	30 à 45 dégrée	30



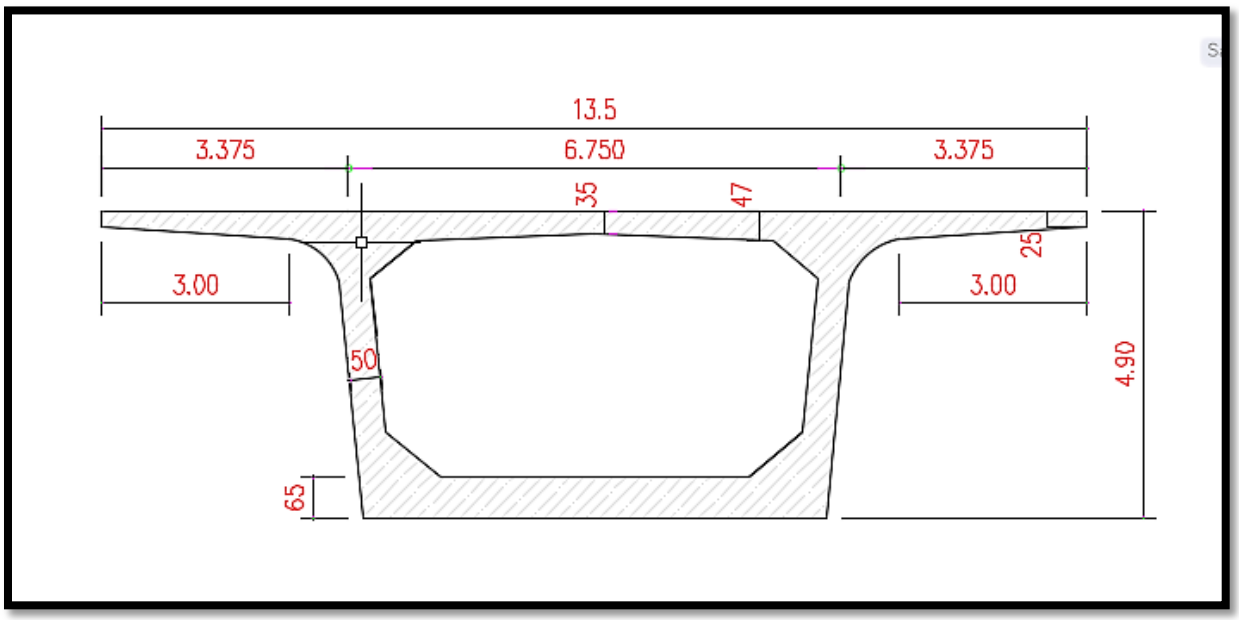


Figure IV.13: coupe transversale du voussoir « VC et VSP ».

IV.5.Analyse Multicritère :

Le tableau suivant recapitule les avantages et les inconvénients des trois 03 variantes proposée :

Tableau IV.4 : Analyse des Variantes.

	Avantage	Inconvénients
Variante 01	➢ La simplicité de conception, l'étude et la réalisation. ➢ La maîtrise de la méthode d'exécution. ➢ Béton, acier passif et acier actif sont des matériaux disponibles en Algérie	➢ Dans une conception ancienne, et à présent dépassée, les différentes travées étaient reliées par des joints de chaussée assurant la continuité de roulement. Le coût de ces joints, ainsi que l'inconfort ressenti par l'usager au passage de chaque joint, ➢ Poids très important. ➢ Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive
Variante 02	➢ Conception légère. ➢ Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution ➢ Les ponts métallique présentes une rigidité à la torsion élevées permettent l'utilisation de poutres dans des ponts et des échangeurs horizontalement courbe ;	➢ Coût très élevé. ➢ Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service ; ➢ Exigence de surveillance et de maintenance permanente pour lutter contre la corrosion et le phénomène de la fatigue.

Variante 03	➢ La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées. ➢ Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour. ➢ Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. ➢ Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable	➢ Les ponts construis par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages. ➢ L'exécution nécessite une main d'oeuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. ➢ Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).

IV.6.CONCLUSION :

Sur La base d'une comparaison, On conclut donc que La première variante, Pont à poutre précontraint (VIPP), est la plus optimale et elle fera l'objet d'une étude plus détaille dans la suite de ce mémoire.

Chapitre V: Calcul des Charges et Surcharges

V.1.INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, on va calculer toutes les charges permanentes et les surcharge appliquées au tablier suivant le RCPR (Règlement de charge des ponts et routes) et à partir des données déjà présenter dans les chapitres précédents.

V.2.LES CARACTERISTIQUE DU PONT :

- **Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie, classe de pont :**
- **Largeur roulable :**

  La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Pour notre pont routier Lr= 11.50m

- **Largeur chargeable :**

  La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable **:**

  Lc=Lr-0.5=11.5-0.5=11m

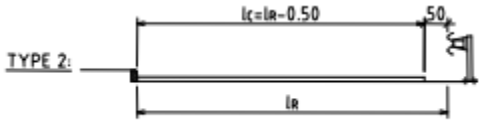


Figure .V .1.Largeur chargeable selon RCPR

- **Classe du pont :**

  Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur Destinat

  Notre pont a une largeur roulable Lr=11.50m > 7m

  Donc notre ouvrage est de classe 1

Tableau V.1 : la classe du pont fonction de la largeur roulable

classe	lr
1	lr > 7
2	5,5 < lr ≤7
3	lr ≤ 5,5

par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

N= (Lc/3) = [11/3]= 3.33

Donc on a trois voies de circulation.

V.3. EVALUATION DES CHARGES :

V.3. 1. CALCUL DES CHARGES PERMANENTES :

Les actions permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des charges permanentes qui sont des éléments non porteurs et installations fixes ; on les appelle équipements du pont

- **Poids de la poutre :**

$$P_{poutre} = \gamma_b \sum_{i=1}^{n} Si \times Li$$

n: nombre des poutres

Si :l'air de la section

Li :longeur de la section

γ_b: poids volumique du béton. Fixe a : γ_b=25 KN/m³.

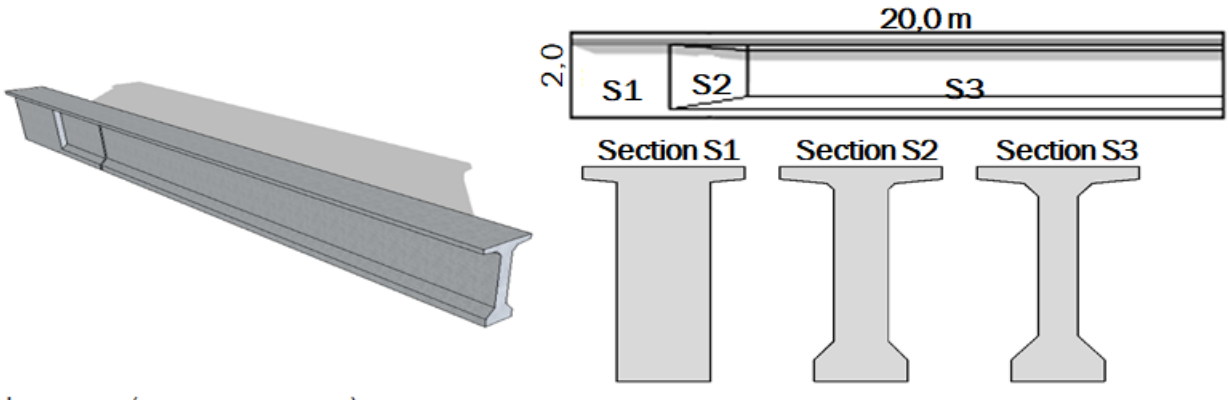


Figure .V.2 : Schéma de la variation de sections

P_{poutre} **=25**× (1.26×2.5 + 0.87×3.5 + 0.73× 14)
P_{poutre} **= 41.0375KN**
$P_{poutre\text{-}t}$ = 41.03x2x6
$P_{poutre\text{-}t}$ = **4924.5 KN**
N.B : Les surfaces à partir de l'Auto-Cade pour plus de détaille veuillez consulter l'Annexe A.

- **poids de l'hourdis :**

L'épaisseur d'hourdis est de 25 cm
$P_{hourdis}$= e × L× γb
Avec : e: épaisseur de l'hourdis
L : largeur du tablier
γb : poids volumique du béton

$P_{hourdis}$ = 25 ×0.25 × 13.5
$P_{hourdis}$ = 84.37 KN/ml
$P_{hourdis}$ = **3375KN=337.5t**

- **poids des Entretoises :**

Épaisseur l'entretoise est de 35 cm pour la zone d'about et de 25cm pour la zone intermédiaire :

$P_{entretoise}$ = S*e* **γb**
=816.9KN=81.6t

- **Le poids total des charges permanentes :**

PCP = $P_{entretoise}$ + $P_{hourdis}$ + P_{poutre}
PCP = 81.6+337.5+492.5
PCP =911.64t

V.3. 2. CALCUL DES CHARGES COMPLEMENTAIRES PERMANENTES :

•Poids de revêtement :

P_{rv} = e × L× γ_{bb}

e: épaisseur de revêtement L : largeur du revêtement γ_{bb} : poids volumique de revêtement.

P_{rv} = 0.08 × 11.50 × 24
P_{rv}=22.08KN/ml
P_{rv} =883.2 KN

•Poids de la corniche + poids des trottoirs:

P_{co} = S_{co} × γ_b **S_{co} :** section de la corniche γ_b: poids volumique du béton.
P_{tr} = Str× γ_b
Pco+ Ptr=(0.186+ 0.416) ×25=15.05KN\ml=602KN

•Poids de Garde de corps :

Donnée par 01KN/ml. Pour les deux côtés de la chaussée :
Pg**c** = 1KN/ml.=40KN

•Poids des glissières de sécurité :

Donnée par 0.6 KN/ml. Pour les deux côtés de la chaussée :
Pgs = 0.6 ×2 = 1.2KN/ml.=48KN

•Poids total des compléments des charges permanentes :

➡ **PCCP = P_{rv} + P_{tr} + P_{co} + P_{gc} + P_{gs}**
= 883.2+602+40+48=1573.2KN

•LE POIDS TOTAL DU TABLIER (UNE TRAVEE) :

➡ **G = PCP + PCCP=1573.2+9116.4=10689.6KN=1068.96t**

V.4.EVALUATION DES SURCHARGES:

Les surcharges prises en compte dans nos calculs sont celles préconisées par le RCPR et qui sont : A(L), Bc, Br, Bt, Mc120, D240, les surcharges du trottoir St.

V.4.1 SYSTEME DE CHARGE A(L) :

La charge A(L), exprimées KN par mètre carré et donnée en fonction de la longueur chargée L:

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12}$$

Pour l=39m ⟶ $A(l)=2.3+\frac{360}{39+12} = 9.36 KN/m^2$

Déterminer a_1, a_2:

a_i est en détermine fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées :

Tableau V.2 : Coefficients a_1

Nombre de voies		1	2	3	4	5
Classe de pont	Premier	1	1	0.9	0.75	0.7
	deuxième	1	0.9	-	-	-
	troisième	0.9	0.8	-	-	-

a_2= Vo/ V.

V =Lr/N=3.83

Vo : dépend de la classe

Tableau V.3 : Valeur de Vo pour le coefficient a_2

Classe de pont	V0
1er classe	**3.5m**
2eNe classe	3m
3eNe classe	2.75m

On a un pont de **1ère classe.**

Donc pour : Vo=3.5m **< a_1=3.5/3.83=0.91.**

- ❖ **A_l(L):**
- ➢ Avec a1= 1 pour une et deux voies chargées **(RCPR Tableau IV.2)**

$$A_l(L) = \max\begin{cases} a_1 \times A(L) \\ 4 - 0.002L \end{cases} = \max\begin{cases} 9.36 KN/m^2 \\ 3.92\ KN/m^2 \end{cases} = 9.36 KN/m^2$$

- ➢ Avec a_l= 0.9 pour trois voies chargées (RCPR Tableau IV.2)

- ➢ $A_l(L) = \max\begin{cases} a_1 \times A(L) \\ 4 - 0.002L \end{cases} = 8.42 KN/m^2$

- ➢ **Comme** a_l =0.91 ⟹ **$A2_l(L)_{finale}$ =** 0.91**$A1_l$(L).**

Alors :

- Une voie chargée : **A (L) =** 8.51×3.66 = 31.17 KN/m
- deux voies chargées : **A (L) =** 8.51 × 7.32= 62.34 KN/m
- trois voies chargées : **A (L) =** 7.66× 11=84.26 KN/m

V.4.2 SYSTEME B :

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 dénommés essieux tandems.

V.4.2.1 CAMION BC / Article 4.5.1 RCPR:

Il se compose de deux (02) camions de 30 t (300 KN) par voies de circulation, la valeur des charges de ce système est multipliée par un coefficient « bc » fonction du nombre de voie et de la classe du pont

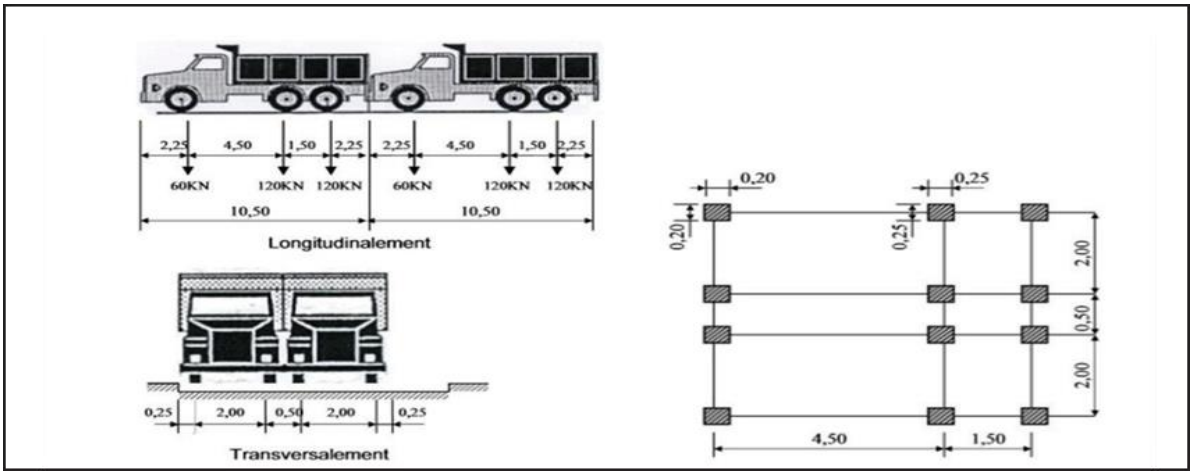


Figure V 3 : système de chargement Bc.

Tableau V.4 : valeur de bc

nombre de voies		1	2	3	4	>5
classe de pont	première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	deuxième	1	1	-	-	-
	troisième	1	0.8	-	-	-

- **Coefficient de majoration dynamique :**

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

Avec :

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

G : sa charge permanente,

S : sa charge B maximale.

Tableau V.5 : Coefficient de majoration (Bc).

Nombre de voie charger	Bc	S	δ
1	1.20	720	1.055
2	1.10	1320	1.06
3	0.95	1710	1.066

V.4.2.2 Système Bt :

Le système *Bt* comporte deux *(02)* groupe de deux *(02)* essieux à deux *(02)* roues simples, la charge de chaque essieu *8T (80 KN)*, les charges sont multipliées par un coefficient « *bt* » fonction de la classe du pont.

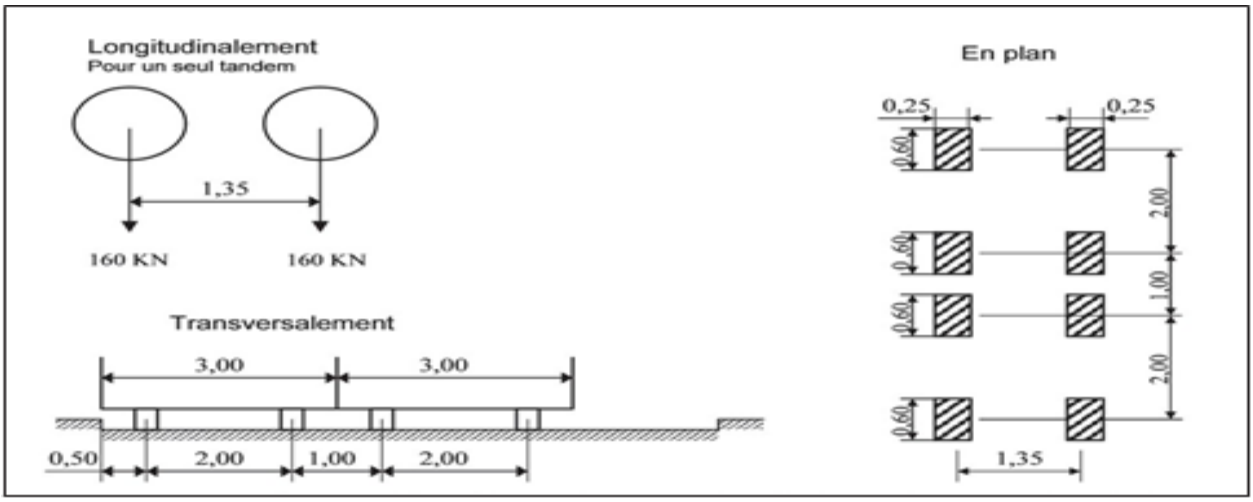


Figure .V .4 : système de chargement Bt

Tableau V.6: valeurs de bt

classe	bt
1	1.2
2	1

Tableau V.7 : Valeurs de coef de majoration Bt

Nombre de tandem	Bt	S	δ
1	1.2	384	1.050
2-3	1.2	768	1.056

V.4.2.3 Système Br

Se compose d'une roue isolée de *10T (100 KN)*

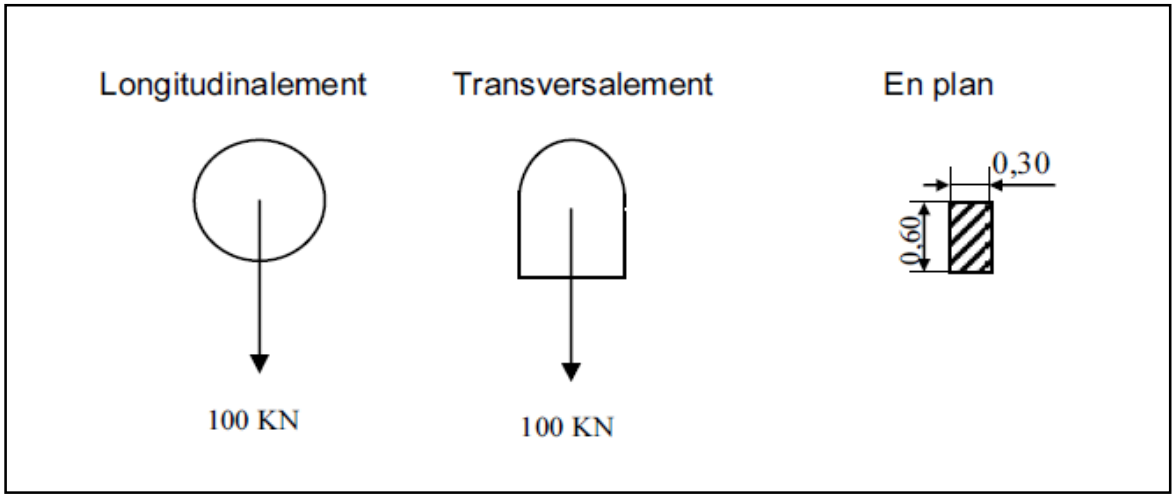


Figure V.5 : Système Br

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

Tel que :

S=100KN ➡ **δ = 1.054**

V.4.3 Système de charge militaire Mc120

Un véhicule type du système de chargement Mc120 a une charge totale de 110T (1100KN) disposé comme suite :

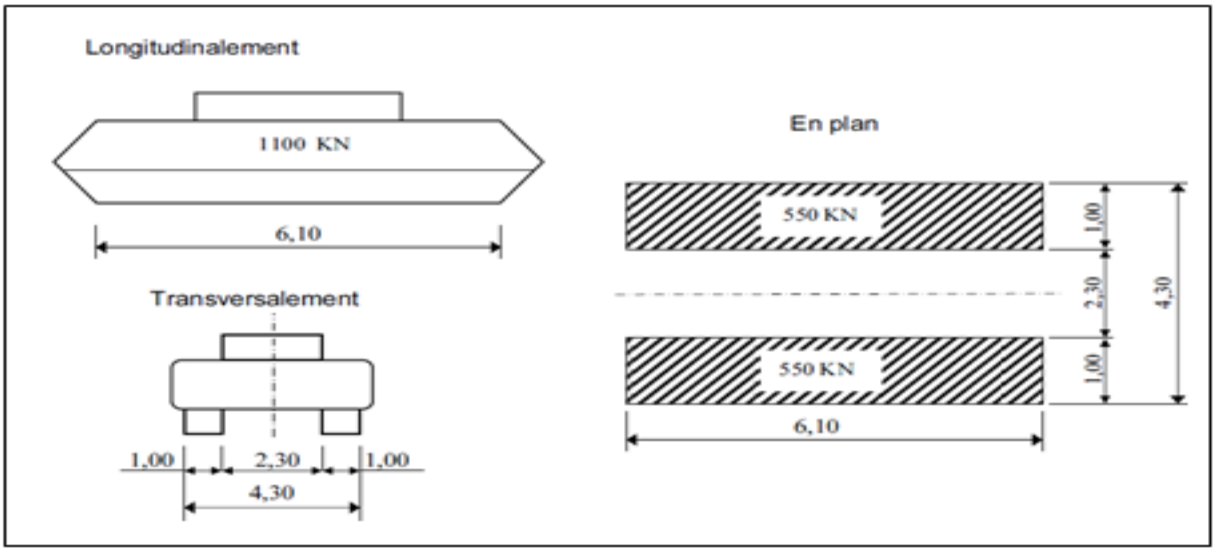


Figure V.6 : Système Mc120

Tableau .V.8 : Tableau de la charge MC120

Nombre de voie charger	S	δ
3	1100	1.06

V 4.4 Convoi exceptionnel D240 :

Le convoi exceptionnel de type D240, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240T (2400KN) de poids total disposé comme suite :

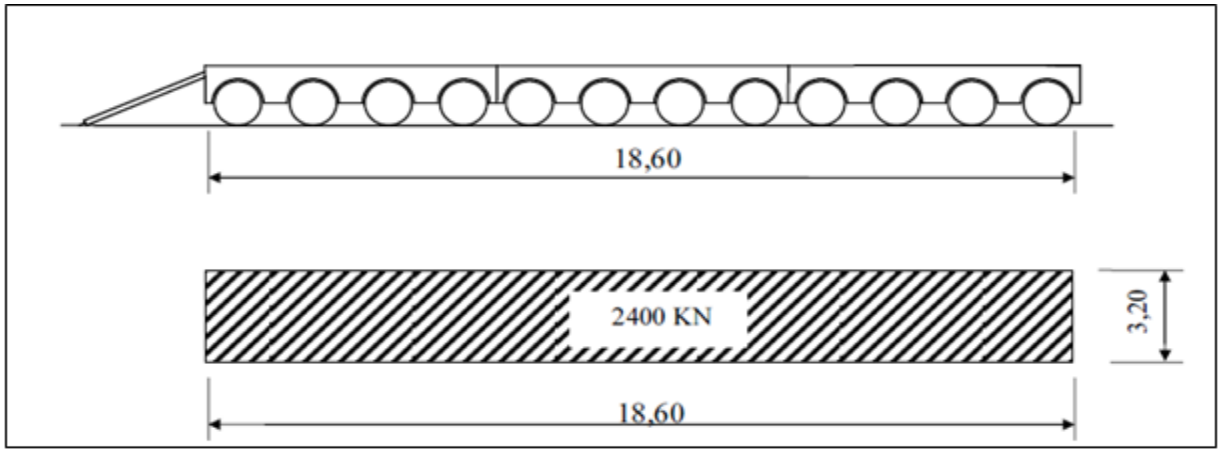


Figure V .7 : Système D240

V.5 SURCHARGE SUR TROTTOIR (ST) :

On applique sur le trottoir une charge surfacique de 1.5 KN/m² donc :

1ere cas : un trottoir chargé :

Un trottoir chargé : Trottoir de 1.25m et charge de 1.50 KN/m²
Donc St_i= 1.5 x 1.50 = 2.25KN/ml

2 eme cas : deux trottoirs chargés :

Deux trottoirs chargés St_i= 2x 1.50 = 3.00KN/ml.

V.6 Charge horizontale dues au freinage du système Bc et A(l) :

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

$$F = \frac{A * S}{20 + 0.0035 * S}$$

S : désigne en mètres carrés la surface chargée.

Tableau V.9 : Tableau de la force de freinage pour A(l)

Nombre de voies	A(L) (KN/m²)	S (m²)	F (KN)
1	8.42	460	179.23
2	8.42	460	179.23
3	8.05	460	171.35

V.6 .1 L'effort de Freinage du système Bc :

Les efforts de freinage développés par **Bc** ne sont pas susceptibles de majoration dynamique d'où Fb = bc × P Telle que :

P = 300 KN et bc = 1.20 ⟹ F_B=360 KN

V.6 .2 La Force Centrifuge:

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

$\frac{R+150}{6R+350}$ pour les valeurs de R inférieures ou égales à 400 m

et $\frac{80}{R}$ pour les valeurs de R supérieures à 400 m.

On a un Rayon de 3000m Donc :

$\mathbf{F_c}$=80/30000 =**0.026t**

- Elle Sera Négligé Dans les Calculs

V.7 COMBINAISON D'ACTIONS :

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer, mais d'abord il faut le multiplier ces actions par des coefficients de pondérations qui sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.10 : Les coefficients multiplicateurs des actions

Actions	E.L.U	E.L.S
Poids propre G	1.35	1
Charge à caractère civil (A(L), B_c)	1.6	1.2
Surcharge sur trottoirs St	1.6	1
Convoi Mc120	1.35	1
Système militaireD240	1.35	1

V.8 Calcul des efforts tranchants et Moment fléchissant longitudinaux :

- **poids propre :**
- **L'effort tranchant :**

  Tmax $=\frac{G}{2}$ = 5343.48KN
- **Moment Fléchissant :**

  Mmax=G x L/8 =53448KN.m

V .8.1 Système de charges A :

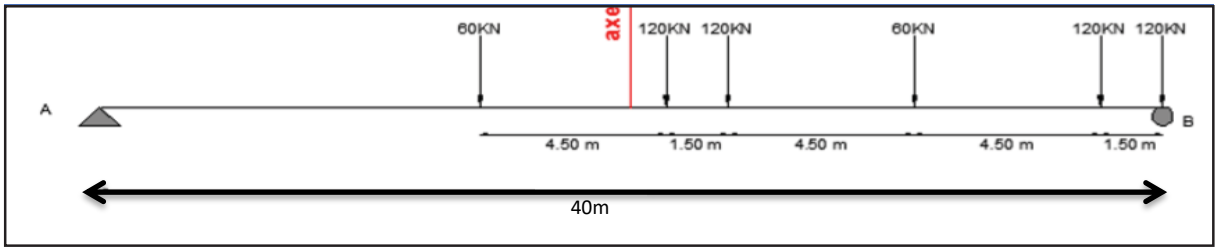
Les résultats sont représenté ci-dessous :

Tableau V.11 : Effort Tranchant et Moment du convoi A(l)

Nombre de voies	A(L) (KN/m²)	T (KN)	Mf (KN.m)
1	32.75	656.31	6533.1
2	65.51	1312.62	13126.21
3	88.55	1772.03	17720.4

V 8.2 Système de charges Bc :

- **L'effort tranchant :**



$\Sigma Fv = 0$

$\Sigma K/B = 0$; donc on a :

$40\ R_a = (16.5\times60) + (120\times 12) + (120\times 10.5) + (60\times 6) + (120\times 1.5)$.

$40\ R_a = 4230$

$Ra_i = 105.75KN \Longrightarrow \quad R_i + Rb = 600 \Longrightarrow \quad R_b = 494.25KN.$

- **Une voie chargée** : $T. = T0 \times Bc \times \delta = 494.2x1.2\times1.055 = 625.65KN$
- **Deux voies chargées :** $T. = 2\times T0 \times Bc \times \delta = 2\times494.25\times1.10\times 1.06 = 1152.59KN$
- **Trois voies chargées :** $T. = 3\times T0 \times Bc \times \delta = 3\times494.25\times0.95\times1.066 = 1501.26KN$

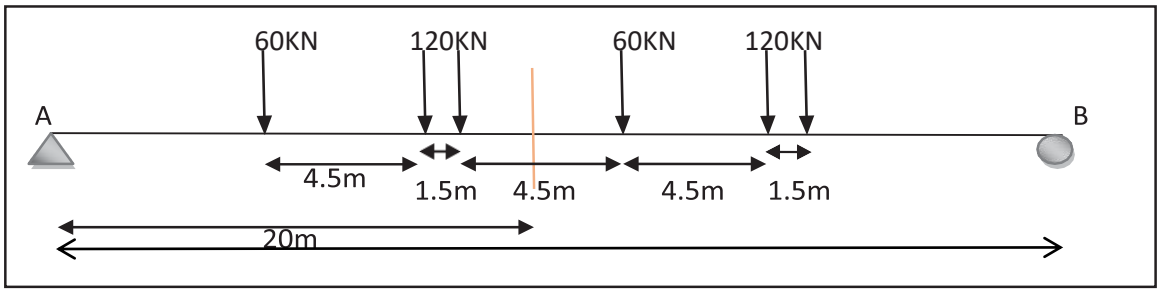
- **Le moment de flexion :**

La localisation du moment fléchissant maximum est déterminée en utilisons le théorème de barré: le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétrique par rapport au milieu de la poutre.

D'abord on détermine la position de la résultante par rapport au point B :

$$X_R=\frac{\Sigma PiXi}{\Sigma Pi}=\frac{(16.5\times120)+(120\times15)+(60\times10.5)+(120\times6)+(120\times4.5)}{600}=9.45\ m$$

Distance entre l'essieu et la résultante d= 4.5+4.5+1.5-9.45 = 1.05m



$\Sigma K/A = 0$

$40\ R_b = 13035 \Rightarrow R_b = 325.84KN$ $R_a = 274.13KN$

Mmax=4462.87KN

Une voie chargée :

$M = M_{max} \times Bc \times \delta = 4462.87\times1.2\times1.055 = 5649.99KN.m$

Deux voies chargées :

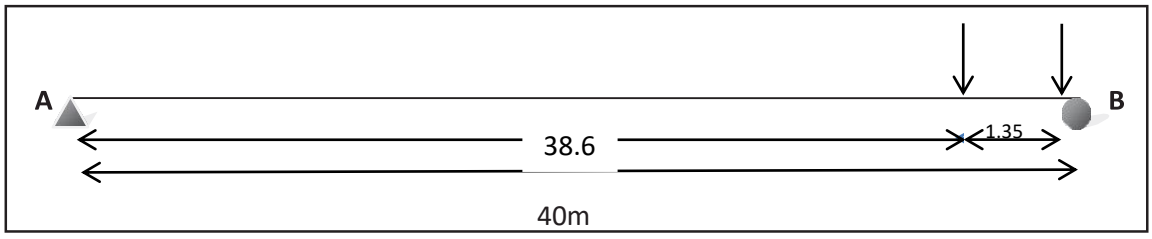
$M = 2 \times M_{max} \times Bc \times \delta = 2 \times 4462.87\times1.10\times1.06 = 10407.41KN.m$

Trois voies chargées :

$M = 3 \times M_{max} \times Bc \times \delta = 3 \times 4462.87 \times0.95\times1.066 = 13558.64KN.m$

V.8.3 Système de charges Bt :

L'effort tranchant :



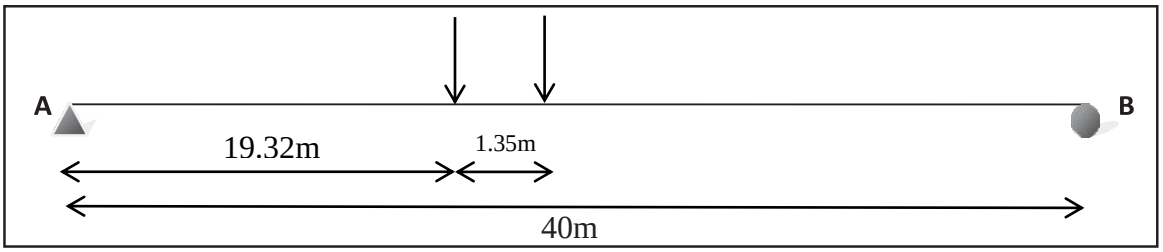
$\Sigma K/B = 0$ **;** donc on a :

$40R_a = 160\times1.35 \Rightarrow R_a = 5.4KN$ alors : $R_b = 314.6KN$

Une seule voie chargée : **T** = TB × bt × δ = 314.6×1.2×1.05 = 396.396KN

Deux voies chargées : T. = 2× TB × bt × δ = 2× 314.6 × 1.2 × 1.055 = 797.32KN

Le moment de flexion :



R_a = Rb = 160 KN

K_{max}=160 × 19.325 = 3092KN.m

Une voie chargée :

K**1** = M_{max}× bt × δ = 3092× 1.2 × 1.05 = 3933.024KN.m

Deux voies chargées :

M2 = 2 × M_{max}× bt × δ = 2×3092 ×1.2×1.055 = 7917.1KN.m

V.8.4. La surcharge militaire Mc 120 :



L'effort tranchant :

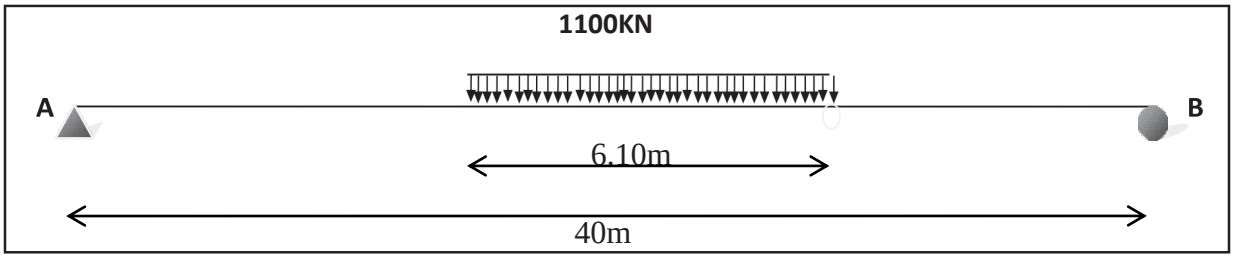
Σ K /A = 0 ; donc on a :40 R_b =1100 × (40-3.05)

R_b = **1016.125KN** ⟶ R_a = 1100 - R_b = **83.875KN**

Le moment de flexion :

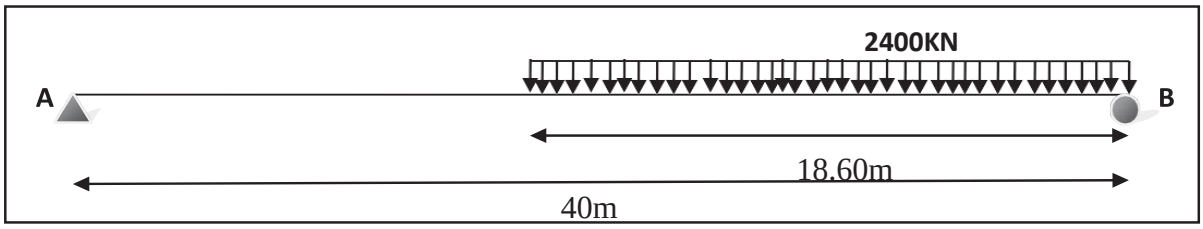
Ra = Rb =1100/2 =550KN

Mmax= Ra*20-1100*4.65=5883.625KN



M_{max}(Mc120)= M_{max} × δ = 5883.625× 1.060= 6236.64KN.m

V.8.5 SYSTEME D240 :

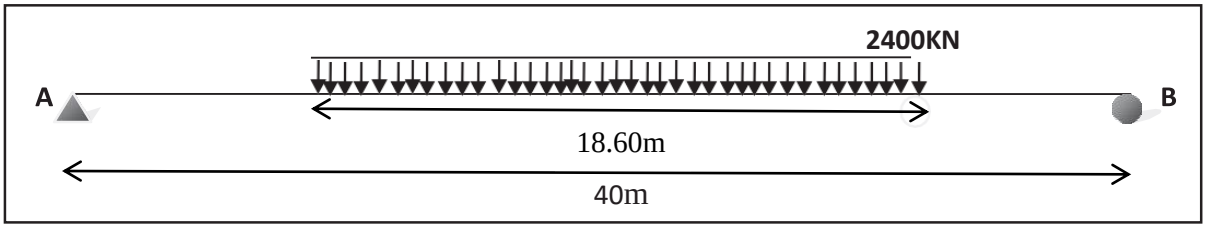


L'effort tranchant :

Σ K /A = 0 ; donc on a : 40 R_b = 2400 ×29.3 ➡ R_b = 1758KN donc : Ra=642KN

TD240 = R_b =1784KN

Moment flechisant :



Ra=Rb=1200KN

Mmax=Ra*20-43.24*129.03=18420KN.m

V.8.6 Surcharge sur trottoirs :

L'effort tranchant :

Un trottoir chargé : $T_{1max}=St*\frac{l}{2}=1.25*\frac{40}{2}=25KN$

deux trottoir chargé : $T_{2max}=St*\frac{l}{2}=3*\frac{40}{2}=60KN$

Le moment de flexion :

Un trottoir chargé : $M_{1max}=St*\frac{l*l}{8}=1.25*\frac{40*40}{8}==250KN$

deux trottoir chargé : $M_{2max}=St*\frac{l*l}{8}=3*\frac{40*40}{8}=600KN$

V.9 CONCLUSION :

Enfin, on a pu déterminer les chargements appliqués sur le pont avec leurs caractéristiques, grâce au RCPR, Mais cela ne présente qu'une brève étape avant le calcul des sollicitations en moments fléchissant et effort tranchant qui effectué à l'aide de logiciels de modélisation et calcul (Autodesk robot).

CHAPITRE VI : Les Efforts Dans Le Tablier

VI.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va calculer les efforts développe dans le tablier chargé par son poids propre et les diffèrent systèmes de chargement définis dans les chapitres précédent, le calcul se fait à l'aide d'un logiciel de calcul car c'est la méthode la plus rapide et là plus utiliser de nos jours.

VI.2 MODELISATION DU TABLIER :

Dans ce chapitre, on va utilise le logiciel Autodesk robot structural Analysis professionnel (2015) pour modéliser le pont et calculer les éléments de réductions (M, T) en chaque point du tablier.

C'est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis , Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques…etc. Étant donné que l'ouvrage est isostatique chaque 'un comportant Huit travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25cm reposant sur 6 poutres).

Pour l'étude du tablier on a choisi l'élément finis « coque » les poutres sont modélisées par des barres, elles sont appuyées sur un appui simple d'un côté et d'un autre coté sur un appui double, la dalle quant à elle est modélisée par un panneaux à 4 nœuds, les surcharges sont introduites et disposées suivant le règlement RCPR, de façon à obtenir des sollicitations maximales.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure
- La définition des différentes sections de l'ouvrage
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier ….etc.)
- La définition des conditions d'appuis
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul
- Résultats de calcul.

Dans notre cas la modélisation est effectuée comme suit :

- La déclaration des lignes de construction
- La déclaration des noeuds
- Relier les noeuds par des éléments barres
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les chapitres II et III
- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure .
- Les charges et surcharges sont définies, selon RCPR, dans le chapitre IV
- Définition des différentes combinaisons de charges .
- Analyse sous différentes combinaisons de charges .
- L'exploitation des résultats obtenus.

VI.3 PRESENTATION DU MODELE :

VI.3.1 Configuration des préférences de tache :

Avant de commencer la modélisation il faut configurer tous les paramètres principaux de l'angle préférence de tache.

a. Dimension :

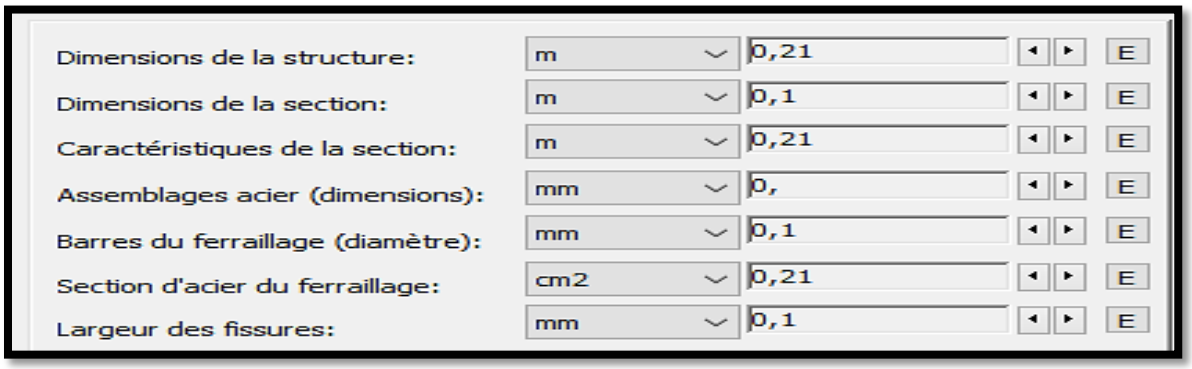


Figure VI .1 : Paramètre des dimensions du modelé

b. Force :

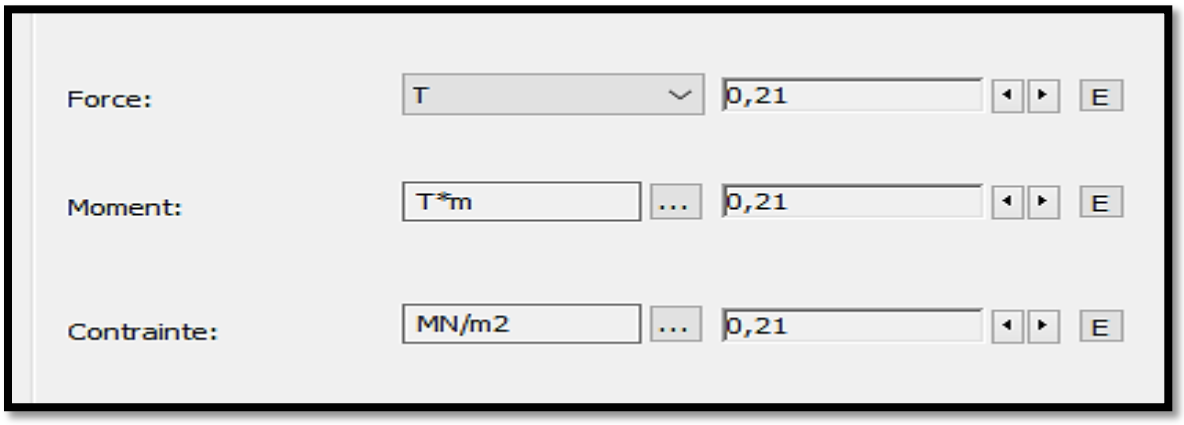


Figure VI.2 : Paramètre des forces du modèle

c. Matériaux :

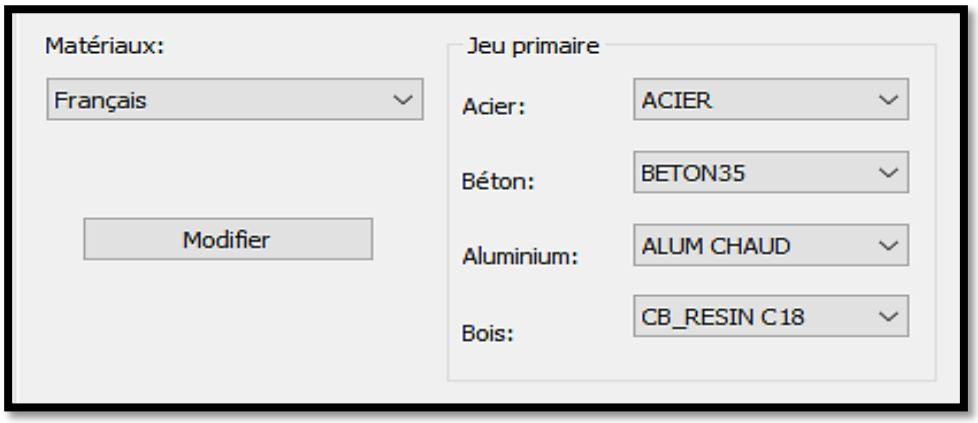


Figure VI .3 :Paramètre des matériaux du modèle

d. Norme :

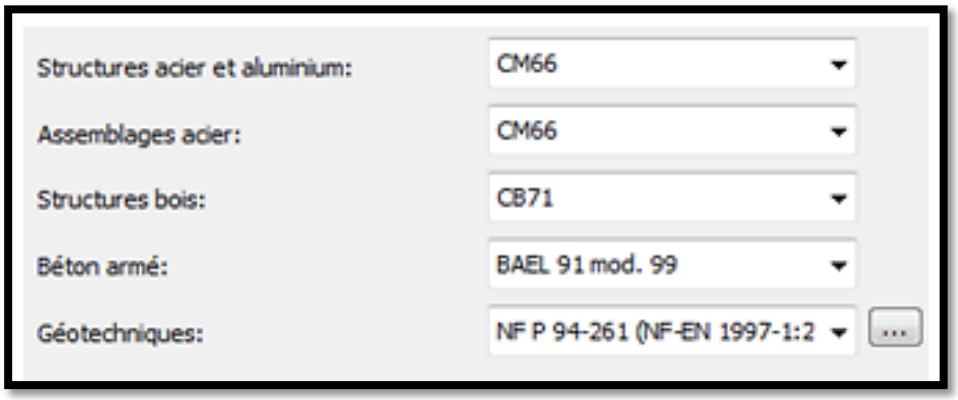


Figure VI.4 :paramétré des normes du modelé

VI.4. MODELISATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE :

VI.4.1. LES POUTRES :

Les poutres du tablier sont modélisées par des éléments Barres type poutre dans la géomètre des sections transversales sont importées à partir du logiciel du dessin AutoCAD , 6 poutres celui-ci est décomposé en trois sections, qui sont : la section d'about, la section intermédiaire et médiane.

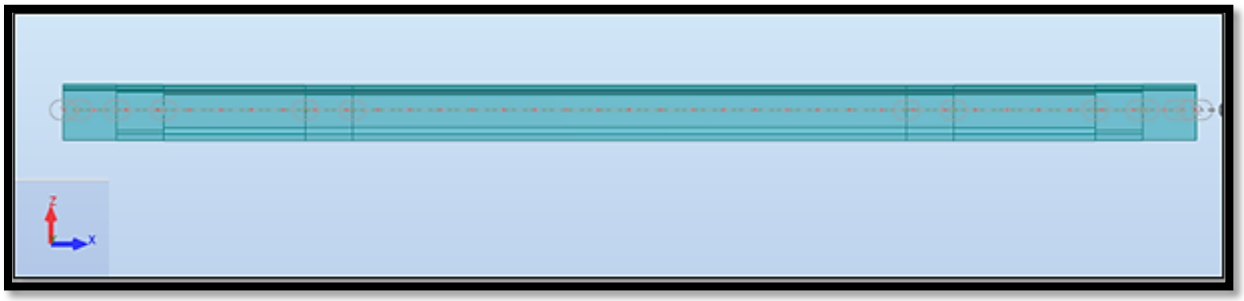


Figure VI .5 : Modélisation de la poutre type 40m

VI.4.2 LES APPUIS :

Utilisé deux types d'appuis : Appuis simples et double

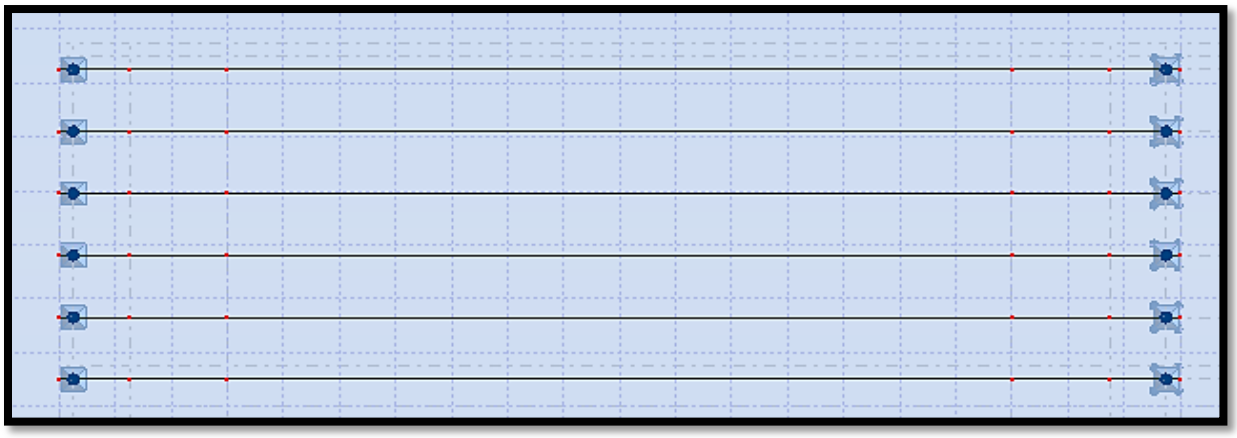


Figure VI .6 : Modélisation des appuis

VI .4.3Entretoise :

L'entretoise d'about est modélisée par des éléments barres de type (poutre BA) dont la géomètre est définie de manière simple proposée par le logiciel (*section rectangulaire b=0.35 m h=1.4 m)*, connectée aux poutres au niveau des points d'appuis.

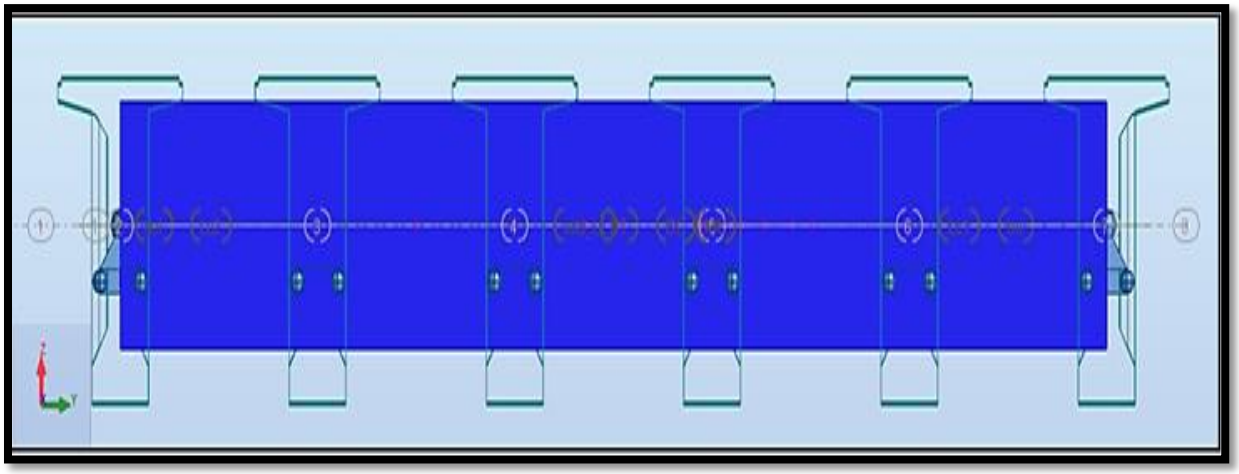


Figure VI.7 : modélisation de l'entretoise

VI.4.4 Dalle :

La dalle est modélisée par un élément panneaux dans la géomètre est (13.5m x 40m x 0.25m)

Les figures suivantes montrent les différentes vues de la modélisation du l'hourdis.

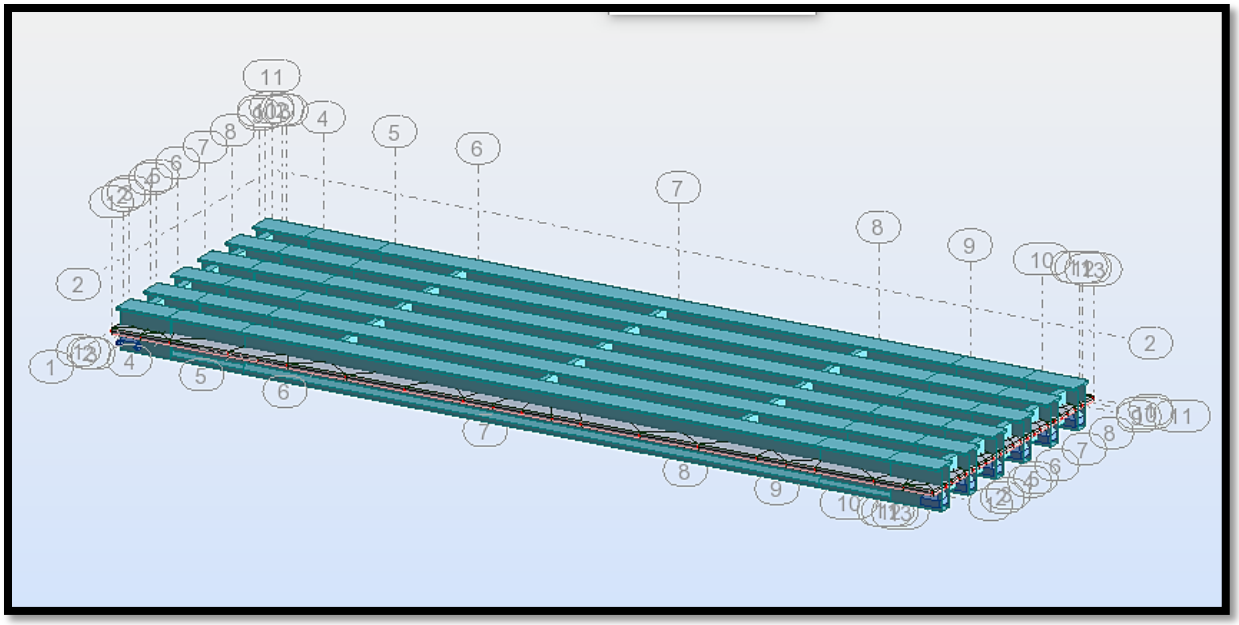


Figure VI.8. Vue 3D

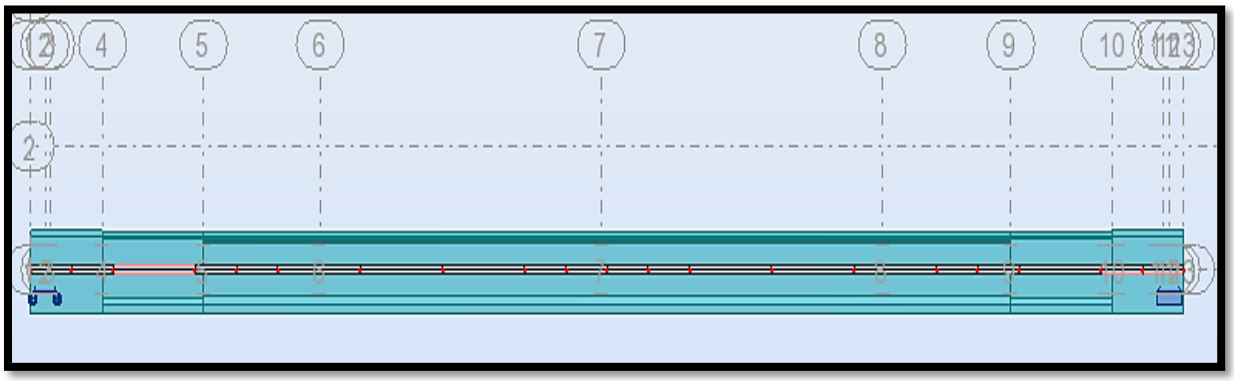


Figure VI.8.1 Coupe longitudinale

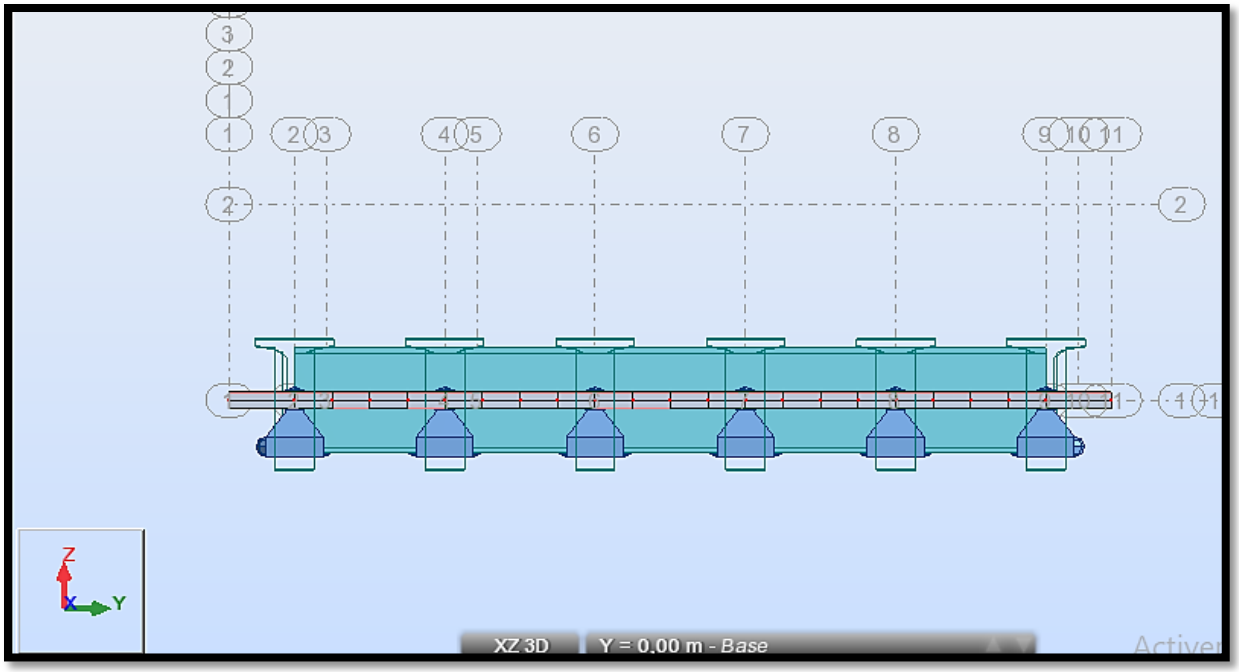


Figure VI.8.2 Coupe Transversale du modele Finale

VI.5. MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

VI.5. 1Définition des charges :

Les charges appliquées sur le modèle de la structure sont :

- Les charges permanentes

- Les surcharges dictées par RCPR, appliquées soit comme des charges statiques A(l), soit des charges roulantes **Bc,Bt,Br,Mc120,D240**

Tableau VI.1.Définition des charges et surcharges.

Nom		Type	Description
G	P_i	Charges permanentes	Poids propre des poutres + la dalle + Entrotoises
	ccp		Poids propre de couche de roulement.
			Poids des corniches
			Poids de trottoir.
			Poids des glissières de sécurité
			Poids de garde-corps.
A(l)		Surcharges	Charges statique du trafic A(l)
St			Surcharge sur trottoirs
Bc			Charges mobile- Camion.
Bt			Charges mobile- Tandem
Mc120			Surcharge militaire.
D240			Charge exceptionnelle.

Tableau VI.2.résultats de calcul fait par robot 2015.

Chargement	Moment (t.m)	Effort tranchant (t)
Poids propre	753.72	87.36
CCP	157.62	21.18
Charge permanente	910.79	102.88
St	15.55	2.74
A(l)	293.25	30.64
Bc	223.43	32.37
Bt	139.73	25.56

Mc120	223.43	32.37
D240	324.28	45.05

VI.3.2 COMBINAISONS D'ACTIONS :

Selon le **R.C.P.R** on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

Tableau VI.3.Combinaisons de charge.

Combinaisons	Moments max (t.m)	Effort tranchant (t)
E.L.U : 1.35G+1.6 (A(l) +St)	1650.22	184.74
E.L.U : 1.35G + 1.6 (BC +St)	1565.87	185.37
E.L.U : 1.35 G + 1.6(bt +St)	1437.88	174.54
E.L.U : 1.35 (G+D240)	1672.25	190.81
E.L.U : 1.35 (G+Mc120)	1495.77	176.63
E.L.S : G+1.2 A(l)l +St	1222.38	129.54
E.L.S : G + 1.2 B_C +St	1160.27	137.71
E.L.S : G+1.2bt + St	1064.27	129.51
E.L.S : G+ D240	1241.73	141.34
E.L.S : G+ Mc120	1107.98	130.84

VI.4 RESULTATS :

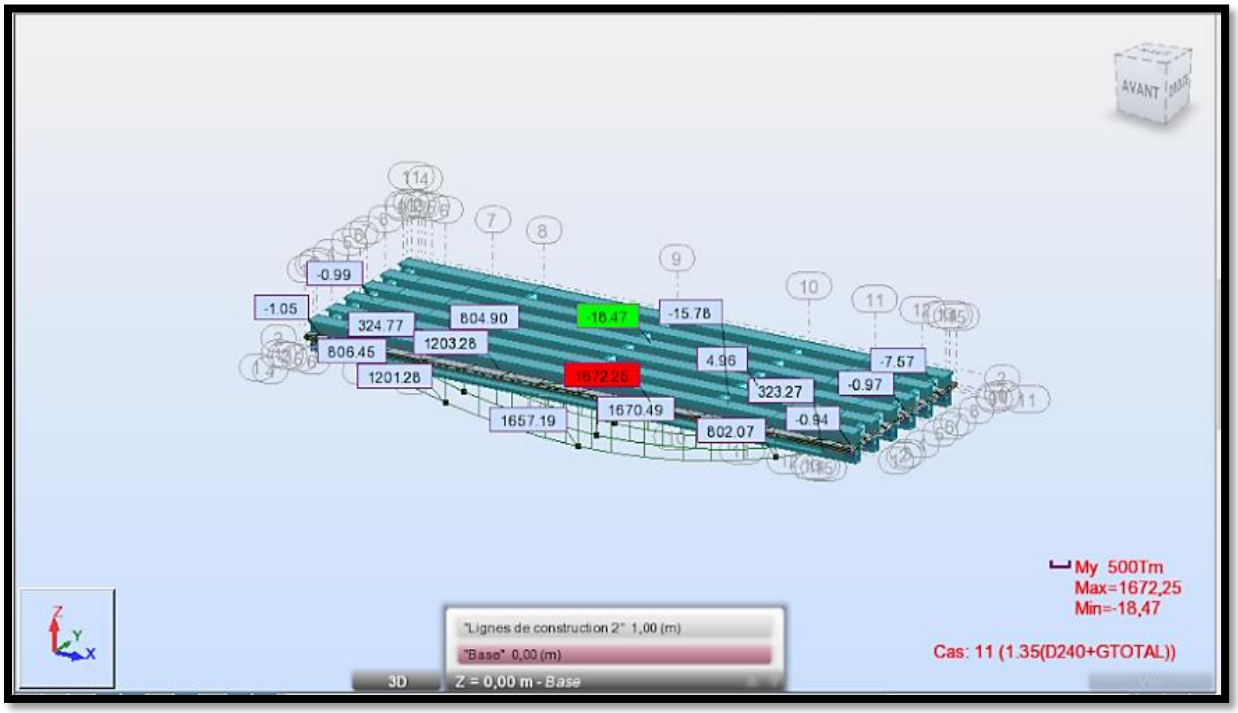


Figure VI .9 : Moment max à l'E.L.U obtenu par robot 2015.

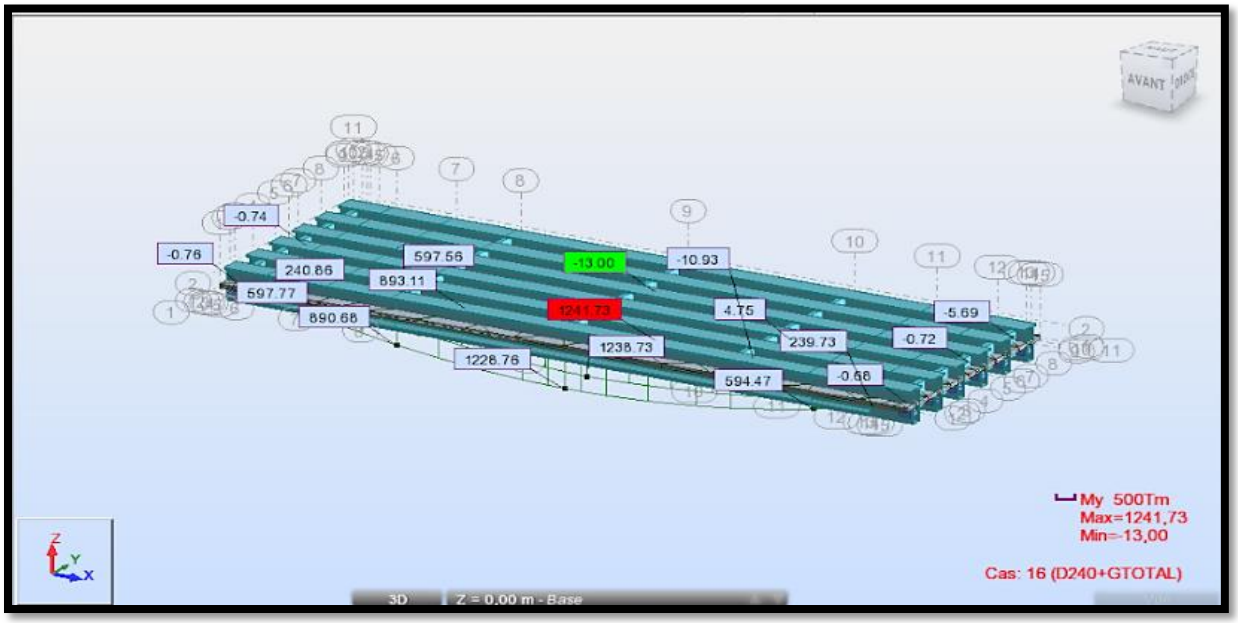


Figure VI.9.1 : Moment max à l'E.L.S obtenu par robot 2015.

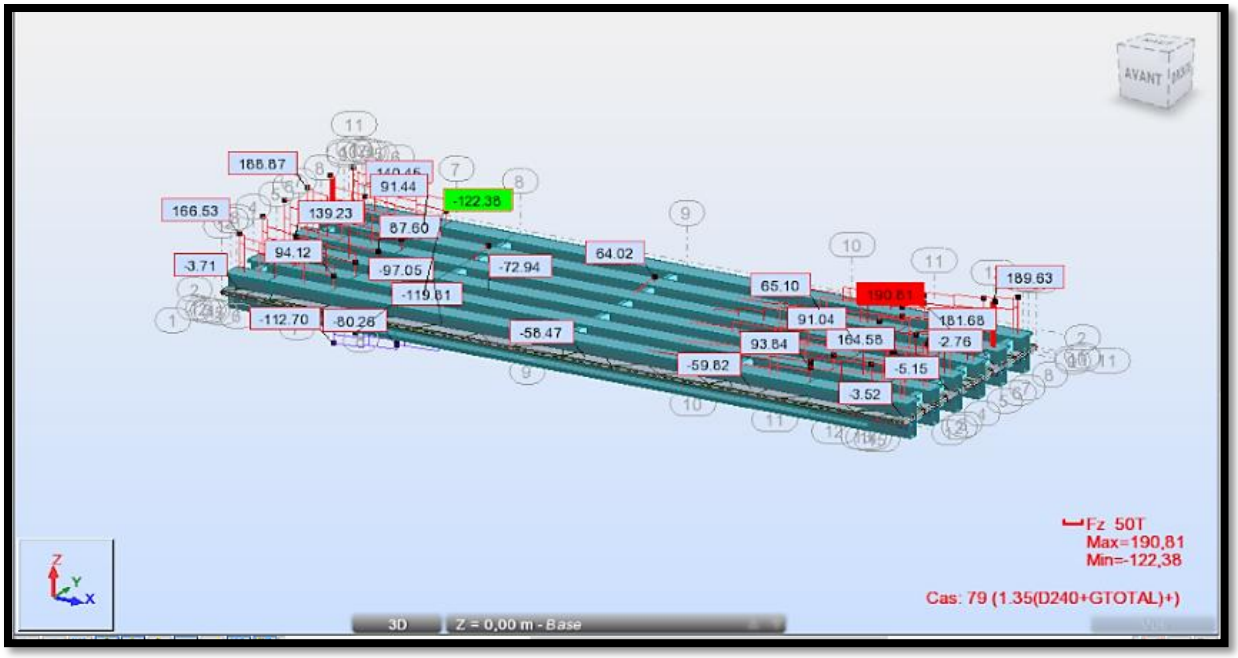


Figure VI.9.2 : Effort Tranchant max à l'E.L.U obtenu par robot 2015.

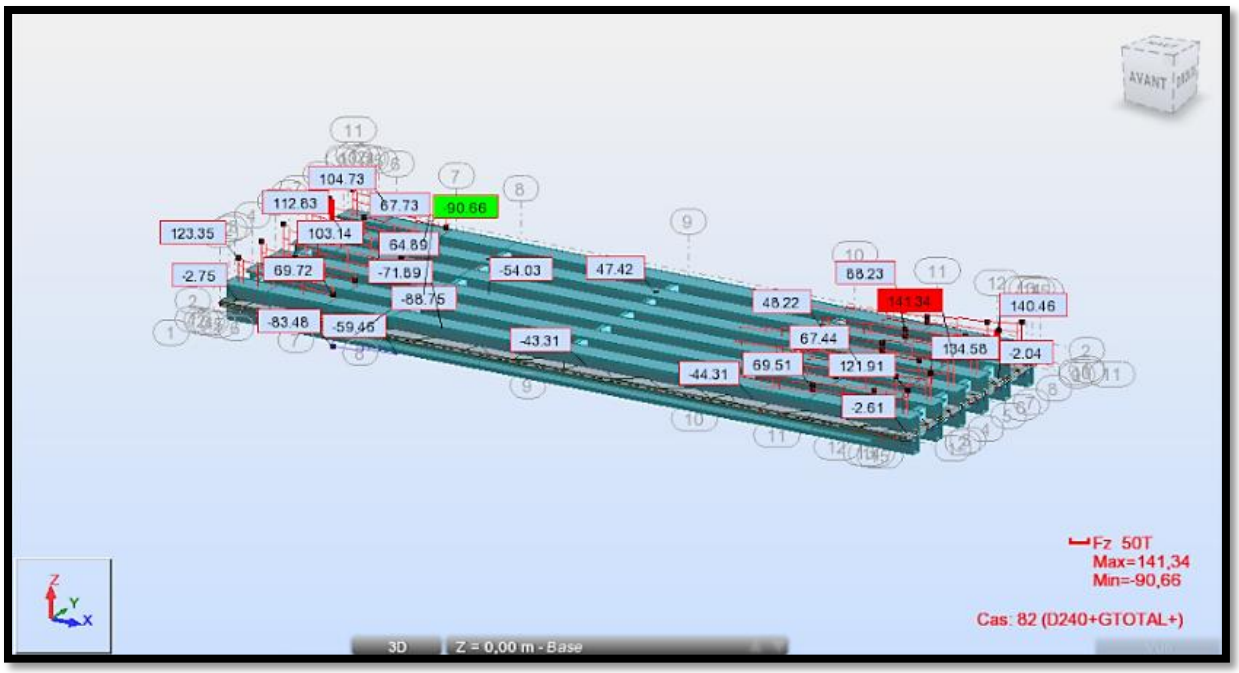


Figure VI.9.3 : Effort Tranchant max à l'E.L.S obtenu par robot 2015.

VI.5 CONCLUSION :

Après avoir déterminé la Répartition longitudinale et Transversale du moment fléchissant max et de l'effort tranchant max, on a bien remarqué que les combinaisons Maximales sont Respectivement a ELU et a ELS : **1.35 (G+D240)** et **G+D240** ,c'est une étape qui nous permettra de faire **L'Etude de la Précontrainte** .

CHAPITRE VII : Etude De La Précontrainte

VII.1.INTODUCTION :

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. Dans ce chapitre nous allons faire une étude approfondie de la précontrainte.

VII.2.LE PRINCIPE DU BETON PRECONTRAINT :

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton. Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

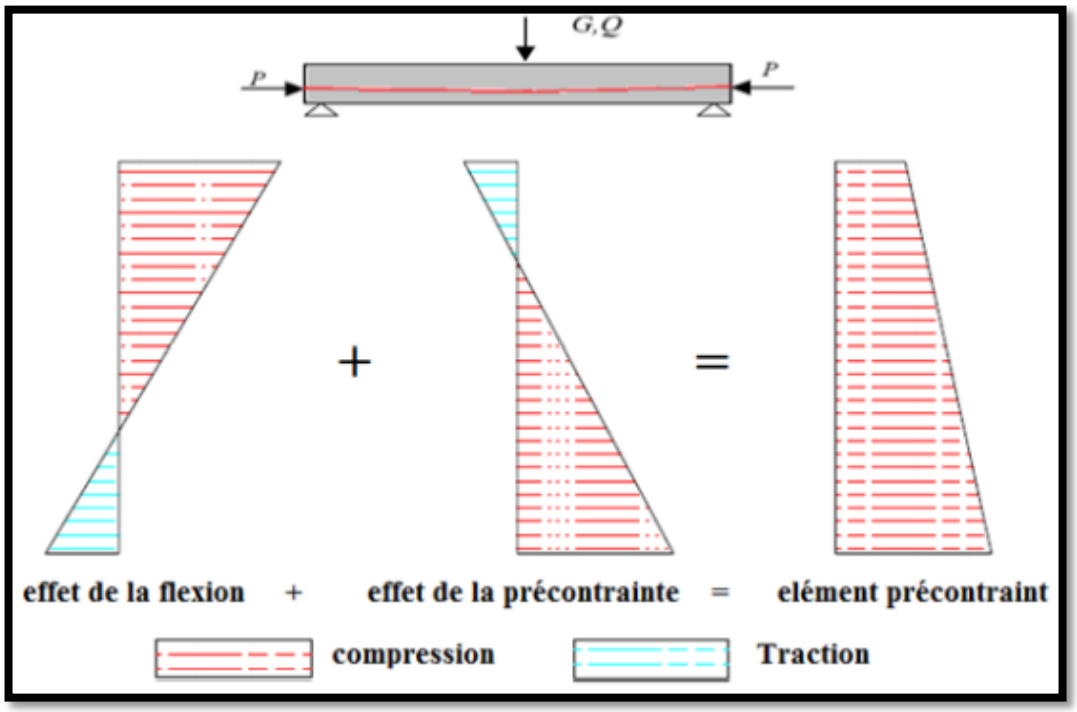


Figure.VII.1.principe de la précontraint

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités :

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

VII.2.1 Précontrainte par post-tension :

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

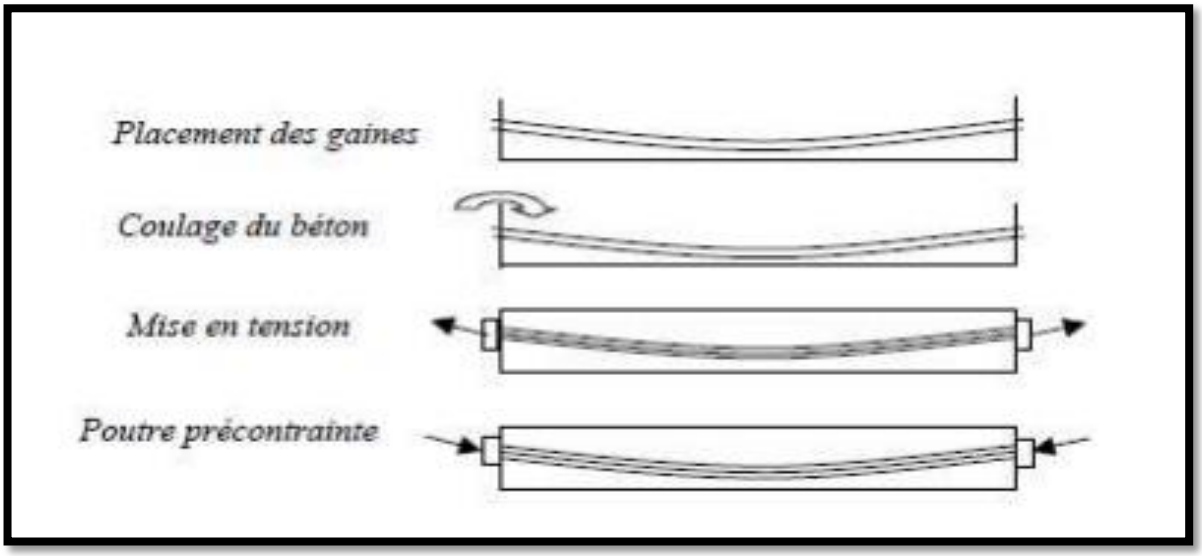


Figure.VII .2.1 :La Précontrainte par post-tension

VI .2.2Précontrainte par pré-tension :

Une poutre est précontrainte par pré-tension lorsque la mise en tension des aciers durs de précontrainte est effectuée avant le bétonnage de la poutre

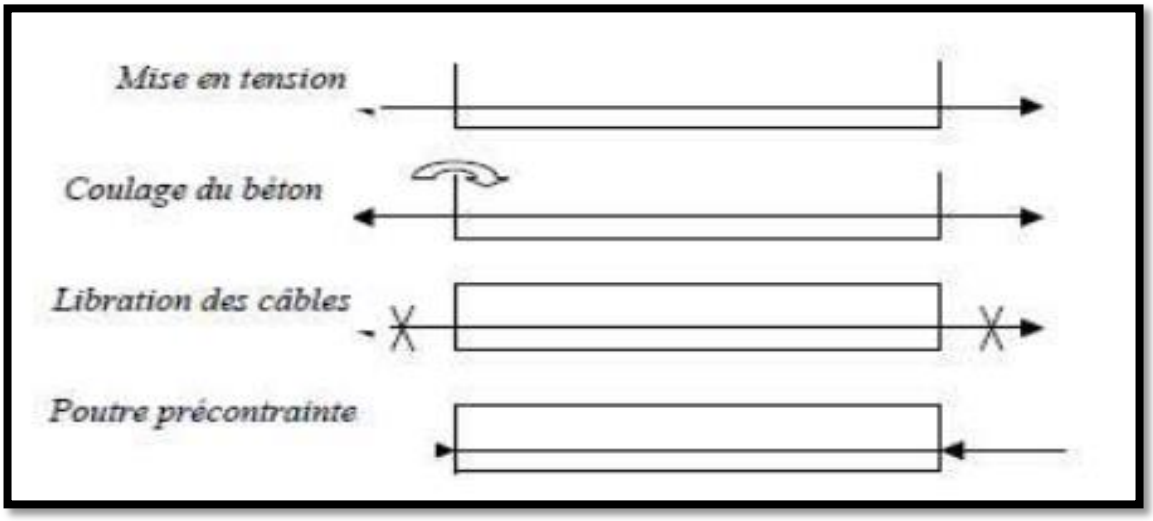


Figure. VII.2.2 :La Précontrainte par pré-tension

VII 2.3 Etapes générales de réalisation :

- Placement des gaines dans le coffrage.
- Coulage du béton.
- Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment.

L'injection est une opération extrêmement importante, car elle assure un double rôle:

1) La protection des armatures de précontrainte contre la corrosion.

2) L'amélioration de l'adhérence entre les armatures et les gaines.

L'opération de l'injection doit être réalisée dès que possible après la mise en tension des armatures. Le produit d'injection doit répondre aux impératifs suivants:

- avoir une assez faible viscosité pour couler facilement et pénétrer dans toutes les ouvertures et entre fils des câbles de précontrainte ;
- conserver cette faible viscosité pendant un délai suffisant pour que l'injection puisse s'effectuer dans de bonnes conditions avant le début de prise;
- après durcissement, avoir une résistance suffisante pour assurer efficacement l'adhérence de l'armature au béton

- présenter un retrait minimal
- ne pas être agressif vis-vis de l'acier de précontrainte.

Le produit d'injection était autrefois un mortier formé de ciment, de sable et de l'eau; aujourd'hui le sable est à peu près complètement abandonné, au profit de coulis de ciment CPA, comportant un adjuvant.

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend, généralement, les éléments suivants :

a)- Dispositif d'ancrage: on distingue, principalement, deux types d'ancrage:

Ancrage actif : situé à l'extrémité de la mise en tension.

Ancrage passif (ancrage mort) : situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.

b)- Les coupleurs: dispositif permettant les prolongements des armatures.

c)- Matériels de mise en tension: vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins etc.

d)- Les accessoires: gaines, tubes d'injection etc

VII.3 DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL :

-Nombre de torons par câble : 12T15S

-Section nominale de l'acier : A_p=1668 mm²

-Diamètre de la graine : Ø = 80 mm.

- Contrainte de rupture garantie : fprg = 1770 MPA.

-contrainte limité élastique garantie : fpeg = 1583 MPA**.**

-**Section nette :** c'est la section totale du béton avec déduction des conduits et des encrages

-**Bnette =** estimé à 95% **Bbrute**

-**In/G :** le moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe passant par le centre de gravité estimé à 90% **IG (**moment d'inertie de la section brute)

-**Sn/G :** le moment statique de la section nette par rapport à l'axe passant par le centre de gravité

-V' : Distance de la fibre supérieure par rapport au centre de gravité V'= $\mathbf{S_{n/G}}$ /**Bnette**

- V : Distance de la fibre inferieur par rapport au centre de gravité V = h-V'

- **ρ :** coefficient de rendement Géométrique

- **d' :** 0.1× h.

- $\bar{\sigma}$**bt2** = -0.7 ftj (la contrainte de traction du béton dans la section d'enrobage)

- $\bar{\sigma}$**bt1 = -** ftj (la contrainte de traction du béton hors de la section d'enrobage)

- $\mathbf{e_0}$: excentricité de câble tel que : $\mathbf{e_0}$ **=v'-d'**

VII .3.1 Caractéristiques des sections :

Nb :les calculs ont eté fait par le logiciel Robot 2015 pour plus détailles veuillez consulter l'Annexe A supérieure

Tableau .VII 1. Les caractéristiques géométriques de la section About seule

h(m)	V(m)	V'(m)	B(m²)	I_G (m^4)	ρ (%)	d'(m)
2.00	0.862	1.388	1.26	0.46	0.54	0.200

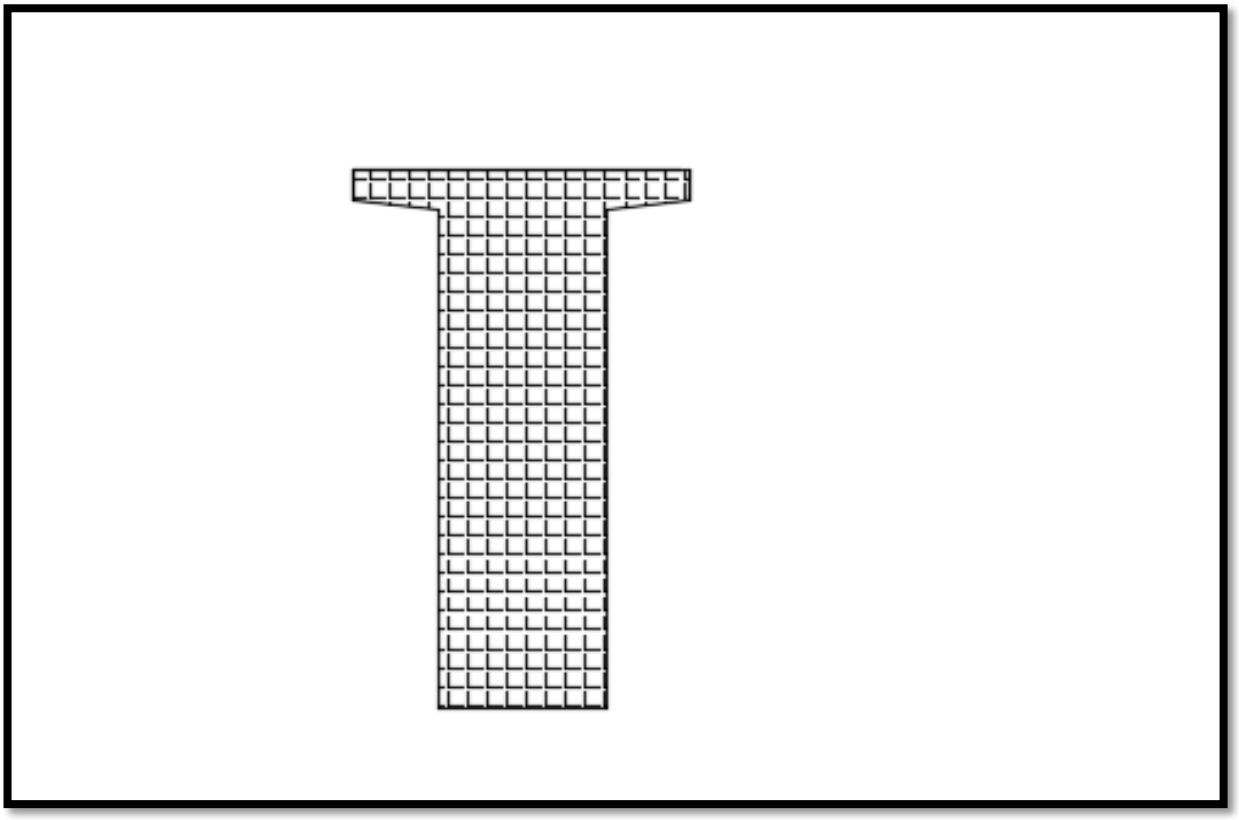


Figure.VII .3 : Schéma de la section About seule

Tableau VII.2. Les caractéristiques géométriques de la section About Avec hourdis

h(m)	V(m)	V'(m)	B(m²)	I_G (m^4)	ρ (%)	d'
2.25	0.862	1.388	1.835	0.96	0.52	0.225

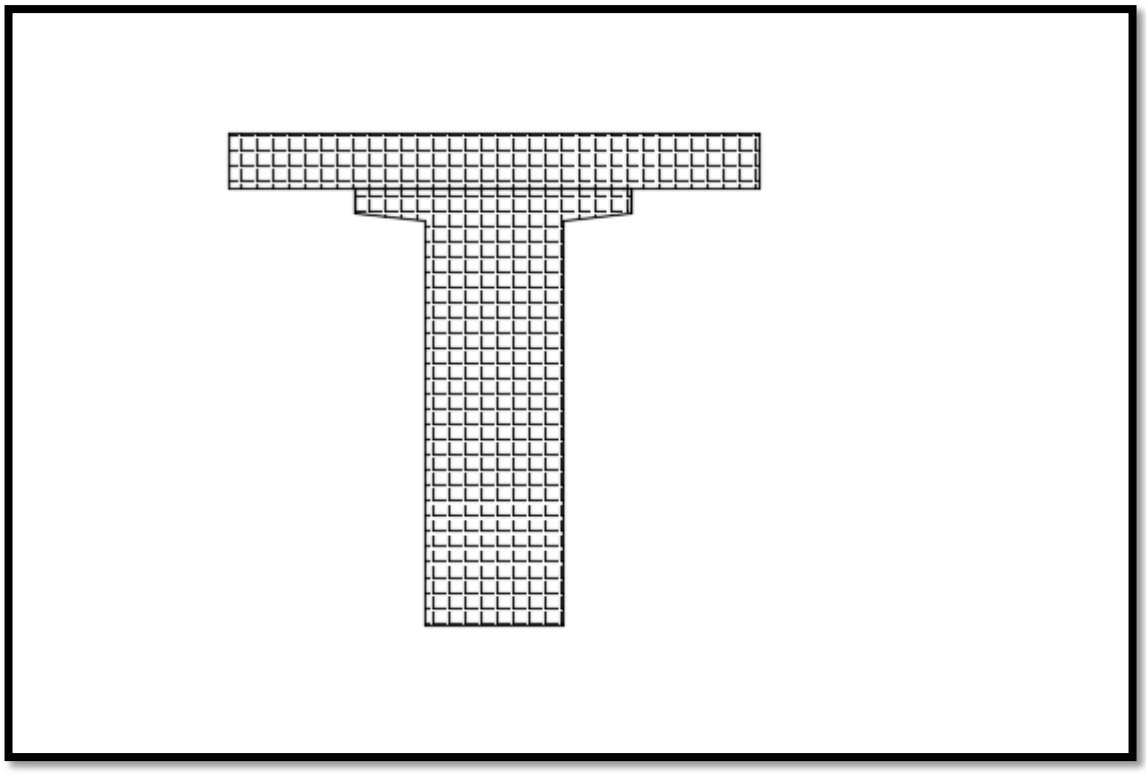


Figure.VII .4 : Schéma de la section About Avec Hourdis

Tableau VII.3. Les caractéristiques géométriques de la section Médiane seule

h(m)	V(m)	V'(m)	B(m²)	I_G (m^4)	ρ (%)	d'
2.00	0.934	1.066	0.73	0.37	0.52	0.225

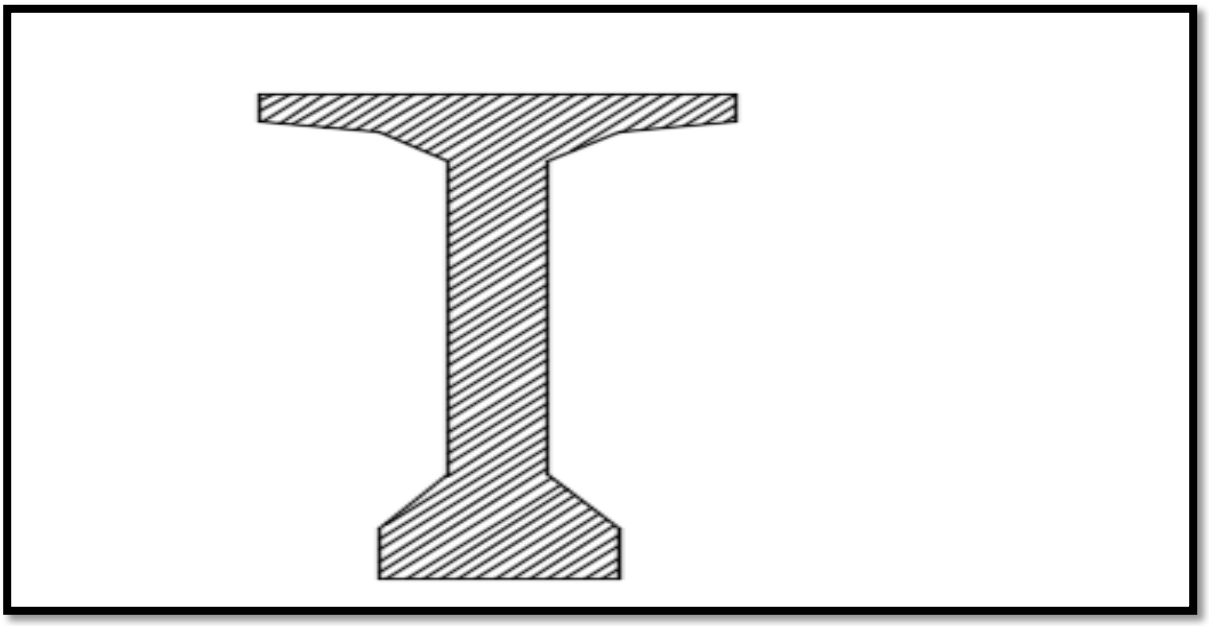


Figure.VII .5 : Schéma de la section Médiane seule

Tableau VII.4. Les caractéristiques géométriques de la section Médiane Avec hourdis

h(m)	V(m)	V'(m)	B(m²)	I_G (m^4)	ρ (%)	d'
2.25	0.73	1.52	1.32	0.84	0.56	0.225

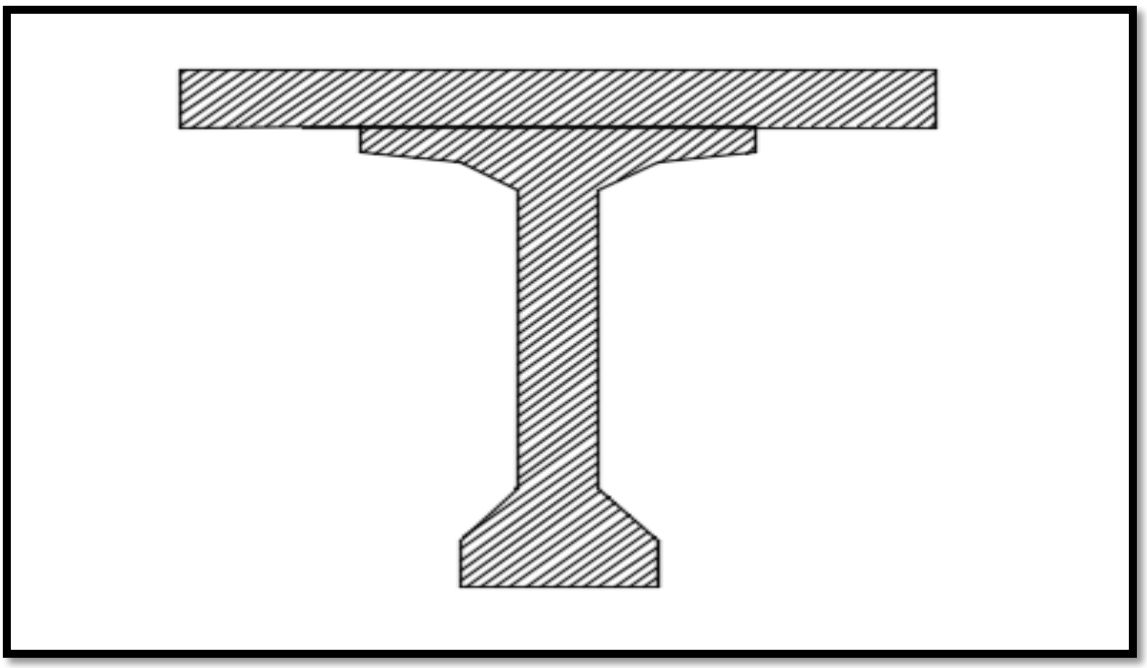


Figure.VII .6 : Schéma de la section Médiane Avec Hourdis

VII.4.Détermination de l'effort de précontrainte :

Le dimensionnement de la précontrainte consiste à calculer le couple P (la force de précontrainte) et e (l'excentricité du câble) pour ensuite déduire le nombre de câbles.La valeur minimale de précontrainte est donnée par l'expression : Pmin=sup (PI ; PII) Tel que

- **PI:** c′est la force minimale en section sous critique
- **PII:** c′est la force minimale en section sur critique

Avec :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt1}} + \frac{I}{v}\overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h}$$ Section sous-critique.

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'}$$ Section sur critique.

Avec :

B : aire ;

v et **v'** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes (**v** + **v'** = h) ;

I : moment d'inertie par rapport à G_z ;

ρ : rendement géométrique.

M_g : moment de poids propre ;

M'_g : moment dû aux charges permanentes additionnelles ;

M_q: moment généré par les actions variables de toutes natures. M_q moments généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, **M** varie ente :

Une valeur minimale : $\mathbf{M_m = M_g + M'_g}$

Une valeur maximale : $\mathbf{M_M = M_g + M'_g + M_{Mq}}$.

Posons : $\Delta\mathbf{M = M_M - M_m = M_{Mq}}$

$\overline{\boldsymbol{\sigma}}$**bt2** = -0.7 ftj (la contrainte de traction du béton dans la section d'enrobage)

$\overline{\boldsymbol{\sigma}}$**bt1 = -** ftj (la contrainte de traction du béton hors de la section d'enrobage)

Application au projet

La valeur minimale de la section de précontrainte sera calculée au milieu de la poutre a X = 20 m. Donc les caractéristiques prendre en compte dans le calcul est celle de la section médiane.

Le nombre de câble est donné par la relation suivante : $n \geq \frac{P_{MIN}}{0.68P_0}$

Avec :

$\mathbf{P_0}$: Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15 peut créer, $\mathbf{P_0}$ est estimé à **32%** de pertes.

Evaluation de P_0 :

- $\mathbf{P_0 = \min \{(0,8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0,9 \times f_{peg} \times A_p)\}}$

Rappelons que :

- $\boldsymbol{f_{prg}}$ = 1 770 MPa
- $\boldsymbol{f_{peg}}$ = 1 583 MPa
- $\mathbf{A_p}$ = 1 668 mm^2

Application Numérique :

- $\mathbf{P_0}$ = min {(0,8 x 1 770 x 1 668) ; (0,9 x 1 583 x 1 668)}
- **P_0 = 2,36 MN**

Evaluation de P_{MIN} :

- B = 1,32 m^2
- h = 2.25 m
- ρ = 0,56
- v = 0,73 m
- v' = 1,52 m
- $\overline{\sigma_{bt1}}$ = - 1,5 f_{t28} = - 4,05 MPa
- $\overline{\sigma_{bt2}}$ = - f_{t28} = - 2,7 MPa
- d' = 0,10 h= 0,225 m
- I_G = 0,84 m^4
- MM = 12,044 MN, combinaison de charge : **1.35 (G+D240), Voir Chapitre 6**
- Mm = 7,53MN du au poids propre , **Voir Chapitre 6**
- ΔM = 4.51MN

Application Numérique :

$$P_I = \frac{4.51 - \frac{0,84}{1,52} \times 4,05 - \frac{0,.84}{0,73} 2,7}{0,56 \times 2,25} = \mathbf{-0,66MN}$$

$$P_{II} = \frac{12,044 - \frac{0,84}{1,52} \times 2,7}{1,52 + 0,56 \times 0,73 - 0,225} = \mathbf{6.19MN}$$

- **PII > PI :** Alors la section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique PI n'est plus suffisant. La précontrainte doit reprendre 100 % du charges permanentes.

On prend P_{MIN} = 6.19 MN

$$n \geq \frac{P_{MIN}}{0,68 \times 2,36} = \quad = \mathbf{3,85}$$ **Donc on prend : n = 4 câbles 12T15**

VII.4.1 Vérification de la borne supérieure de la précontrainte :

Nous vérifions que P_0 n'est pas excessif afin d'éviter le surplus de câble. Les pertes sont estimées à 32% de P_0 donc $P_{min} = P_0 - \Delta P = 0.68\ P_0$ et σ_{bc}=0,6 f_{c28} en construction donc : σ_{bc} =0.6×35=21MPa.

$0.68 * P_0 * n \leq \sigma_{bc} * B_n - \Delta M/\rho h$➔$6.41MN \leq 21.36MN$ ➔ **vérifié**

La condition de la borne supérieure est bien vérifiée, donc P_0 n'est pas excessive.

VII.4.3Vérification des contraintes :

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les quatre câbles dans l'about, puis on fait la vérification des contraintes s'ils sont satisfaites ou non. Le calcul s'effectue à partir des caractéristiques des sections non fissurées et la vérification des contraintes se fait en classe II.

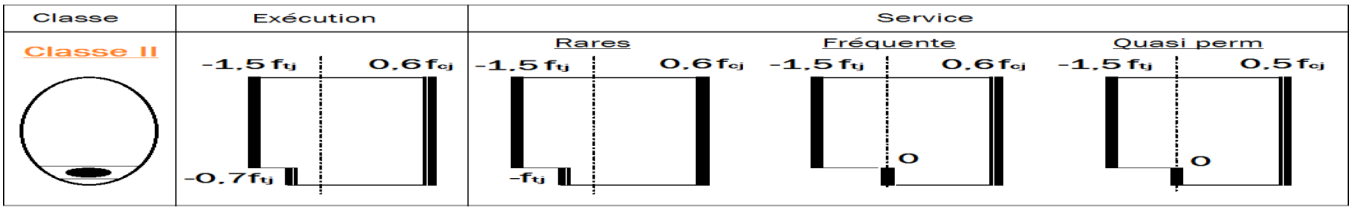


Figure.VII .7 :Classe de vérification des contraintes

La vérification a x= L/2, se fait selon les quatre phases suivantes :

➢ Première phase : Après 7 jours

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- Après le septième jour, la mise en tension est à 50 %.
- Les pertes considérées sont de 10 % (document **SETRA**).

$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28}$ Si j < 28 j. Selon **BAEL99**

$\overline{\sigma_{bcj}} = 0{,}6 \times f_{cj}$, en construction ;

$\overline{\sigma_{bt1}} = -1{,}5 \times f_{tj}$, Hors section d'enrobage - en construction .

$\overline{\sigma_{bt2}} = 0{,}7 \times f_{tj}$, Section d'enrobage - en construction .

d' = 22,5 cm.

Application Numérique :

f_{c7} = 23,18 MPa

f_{t7} = 1,99 MPa

$\overline{\sigma_{bc7}} = 13{,}91$ MPa

$\overline{\sigma_{bt1-7}} = -2{,}99$ MPa

$\overline{\sigma_{bt2-7}} = -1{,}39$ MPa

- **Deuxième phase : Après 28 jours**

La deuxième étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de 20 %.

f_{c28} = 35 MPa

f_{t28} = 2,7 MPa

$\overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

$\overline{\sigma_{bt1}} = -4{,}05$ MPa

$\overline{\sigma_{bt2}} = -1{,}89$ MPa

- **Troisième phase : Apres coulage de la dalle**

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

- Efforts dus à la deuxième phase.
- Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

- **Quatrième phase : En service**

La dernière étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- Mise en tension est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.

$\overline{\sigma_{bcj}} = 0{,}6 \times f_{c28}$, Combinaisons rares

$\overline{\sigma_{bt1}} = 1{,}5 \times f_{t28}$, Hors section d'enrobage - Combinaisons rares

$\overline{\sigma_{bt2}} = f_{t28}$, Section d'enrobage - Combinaisons rares

Application Numérique :

f_{c28} = 35 MPa

f_{t28} = 2,7 MPa

$\overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

$\overline{\sigma_{bt1}} = -4{,}05$ MPa

$\overline{\sigma_{bt2}} = -2{,}7$ MPa.

Les efforts considérés dans cette phase sont :

- Efforts dus aux actions hors trafic.
- Efforts dus aux actions dues au trafic.
- Tel que : P est l'effort de précontrainte **(P = nb câble * (P0 - % Pertes de P0) * % Mise en tension).**
- **e_0=v'-d',**

  Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.5.Vérification des contraintes

Phase de verification	Phase1	Phase2	Phase3	Phase4
fc j	23.18	35	35	35
ft j	1.99	2.7	2.7	2.7
σbc	13.91	21	21	21
$\bar{\sigma}$bt1	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
$\bar{\sigma}$bt2	-1.99	-1.89	-1.89	-2.7
δ_0 (%.)	10	20	20	25
e0	0.84	0.84	1.295	1.295
M(MN.m)	3.7	3.7	7.55	12.04
P(MN)	4.24	7.55	7.55	7.08
σsup	5.52	3.77	3.81	7.97
σinf	5.41	17.91	9.62	0.16
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

Avec :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$$

Interprétation :

Au niveau de fibre inférieure : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Au niveau de fibre supérieure : $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Conclusion : Nous remarquons bien que durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles.

VII.5 DISPOSITION DES CABLES :

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

- La précontrainte P(x) est admise constante sur le tronçon considéré $P(x)=P_0$.
- L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontrainte par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe Longitudinal) est faible.

Le tracé doit respecter des dispositions constructives exigées par le BPEL en ce qui concerne les bonnes conditions d'enrobage

VII.5 .1Disposition constructives des câbles :

VII.5.1 Section d'about :

A l'about on prendra un espacement de B=40 cm entre deux câbles successifs, et on détermine d de telle sorte que le point d'application de résultante des forces de précontrainte sortant de la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section : $\Sigma M/o=0$

$\rightarrow (P_1+P_2+P_3+P_4)v' = P_1d_1+ P_2d_2+ P_3d_3 +P_4 d_4$

Avec :

- $P_1=P_2=P_3=P_4=P$
- $d_2= d1+B$
- $d_3= d_1 +2B$
- $d_4=d_1 +3B$

$4v'=4d_1+6B \rightarrow 4*105.6=4d1+24$

$\rightarrow$ **d_1=45.6cm**

d_2=85.6cm

d_3=125.6cm

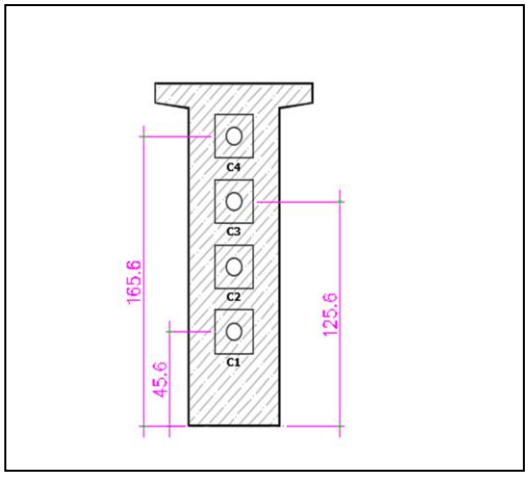


Figure.VII.8 :Disposition des câbles à l'about.

d_4=165.6cm

VII.5.2 Section à mi-travée :

En respectant la distance de Ø autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

- Diamètre de la gaine Ø =8cm
- Distance des câbles aux parements de la poutre

on prend c= 15 cm

Espacement vertical ev : ev > Ø. On prend ev = 15 cm Avec : c+ ev =30 cm < 38 cm

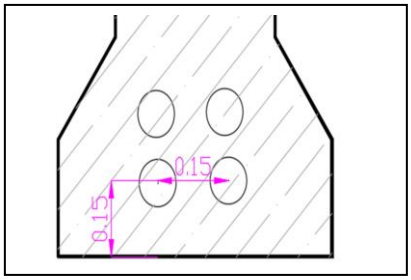


Figure.VII .9: Disposition des câbles à mi-travée

VII.5.3 Trace des câbles :

Les câbles de précontrainte doivent être conçus de manière à pouvoir remplir leur fonction pendant toute la durée d'utilisation de l'ouvrage. Leur tracé comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Dans notre cas, le tracé des câbles de précontrainte prend la forme de parabole tout au long de notre poutre. Ce tracé peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et sa dérivée sont :

$Y(x) = ax^2 + bx + c$

$Y'(x) = 2ax + b$

L'origine du repère (x, y) se situe dans la moitié de la poutre :

- **Pour le câble N°01 :**

$$\begin{cases} Y(x_c) = ax_c^2 + bx_c + c \\ Y'(x_c) = 2ax_c + b \end{cases}$$

$$\begin{cases} Y(0) = 0.15 \\ Y'(0) = 0 \\ (19.85) = 0.456 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a=0.00078 \\ b=0 \\ c=0.15 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y(xc) = 0.00078x_c^2 + 0.15 \\ Y'(x) = 0.00156x_c \end{cases}$$

Tableau VII.6. Caractéristiques géométriques du câble N°01 sur différents points

x_p(m)		x_C	Y_i(m)	Tg α	α°	α(rad)
0	0	19.85	0.456	0.031	1.78	0.035
L/10-0.15	3.85	16	0.35	0.039	1.43	0.028
L/8-0.15	4.85	15	0.326	0.035	1.32	0.026
L/4-0.15	9.85	10	0.228	0.023	0.92	0.018
L/2-0.15	19.85	0	0.15	0	0	0

- **Pour le câble N°02 :**

$$\begin{cases} Y(x_c) = ax_c^2 + bx_c + c \\ Y'(x_c) = 2ax_c + b \end{cases}$$

$$\begin{cases} Y(0) = 0.15 \\ Y'(0) = 0 \\ Y(19.85) = 0.856 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a=0.0018 \\ b=0 \\ c=0.15 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y(xc) = 0.0018x_c^2 + 0.15 \\ Y'(x) = 0.0036x_c \end{cases}$$

Tableau VII.7. Caractéristiques géométriques du câble N°02 sur différents points

x_p(m)		x_c	Y_i(m)	Tg α	α°	α(rad)
0	0	19.85	0.856	0.071	4.06	0.070
L/10-0.15	3.85	16	0.611	0.058	3.32	0.057
L/8-0.15	4.85	15	0.555	0.054	3.1	0.054
L/4-0.15	9.85	10	0.33	0.036	2.06	0.035
L/2-0.15	19.85	0	0.15	0	0	0

- **Pour le câble N°03 :**

$$\begin{cases} Y(x_c) = ax_c^2 + bx_c + c \\ Y'(x_c) = 2ax_c + b \end{cases}$$

$$\begin{cases} Y(0) = 0.3 \\ Y'(0) = 0 \\ (19.85) = 1.256 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a=0.0024 \\ b=0 \\ c=0.3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y(xc) = 0.0024x_c^2 + 0.3 \\ Y'(x) = 0.0048x_c \end{cases}$$

Tableau VII .8. Caractéristiques géométriques du câble N°03 sur différents points

x_p(m)		x_c	Y_i(m)	Tg α	α°	α(rad)
0	0	19.85	1.256	0.095	5.43	0.094
L/10-0.15	3.85	16	0.914	0.077	4.4	0.076
L/8-0.15	4.85	15	0.84	0.072	4.12	0.071
L/4-0.15	9.85	10	0.54	0.048	2.75	0.047
L/2-0.15	19.85	0	0.3	0	0	0

- **Pour le câble N°04 :**

$$\begin{cases} Y(x_c) = ax_c^2 + bx_c + c \\ Y'(x_c) = 2ax_c + b \end{cases}$$

$Y(0) = 0.3$, $Y'(0) = 0$, $Y(19.85) = 1.656$ ⇒ $a=0.0034$, $b=0$, $c=0.3$ ⇒ $Y(xc) = 0.0034x_c^2 + 0.3$, $Y'(x) = 0.0068x_c$

Tableau VII.9. Caractéristiques géométriques du câble N°04 sur différents points

x_p(m)		x_c	Y_i(m)	Tg α	α°	α(rad)
0	0	19.85	0.1656	0.135	7.69	0.134
L/10-0.15	3.85	16	1.17	0.109	6.22	0.108
L/8-0.15	4.85	15	1.065	0.102	5.82	0.101
L/4-0.15	9.85	10	0.64	0.068	3.89	0.067
L/2-0.15	19.85	0	0.3	0	0	0

- Nous allons calculer a partir des 4 câbles les caractéristiques géométrique du câble moyen :

Tableau VII.10. Caractéristiques géométriques du câble Nmoyen sur différents points

x_p(m)		x_c	Y_i(m)	Tg α	α°	α(rad)
0	0	19.85	1.056	0.083	4.74	0.082
L/10-0.15	3.85	16	0.761	0.067	3.84	0.067
L/8-0.15	4.85	15	0.697	0.063	3.59	0.062
L/4-0.15	9.85	10	0.435	0.042	2.41	0.042
L/2-0.15	19.85	0	0.225	0	0	0

- Apres avoir calculer les caractéristiques Géométriques des câbles, Ils sont représentés dans la figure suivante :

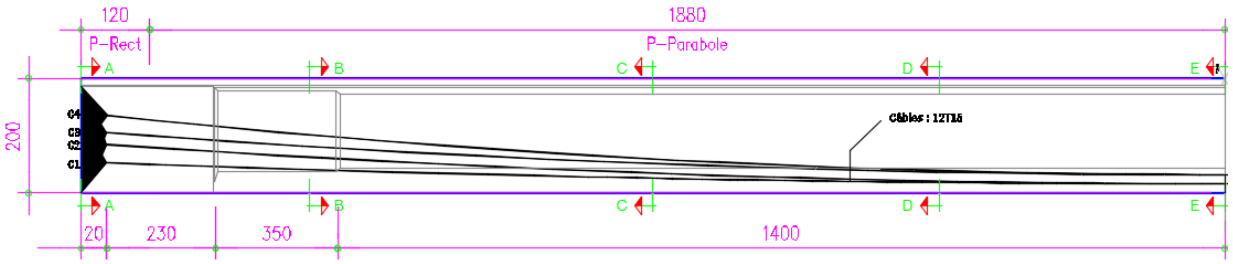


Figure.VII .10 Schématisation des câbles de précontraintes

VII.5.4 DETERMINATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE :

Sur les sections d'appuis les contraintes de cisaillement sont importantes, on choisit en fonction de l'angle de relevage un tracé qui minimise l'intensité de ces contraintes, cet angle de relevage est donné par l'expression suivante :

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

Avec :

V_M : Effort Tranchant Maximale a ELS de la combinaison **G+D240 =1.41MN**

V_m :Effort Tranchant sous le poids propre =0.87MN

$\bar{V}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ;

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$$

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service ;

$$\bar{\tau} = \left[0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)\right]^{\frac{1}{2}}$$

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

B_n : surface nette de la section d'about + hourdis ;

$$B_n = B_{Brute} - n.B_{Gaine}$$

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ;

$$b_n = b_0 - n * K * \varphi$$

Avec K=0.5

n : nombre de gaines par lit =1

b_0 : largeur brute ;

B_{Gaine} : surface de la gaine ;

$\varphi = 8\,cm$: diamètre de la gaine.

Application Numérique :

- f_{c28} **= 35 MPa**
- f_{t28} = **2,7 MPa**
- P = nb câble * (P0 - % Pertes de P0)=4*2.36*0.68=**6.41 MN** ; avec une perte de 32 %
- V_M = 1,41 MN
- V_m = 0,87 MN
- $\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{0,68 \times 2,36 \times 4}{1,809} = 3.54 MPa$
- $\bar{\tau} = [0,4 \times 2,7 \times (2,7 + 3,54)]^{\frac{1}{2}} = 2,59 MPa$
- $b_n = 0,60 - 1 \times 0,5 \times 0,08 = 0,56\,m$

$$\bar{V} = 2,.59 \times 0,56 \times 0.8 \times 2,25 = 2,61\,MN$$

$$Arc\sin\left(\frac{1,41 - 2,61}{6.41}\right) \leq \alpha \leq Arc\sin\left(\frac{0,87 + 2,61}{6,41}\right)$$

➔ **$-10.78° \leq \alpha \leq 32.88°$**

L'angle de relevage est applique sur le câble sur une distance de 1.20 m à partir d'ancrage.

$\alpha_{C1} = 2.16°$, $\alpha_{C2} = 3.83°$, $\alpha_{C3} = 4.28°$, $\alpha_{C4} = 5.94°$

$-10.78° \leq [\alpha_{C1} = 2.16°$, $\alpha_{C2} = 3.83°$, $\alpha_{C3} = 4.28°$, $\alpha_{C4} = 5.94°] \leq 32.88°$

➔ **vérifier**

VII.6 CALCUL DES PERTES :

D'une façon générale, on désigne sous le nom « perte de tension » ou « perte de précontrainte» toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post-tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de fortement
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- Pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

NB :les calculs vont se faire suivant le câble moyen

Tension à l'origine : les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur propable de la tension à l'origine, notée « σp0 ». Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivante :

Min (0.8 fprg ; 0.95 fpeg) en post-tension

σp0= Min (0.8 fprg ; 0.95 fpeg) = Min(0.8*1770 , 0.9*1583)=1416Mpa

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée Δσpi(x).

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : σpi(x)= σp0- Δσpi(x).

NB :pour le calcul des pertes on va les calculer dans le câble moyen qui est représente dans le tableau ci-dessous :

VII.6.1 Perte de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée à l'origine σ_{p0} diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$\sigma_p(x) = \sigma_{p0}\, e^{-(f\alpha+\omega x)}$

- σ_{p0} : la tension à l'origine ➔ σ_{p0}=1416**Mpa**
- e : la base des logarithmes népériens
- f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) ➔ $f = 0.18\ rd^{-1}$
- α : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd)

α(x)=| α(x)- α(0)| tel que α(x) : Angle du câble à une distance (x) et α(0) :

Angle du câble à x=0

- x : la distance de la section considérée (m)
- φ: coefficient de frottement en ligne

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\Delta\sigma frot(x) = \sigma p0 - \sigma p(x) = \sigma_{p0}(1- e^{-(f\alpha+\varphi x)})$$

Tableau VI.10. Pertes par frottement en différentes sections

Câbles		0	L/12	L/8	L/4	L/2
Câble moyen	$\Delta\sigma_{frot}(x)$ (Mpa)	0	29.7	33.3	39.32	55.11
Cable moyen	$\Delta\sigma_{frot}(x)$ (%)	0	2.1	2.35	2.78	3.89

Les pertes par frottement pour chaque câble sont présentées dans l'Annexe C

VII.6.2 Perte de tension par recul de l'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d ».

Les pertes dues au recul d'ancrage sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{recmax} = 2.\ \sigma_{p0}.\psi.d$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections, on utilise le théorème de **THALES** appliqué aux diagrammes des tensions :

$$\Delta\sigma_{rec} = \Delta\sigma_{rec\ max}\ (1 - X_i\ /d\ )$$

tel que :

$\Delta\sigma$rec max : Les pertes max

$\Delta\sigma$rec : Les pertes en différentes sections

σp0 : tension sous vérin

ψ : La courbe totale. $\psi = f \times \alpha\ L + \omega$

La distance « d » est exprimée comme suit :

$$d = \left(\frac{g \times Ep}{\sigma p0 \times \psi}\right)^{0.5}$$

.E_p : Module d'élasticité d'acier➔ E_p=190 000 Mpa

g : Glissement à l'ancrage ➔ g=6mm

Tableau VII.11. Pertes de tension par recul d'ancrage.

Câbles		0	L/12	L/8	L/4	L/2
Câble moyen	$\Delta\sigma_{recul}$ (x) (Mpa)	109.82	78.38	70.1	34.66	19.65
Cable moyen	$\Delta\sigma_{recul}$ (x) (%)	7.75	5.54	4.95	2.45	1.39

Les pertes par Recul d'ancrage pour chaque câble sont présentées dans l'Annexe C

VII.6.3 Perte de tension par déformation instantanée du béton :

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures, donnée :

$$\Delta\sigma racc(x) = \frac{1}{2}\frac{Eb}{Ebi}\sigma_b(x)$$

Avec :

- n : nombre de gaines n=3
- Ep : module d'élasticité des armatures **Ep = 190000 MPa**
- Eij : module instantané du béton au jour « j » **Eij = 11000√fcj**

Au 28ème jour **E_{ij} = 35981.73 *MPa***

- $\sigma_b(x)$: contrainte normale du béton

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{Bn} + \frac{P \times e^2(x)}{In} + \frac{M(x) \times e(x)}{In}$$

Tel que :

$P = n(\sigma p0 - \Delta\sigma frot - \Delta\sigma recu) * Ap$

e(x): excentricité du câbles de précontrainte

Tableau VII .11. Perte par déformation instantané du béton

Position X (m)	0	L/12	L/8	L/4	L/2
$\Delta\sigma_{racc}(x)_{28j}$ (Mpa)	15.95	24.69	34.68	41.8	52.95
$\Delta\sigma_{racc}(x)_{28j}$ (%)	1.1	1.74	2.44	2.95	3.73

VII.6.4 Pertes de tension différées :

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton
- Perte de tension due au fluage du béton
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée : $\sigma_{pf}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)$

VII.6.5 Perte de tension due au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, due à une évaporation de l'eau. La perte finale due au retrait du béton est donnée par :

$$\Delta\sigma_{pr} = \varepsilon_r[1 - r(j)]E_p$$

$\varepsilon_r = 3*10^{-4}$: étant le retrait totale du béton (climat nord d'Algérie)

r(j) : Fonction traduisant l´évolution du retrait en fonction du temps exprimée en (cm)

$r(j) = \frac{j}{j+9r_m}$ Tel que j : l'âge du béton au moment de sa mise en précontraint

$$r_m = \frac{Section\ nete}{le\ perimètre\ de\ la\ section}$$

Tableau VII.12. Pertes dues au retrait

L'âge du béton	Section(m)	X=0	X=L/12	X=L/8	X=L/4	X=L/2
28j	$\Delta\sigma_{pr}$ (Mpa)	49.26	45.29	42.73	42.73	42.73
	$\Delta\sigma_{pr}$ (%)	3.47	3.19	3.01	3.01	3.01

VII.6.6 Perte de tension due au fluage du béton :

Sous l'action d'une contrainte permanente, le béton subit des déformations au cours du temps, les câbles de précontrainte vont subir la même déformation, donc une chute de leur tension. :

$$\Delta\sigma fl = (\sigma b + \sigma M)\frac{Ep}{Eij}$$

σ_M : Contrainte maximal dans le béton après les pertes instantanées.

σ_b : Contrainte finale dans le béton après les pertes différées

A titre de simplification on peut admettre :

$\sigma_M \leq 1.5\sigma_b$ ➔ $\sigma_b \geq 0.67\sigma_M \cong 0.7\sigma_M$

$\sigma_M(x)$: Contrainte de compression dans le béton $\sigma_M(x) = \frac{P}{Bn} + \frac{P \times e^2(x)}{In} + \frac{M(x) \times e(x)}{In}$

Avec : $P=Ap\times n\times (\sigma p0 - \Delta\sigma inst)$

Tableau VII.13. Pertes dues au fluage

Position (m)	X=0	X=L/12	X=L/8	X=L/4	X=L/2
$\Delta\sigma_{fl}$ (Mpa)	59.32	77.79	103.5	137.57	162.76
$\Delta\sigma_{fl}$(%)	4.18	5.49	7.3	9.71	11.49

VII.6.7 Perte de tension due à la relaxation des câbles :

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps. La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma relx = 0.06 \times \rho_{1000}\left[\left(\frac{\sigma pi(x)}{fprg}\right) - \mu_0\right] \times \sigma pi(x)$$

- $\sigma pi(x) = \sigma p0 - \Delta\sigma p\ inst(x)$ Avec $\Delta\sigma p\ inst(x)$: perte de tension totale instantanée
- $\rho 1000 = 2.5\%$
- $\mu 0 = 0.43$ (TBR)
- fprg=1770 Mpa

Tableau VII.14. Pertes dues à la relaxation

Position(m)	X=0	X=L/12	X=L/8	X=L/4	X=L/2
$\Delta\sigma_{relx}$(Mpa)	57.85	56.8	55.97	59.4	57.56
Δσrelx(%)	4.09	4.01	3.95	4.2	4.06

Tableau VII.15. Récapitulation des pertes totales

Section (m)	Pertes instantanées (Mpa)	Pertes instantanées (%)	Pertes différées (Mpa)	Pertes différées (%)	Pertes totales (Mpa)	Pertes totales %
X=0	125.77	8.88	156.78	11.07	282.55	19.95
X=L/10	132.77	9.37	170.41	12.03	303.18	21.4
X= L/8	138.08	9.75	192.87	13.62	330.95	23.37
X=L/4	130.05	8.47	229.8	16.22	359.85	24.69
X=L/2	127.11	8.97	253.45	18.57	380.56	26.87

Note : les pertes différées finales est égale à : $\Delta\sigma pd = \Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + 5/6\ \Delta\sigma_{realaxation}$

Après le calcul du pourcentage des pertes totales, on remarque que les pertes de tension inférieures à 32%, la valeur qu'on a proposé au départ, donc le nombre de câble est vérifier (4 câbles de 12T15).

VII.7 CALCULE JUSTIFICATIF DES SECTIONS :

VII.7.1 Justificatif de la poutre à l'ELS :

Nous allons vérifier si la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est àdire vérifié le non dépassement des contraintes normales et tangentielles aux contraintes limites dans toutes les phases de construction et de service, en choisissant la section la plus sollicité (à mi- travée).

Selon le BPEL la précontrainte est représentée par une valeur de calcul P qui est :

P1 = 1,02 P0-0,80 ΔP

P2 = 0,98 P0-1,20 ΔP

VII.7.1.1Vis-à-vis des contrainte normal :

Pour les contraintes normales on doit vérifier les conditions citées en:

P = max ($P1$; $P2$) = max[Ap×n× (1.02 $\sigma p0$-0.8 $\Delta\sigma p$) ; Ap×n× (0.98 $\sigma p0$-1.2 $\Delta\sigma p$)]

- $\Delta\sigma p$: Perte de tension
- $\sigma p0$: Tension à l'origine

Les vérifications sont pour les 4 étapes, tel que :

Première étape : Elle commence dès le quinzième jour, tel que la mise en tension est à 50 % et les pertes considérées sont des pertes instantanées (document SETRA).

Deuxième étape : Après 28 jours, tel que la mise en tension des câbles est de 100%, et les pertes considérées sont les pertes instantanées Totales

Troisième étape : Après le positionnement des poutres sur leurs appuis définitifs et le coulage de l'hourdis sur place. Les efforts pris sont celle de la deuxième phase avec le poids propre de l'hourdis coulé sur place, tant que la poutre est la section résistante avec toute les pertes instantané avec 40% des pertes diffères

Quatrième étape : Dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension à 100%, avec des pertes Totales.

Tableau VII.16. Justification vis à vis des contraintes normales (4ème phase)

Position (m)	0	L/12	L/8	L/4	L/2
B_{nette} (m^2)	1.80	1.39	1.29	1.29	1.29
I_n (m^4)	0.912	0.801	0.756	0.756	0.756
v_n'(m)	1.325	1.499	1.524	1.524	1.524

v_n(m)		0.925	0.751	0.726	0.726	0.726
e(m)		0.269	0.738	0.827	1.08	1.299
P_1 (MN)		8.13	8.01	7.87	7.71	7.60
P_2 (MN)		7.00	6.83	6.60	6.37	6.21
M (MN.m)		0	1.12	3.52	3.72	7.55
σ_G (Mpa) (contrainte de au poids propre)	σsup	0	1.05	3.38	3.57	7.25
	σinf	0	-2.09	-7.09	-7.49	-15.21
σ_p (Mpa) (contrainte due au moment de précontrainte)	σsup	-2.21	-5.54	-6.25	-7.99	-9.48
	σinf	3.16	11.06	13.10	16.77	19.89
$\frac{P}{B_n}$ (Mpa)		4.51	5.76	6.10	5.97	5.89
σ_{totale} (Mpa)	σsup	2.30	1.24	3.23	1.55	3.66
	σinf	7.67	14.73	12.11	15.25	10.57
Vérification		Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Les résultats de la justification des contraintes normales pour les trois premières phases sont illustrés dans des tableaux en Annexe C.

VII.7.2 Vis-à-vis des contrainte tangentiels :

La vérification des contraintes tangentielles se fait pour chaque phase ou la contrainte tangentielle au niveau d'une section doit vérifier les deux inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0{,}4.f_{tj}\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2.\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0{,}6.f_{cj}-\sigma_x\right]\times\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\bar{\tau}_2^2$$

Si $\sigma_x < 0{,}4.f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$, donc on vérifie juste que $\tau < \bar{\tau}_1$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle ;

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

Détermination de la contrainte normale « σ_x » :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{avec} : P = \sum_{i=1}^{4} P_i \cos\alpha_i$$

P : effort de précontrainte .

B_n : surface nette de la section considérée.

Application Numérique :

- P=6.98MN
- Bn=1.80cm²
- fc28 = 35 MPa
- ft28 = 2,7 MPa
- α_{C1} = 2,16° --- α_{C2} = 3,83° --- α_{C3} = 4,28° --- α_{C4} = 5,94°

P=1.74*(Cos(2.16)+Cos(3.83)+Cos(4.28)+Cos(5.94))

=6.94 MN

On va calculer la contrainte :

$\sigma_{x1} = 3{,}85\ MPa < 0.4\ f_{c28} = 14\ MPa$

Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n} \quad , \qquad \text{Avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin\alpha_i$$

V_{red} : effort tranchant réduit ;

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, (on prend celle de la poutre + hourdis) .

b_n : largeur nette de la section .

I_n : moment d'inertie nette de la section.

Application Numérique :

$V_{max\ comb\text{-}Els}$ = 1,41 MN

I_n = 0,46 m^4

b_n = 0,56 m

S_n = 0,52 m^3

Vred=1.41-1.74*(Sin(2.16)+Sin(3.83)+Sin(4.28)+Sin(5.64))

Vred=0.91 MN

$$\tau = \frac{0{,}91 \times 0{,}52}{0{,}.46 \times 0{,}56}$$

τ = 1.83 MPa

τ 1=$(0.4 f_{tj} * (f_{tj} + \sigma_x))^{0.5} = (0.4 \times 2.7 \times (2.7 + 3.85))^{0.5}$ **=2.65Mpa**

On constate que :

1.83MPa ≤2.65MPa ⟹ vérifié

VII.7.3 JUSTIFICATION DES BIELLES DE BETON :

Cette condition est traduite pour éviter tout calcul complémentaire en une vérification de la Contrainte de cisaillement agissant sur les sections droites de l'ouvrage. Il suffit de vérifier :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5{,}83 MPa$$

τu: Contrainte tangentielle ultime

τ′u : Contrainte de cisaillement limite

$V_{urèd} = V_u - \Sigma P_i \sin(\alpha_i)$ Avec $V_u = V_{1.35(G+D240)} = 1.9MN$

$V_{urèd} = 1.44MN$

$\tau = \frac{1.44 \times 0{,}52}{0{,}.46 \times 0{,}56}$ = **2.91MPa ≤ 5.83 MPa** ⟹ La condition sur les bielles de compression de béton est bien vérifiée.

$tg2\beta_u = \frac{2\tau u}{\sigma x - \sigma y}$ Avec : **$\beta_u \geq 30°$**

Dans laquelle :

σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G.

βu=28.25° ⟶ on prend βu=30°

VII .8 FERRAILLAGE PASSIF :

VII 8 .1 Armature longitudinale de la zone tendue :

Armatures longitudinales dans les zones tendues, Leurs buts est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines section. Dans Toutes les phases de calcul, de mise

en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées. Le ferraillage passif longitudinal n'est pas nécessaire mécaniquement, on disposera un ferraillage minimal pour la 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 donc **4HA14** en nappe inférieure dans le talon.

VII .8 .2 Armature de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement Orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer

VII.8.2.1 Longidutinalment :

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer.

$$As = \max \begin{cases} 3\ cm^2/ml \times perimetre\ de\ la\ poutre \\ 0.1\ \%\ section\ nette\ de\ la\ poutre \end{cases}$$

$$\max = \begin{cases} 3x6.34 = 19.02\ cm^2 \\ 0.1x1.26 = 12.6\ cm^2 \end{cases}$$

As ≥ 19.02cm^2 on prend alors **24HA12 (27.14cm^2)**

On opte :

- 2HA12 pour le talon
- 12HA12 pour l'âme
- 10HA12 pour la table de compression

VII.8.2.2 Transversalement :

on détermine la section des armatures transversale At par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times tg\,\beta_u$$

Avec :

$\mathbf{A_t}$: section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;

$\mathbf{s_t}$: espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;

f_e : limite d'élasticité de l'acier ;

$\gamma_s = 1,15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

$\mathbf{b_n}$: largeur nette de la section d'appui

Application Numérique :

$V_{max\ comb\ -\ Elu} = 1,846$ MN

$f_{t28} = 2,7$ MPa

$f_e = 400$ MPa

$\gamma_s = 1,15$

$\tau_u = 1,54$ MPa

$\beta_u = 30°$

$b_n = 0,56$m

on trouve :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 6.42\ cm^2$$

- **Le pourcentage minimum a disposé :**

D'après le BAEL le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6\frac{b_n \gamma_s}{f_e}$$

Application Numérique :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 6,21\ cm^2/m$$

On fixe **At =2.26 cm^2** (1 cadre HA12)

On aura : St ≤ 0.37m

On opte : $St = 25cm\ dans\ la\ section\ median$

$St = 15cm\ dans\ la\ section\ de\ l'about$

Avec : $St = 0.25\ m \leq \min(0.8h; 3b0; 1m) = \min(1.6m; 1.8m; 1m) = 1m$

VII.8.3Cadre de talon :

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficace, donc ancrées au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On choisit un cadre HA12 et un étrier chaque 25cm.

VII.9 JUSTIFICATION DE LA ZONE D'ABOUT :

L'about de la poutre est soumis à une concentration d'effort due à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage.

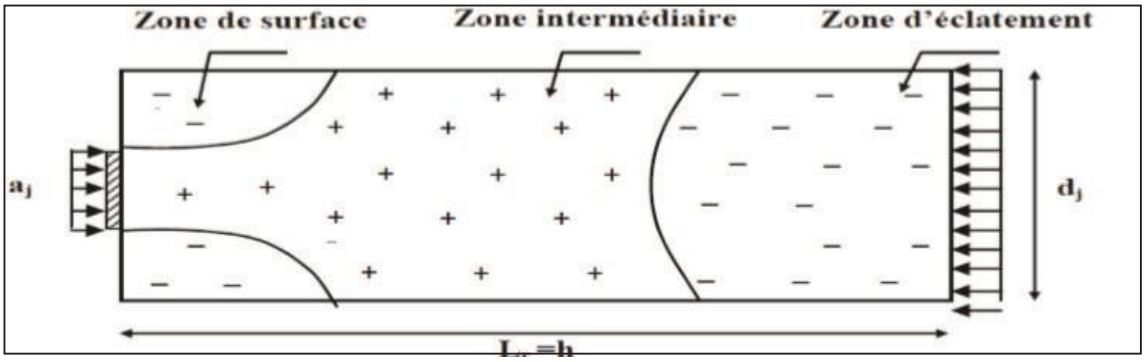


Figure.VII.11 Zone de concentration des contraintes

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique :

d1= min (2× 0.529 ; 0.40)=min (1.058 ; 0.40)=0.4m

d2= min (0.40 ; 2× 0.429)=min (0.4 ; 0.858)=0.4m

VII.9 .1 Zone de surface :

Dans cette zone, il faut disposer un ferraillage de surface As donnée par la formule suivante :

$$As = 0.04 \times \max \; Pj0 \,/\, \overline{\sigma s}$$

Avec : $P0 = \sigma p0 \times Ap = 2.36\ MN$ et $\overline{\sigma s} = 2/3 \times fe = 266.66 MPa$

Plan vertical :

As=0.04 × 2.36/266.66 = 3.54 cm^2 Soit 1 cadre HA16 (4.02cm²) autour de chaque plaque d'ancrage.

Plan horizontal :

As= 7.08 cm^2 Soit 2 cadres HA16 (8.04cm²) autour de chaque plaque d'ancrage.

VII.9 .2 Zone intermédiaire comprimée :

On doit s'assurer que la contrainte moyenne de compression longitudinale ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression :

$$\sigma mj = \frac{Pj0}{b \times dj} < 2/3\ fcj$$

- Au 7 ème jour : les câbles sont tirés à 50% ; $fc7 = 23.18\ MPa$

$$\sigma_{m7} = \frac{2.36*0.5}{0.6*0.4} = 4.92 \text{ Mpa} \leq 2/3 * 23.18 = 15.45 \text{ Mpa} \Longrightarrow \text{vérifié}$$

- Au 28 éme jours : les cables sont tirés a 100% : *fc28*=35 Mpa

$$\sigma_{m7} = \frac{2.36*1}{0.6*0.4} = 9.83 \text{ Mpa} \leq\leq 2/3 * 35 = 23.33 \text{ Mpa} \Longrightarrow \text{vérifié}$$

VII.9 .3 Zone d'éclatement :

Vérification des contraintes d'éclatement :

La contrainte de traction du béton doit vérifier : $\sigma_{tj} = 0.5\ (1 - \frac{aj}{ai}) \times \frac{Pj0}{b \times dj} \leq 1.25 f_{tj}$

$$\sigma_{tj} = 0.5(1 - \frac{0.25}{0.4}) \times \frac{2.36}{0.4 \times 0.6} = 1.84 \text{ MPa} \leq 3.375 \text{ MPa} \Longrightarrow \text{vérifié}$$

Ferraillage d'éclatement :

Les aciers d'éclatement sont situés à l'arrière des plaques d'ancrages, sur la profondeur de prisme de première régularisation associé à chaque ancrage

Plan vertical :

$$Ae = \max \begin{cases} 0.5\left(1 - -\frac{aj}{ai}\right) \times \frac{Pj0}{\frac{2}{3} \times fe} = 13.28\text{cm}^2 \\ 0.15\ Pj0/(2/3\ fe) \end{cases}$$

A_e=13.28cm² On prend 5 cadres HA14 (15.39cm²) sur une longueur de 0.40 m.

Plan horizontal :

$$Ae=\max \begin{cases} 0.5\left(1 - -\frac{0.24}{0.4}\right) \times \frac{2*2.36}{\frac{2}{3}*400} = 26.56\text{cm}^2 \\ 0.15\frac{2*2.36}{\frac{2}{3}*400} \end{cases}$$

Ae=26.56cm² On prend 9 cadres HA14 (27.7cm²)

VII.10 CONCLUSION :

Le câblage choisi ainsi que les hypothèses faites sur les pertes ont vérifié toute contrainte normale et tangentielle lors des différentes phases de réalisation et en service, ainsi que le dimensionnement de la poutre choisi est vérifié pour que les contraintes ne dépassent pas les contraintes admissibles.

CHAPITRE VIII. ETUDE DE LA DALLE

VIII.1 INTRODUCTION :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts. Dans ce chapitre Nous allons calculer le ferraillage correspondant.

VIII.2. CALCUL DES MOMENTS :

On va étudier la dalle en flexion simple dans les deux sens transversal et longitudinal.le logiciel AUTODESK ROBOT 2015 nous permet de représenter la distribution Des efforts dans la dalle à l'aide de l'option «cartographie panneaux » ainsi on peut déduire les moments suivant les deux directions (xx ; yy).

On peut considérer deux types de flexion du hourdis : flexion locale et flexion générale. La flexion locale est la flexion due au moment fléchissant transversal suivant la direction (yy), en considérant l'hourdis comme une dalle s'appuyant sur les poutres. Pour la flexion générale on considère l'hourdis comme membre supérieurs des poutres sous la flexion due au moment fléchissant longitudinal suivant la direction (xx.)

VIII.2.1 Etude longitudinale de la dalle :

Tableau VIII.1 :Les moments suivant (xx)

Combinaison ELS	Flexion générale (Mxx) (KN.m/m) Sur appui	Flexion générale (Mxx) (KN.m/m) A mi-travée
D240	29.6	-38.8
MC120	27.4	-15.6
BC	29.3	-16.7
BT	27.3	-34.1
A(l)	29.4	-17.9
MAX	29.6	-38.8

VIII .2.2 Etude transversale de la dalle :

Tableau .VIII 2 : Les moments suivant (yy)

Combinaison ELS	Flexion générale (MYY) (KN.m/m) Sur appui	Flexion générale (MYY) (KN.m/m) A mi-travée
D240	39.2	-55.4
MC120	39	-47.5
BC	34.2	-47.9
BT	29.6	-54.9
A(l)	36.2	-52.2
MAX	39.2	-55.4

VIII.2.3 Récapitulatif des moments :

Tableau VIII .3 : Récapitulatif des moments

Les moments	Mxx (KN.m/m)	Myy (KN.m/m)
Fibre inferieur	38.8	55.4
Fibre supérieur	29.6	39.2

VIII .3 FERRAILLAGE De La Dalle:

L'hourdis est ferraillé en deux nappes inférieure et supérieure, dans les deux directions longitudinal et transversale. Donc on étudiera une section rectangulaire en flexion simple. En faisant appel aux caractéristiques de l'acier utilisé pour cet ouvrage et les hypothèses de fissuration (Chapitre IV), le dimensionnement de ferraillage de la dalle se fait à l'ELS sur une section rectangulaire.

On considère les caractéristiques suivantes :

- L'enrobage c=4 cm
- La hauteur utile d = 0.9h = 0.9*25=22.5 cm.
- Une largeur b = 1 m
- fe = 400 Mpa

VIII.3 .1 Armature au sens longitudinal :

VIII.3 .1 .1 Dimensionnement à l'ELS :

Le dimensionnement des armatures se fait par les étapes suivantes :

Si Mser≤ $M1$ ⟹ $Aser = Mser/z*\bar{\sigma}st$

$M1$= 1/2× $b \times x \times z \times \bar{\sigma}bc$Avec:

$x = \alpha \times d$

$\alpha = 15\bar{\sigma}_{bc}/(15\bar{\sigma}bc+\bar{\sigma}st)$

$z = d - x/3$

et :

$\bar{\sigma}bc = 0.6\, fc28 = 21\ MPa$

$\bar{\sigma}st$ = max (0.5fe ; 110(η) = max (250 ; 228.63) = 250 MPa

- Une fois la section Aser est calculée, on vérifie la condition de non fragilité, pour vérifier que la section d'acier est plus grande que la section minimale.

$$Aser \geq Amin = 0.23 * \frac{ftj}{fe} * b * d$$

Tableau VIII.4:Dimensionnement des armatures longitudinales à L'ELS

	Fibre supérieur	Fibre inferieur
a	0..58	0.58
X(m)	0.13	0.13
Z(m)	0.182	0.182
$M1^{=}$(MN.m)	0.24843	0.24843
Mser (MN.m)	0.0296	0.0388
Aser (cm²)	7.14	9.32
Amin (cm²)	3.49	3.46

VIII.3 .1 .2 Choix des armatures

Les sections d'acier maximales retenues sont :

VII .3 .2 Armatures au sens transversal :

1. Dimensionnement à l'ELS
2. Dimensionnement des armatures transversales à L'ELS
   - Les calculs sont résumé dans les tableaux suivant:

Tableau VIII.5 :Choix des armatures longitudinales

	Section d'acier	barres
Nappe inferieure	9.32	7HA14 (10.77 cm²)/15cm
Nappe supérieure	7.14	7HA12 (7.96 cm²)/15cm

:

Tableau VII..5 : Dimensionnement des armatures transversales à L'ELS

	Fibre supérieur	Fibre inferieur
a	0..58	0.58
X(m)	0.13	0.13
Z(m)	0.182	0.182
$M1^{=}$(MN.m)	0.24843	0.24843
Mser (MN.m)	0.039	0.0554
Aser (cm²)	9.37	13.31
Amin (cm²)	3.49	3.46

Tableau VII..6 : Choix des armatures Transversale

	Section d'acier	barres
Nappe inferieure	13.31	7HA16 (14.04 cm²)/15cm
Nappe supérieure	9.37	7HA14 (10.77 cm²)/15cm

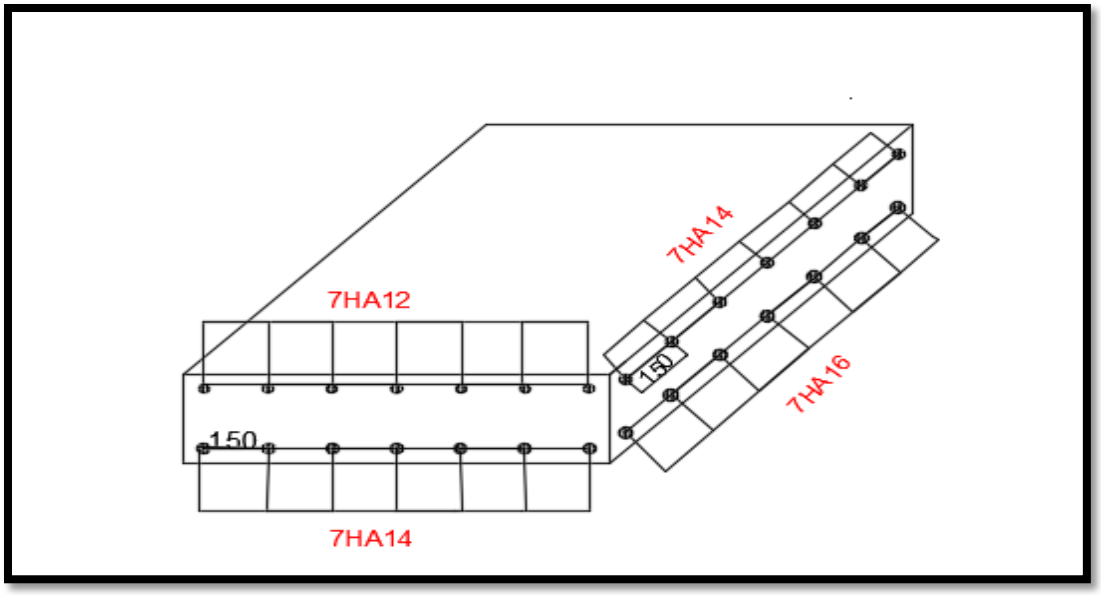


Figure VIII.1 : Schéma de ferraillage de la Dalle

VIII.4 Vérifications :

VIII.4 .1.Vérification des espacements :

Les espacements maximaux à ne pas dépasser suivant les deux directions (xx) et (yy)

Suivant xx : St max = min (2h ; 22cm) =22 cm

Suivant yy : St max =min (3h ; 33cm) = 33cm

VIII . 4. 2. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT :

Pour vérifier le non poinçonnement de la dalle et éviter la disposition des armaturesTransversales, on doit vérifier la condition suivante :

$$Qu \leq \frac{(0{,}045.Uc.h.fc28)}{\gamma b}$$

Avec :

Qu : Charge de calcul à l'ELU égale à 1.6 P.

P : Le poids d'une roue du système de charge roulante de type B((Bc, Bt, Br).

h: Epaisseur de la dalle égale 25cm.

Uc : Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle égale à 2(a+b). tel que : $a= a_0 + h_0 +2\xi h_1$

$b = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$

Application Numerique :

- Qu=1.6 P
- h_0 =0.25m .
- h_1 (épaisseur de revêtement) = 0.08m.
- ξ = 0.75 pour des revêtements moins résistants.
- γb = 1.5
- fc28 = 35 MPA
- . Convoi Bc :
  Roue de 60KN : $a_0 = a_0$=0,25m ; a=b=0,62
  Roue de 30 KN : $a_0 = a_0$=0,2m ; a =b=0,57
- Convoi Bt :
  Roue de 80KN : a_0=0,6m a=0,97 ; b_0=0,25m ; b=0,62
- Convoi Br :
  Roue de 100 KN : a_0=0,3m a=0,67 ; b_0=0,6m ; b=0,97

Les Résultats sont Résume dans le Tableaux suivant :

Tableau VIII.7 :Vérification de non poinçonnement

Charges	P (KN)	a_0	b_0	a	b	Uc	$0.045Uc * h * fc28/\gamma b$	Qu(MN)	vérification
Bc	60	0.25	0.25	0.62	0.62	2.48	0.65	0.096	Vérifier
	30	0.2	0.2	0.57	0.57	2.28	0.6	0.048	Vérifier
Bt	80	0.6	0.25	0.97	0.62	3.18	0.84	0.128	Vérifier
Br	100	0.6	0.3	0.67	0.97	3.28	0.86	0.16	Vérifier

VIII. 5 Les Entretoises :

L'étude de l'entretoise est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion longitudinale et la vérification d'effort tranchant. L'entretoise sera assimilé à une poutre contenue reposant sur cinq appuis supporte une charge uniformément

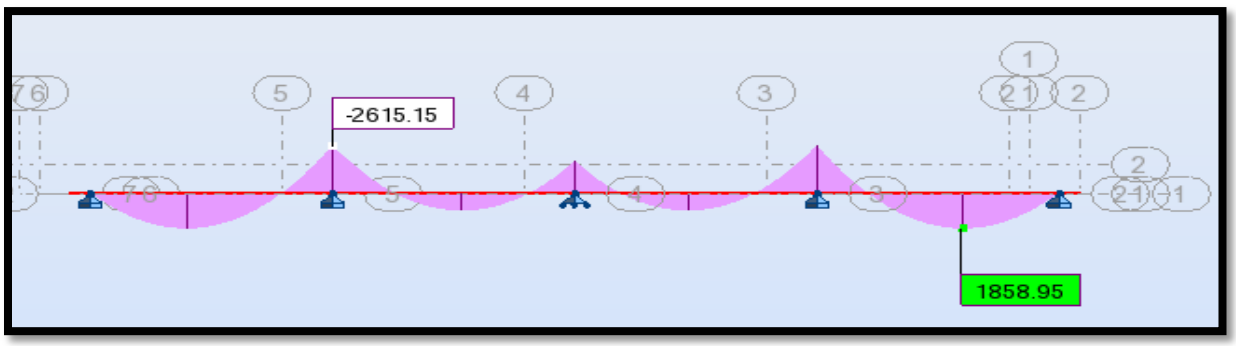


Figure VIII..2 Schéma de Représentative des entretoises avec diagrammes des moments

VIII. 5 .1 Le ferraillage longitudinal :

Le ferraillage se fait en flexion simple avec fissurations préjudiciable sur deux sections (extrême et Médine) alors en prends As=Max (A_{su} ; $A_{s,ser}$). Généralement As,ser qui donne la section max donc en va faire le calcul a l'ELS uniquement.

Les calculs sont Récapitulé dans le tableaux suivant :

Tableau VIII .8 :Dimensionnement des armatures longitudinales à L'ELS

	Fibre supérieur	Fibre inferieur
a	0..58	0.58
X(m)	0.756	0.13
Z(m)	1.053	0.182
$M1^{=}$(MN.m)	2.93	2.93
Mser (MN.m)	0.262	0.1859
Aser (cm²)	10.86	7.72
Amin (cm²)	7.09	7.09

Tableau VIII.9. Choix des armatures

	Section d'acier	barres
Nappe inferieure	9.12	6HA14 (9.23 cm²)/15cm
Nappe supérieure	10.86	6HA16 (12.06 cm²)/15cm

VIII. 5 .2 Le ferraillage Transversales :

Dans une section l'effort tranchent est la somme des composantes perpendiculaires a la ligne moyenne et contenues dans le plans moyen, des forces appliquées à gauche de cette section, l'effort tranchent V, tend à faire glisser la partie de poutre située à droite de cette section, il en résulte dans la somme des contrainte de cisaillement τ qui forment un système en équilibre avec V.

Vérification de contrainte tangentielle :

$$\tau_u^{max} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

τ_u: La contrainte tangentielle ultime vis-à-vis des sollicitations de l'ouvrage.

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 d}$$

$\overline{\tau_u}$: La contrainte tangentielle limite, elle doit être limité dans le cas des fissurations non préjudiciable à la valeur :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0,2}{\gamma_b} f_{cj}, 5MPa\right]$$

Application Numérique :

- Vu^{max}=1.56*1.35=2.1 MN
- b_0=0.35m
- d=0.9h=1.305m

On Remplace dans les Formules on Trouve :

3.99 MPa ≤ 4 .66MPa = $\overline{\tau_u}$ ⟹ Condition vérifié

VIII. 5 .2.1 Choix de diamètre des barres transversales:

$$\Phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi long^{min}, \frac{b0}{10}\right)$$

$\Phi t \leq \min(41.42, 45,12) = 12$ mm ⟹ Donc on prend : Φt=10mm

Avec : At=1.57cm^2

VIII. 5.2.2 Calcul d'espacement des cadres :

Pour le calcul de l'espacement on va utiliser la formule suivante :

$$S_{t0} \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$$

Avec

$$S_{t1} = \frac{At * fe * (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}{b0 * \gamma s * (\tau ur - 0.3 k f tj)}$$

$$S_{t2} = \min(0.9d, 40)$$

$$S_{t3} = \frac{At * fe}{0.4 * b}$$

Application Numérique :

Pour K=1 : dans le cas ou li n'ya pas de reprise de Bétonnage

α: l'angle des bielles 90°

St0 ≤ min(59.6 ; 40 ; 44.85) = 40cm

On prend : S_{t0}=40cm

VIII. 6 . CONCLUSION :

La dalle du pont joue un rôle mécanique très important (répartition des charges sur les poutres). C'est un élément support qui permet d'installer les équipements de pont (corniches, glissières, garde-corps … etc.) qu'on dimensionnera dans un chapitre ultérieur

Chapitre IX: Equipements Du Pont

IX.1 INTRODUCTION :

Les équipements, souvent considérés comme secondaires, jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : la durabilité, le bon fonctionnement de l'ouvrage et le confort des usagers. Parmi ces équipements nous citons : les trottoirs, le garde-corps, les appareils et les dés d'appui, les joints de chaussée et les systèmes d'évacuation des eaux. Les actions provenant du tablier comprennent le poids propre du tablier, les surcharges et les actions horizontales dues au freinage, au vent... etc. Les déplacements du tablier sont dus aux:

- Variation de température,
- Des rotations dues aux surcharges,
- Des déformations différées du béton ainsi que les actions sismiques… etc.

En ce qui suit, on fera l'étude des divers équipements permettant la bonne mise en œuvre et le fonctionnement adéquat et durable de notre viaduc.



Figure IX.1 : Equipements du pont

IX.2.Appareils d'appuis:

L'appareil d'appui est un organe de liaison entre une structure (en général, le tablier) et son support (en général, une culée ou une pile) , conçu 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 spécieux
- Les appareils d'appui métallique

Pour notre Travail, on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère fréte qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

Ce type présente des avantages nombreux qui sont citées ci-dessous :

- Facilité de mise en œuvre et le réglage et de contrôle.
- Permis de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis
- N'exige aucun entretien.
- Leur cout et relativement modéré.

IX.3.Les appareils d'appuis en élastomères frettés :

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère renforcé par des frettes métalliques adhérisées par vulcanisation lors de sa fabrication. Cet appareil réalise la liaison d'une structure avec son support et doit permettre par déformation élastique :

- la transmission des efforts normaux,

- les déplacements horizontaux,

- les rotations de la structure de directions quelconques,

- la transmission des efforts horizontaux,

dans certaines limites. Il peut être aussi muni d'un plan de glissement pour augmenter les possibilités de déplacements de structure mais également disposer d'un système de blocage (anti cheminement) suivant une ou deux directions horizontales

L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

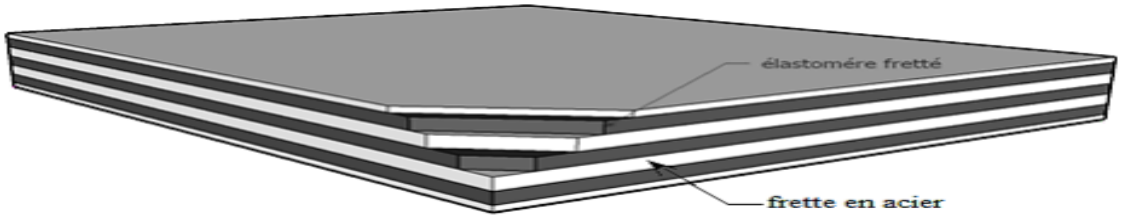


Figure IX .2 : appareil d'appui en élastomère fretté

IX.4 Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Le dimensionnement de l'appareil s'est basé essentiellement sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de

frettage qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées de sort que sa section vérifier la condition de noncheminement et de résister aussi à l'écrasement. Ces deux conditions sont exprimées par la double inégalité :

$$\begin{cases} \frac{Nmax}{a \times b} \leq 20\text{MPa} \\ \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \end{cases}$$

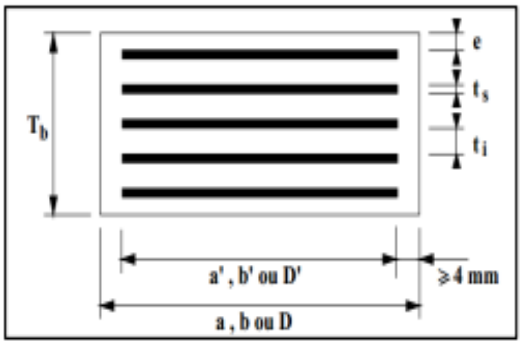


Figure IX .3 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

Tel que :

• a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire ;

• D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire ;

• a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire .

• T : épaisseur totale de l'élastomère.

• n :nombre de feuillets élémentaires d'élastomère

• ti :épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

• ts :épaisseur d'une frette élémentaire

• e :enrobage

IX.4.1 AIRE DE L'APPAREIL D'APPUI :

$$\sigma max = \frac{Nmax}{a \times b} \leq 20\text{MPa}$$

a : coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage ;

b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage

σmax : la contrainte moyenne de compression due à l'effort Nmax ;

Nmax : réaction d'appui à ELU qui engendre par 1.35(G+D240)

Application Numérique :

- Nmax=1.9MN

$a*b \geq 950mm^2$

Selon le document SETRA on choisit :

$(a\times b)=(350\times 350)mm^2$

IX.4.2 HAUTEUR NETTE D'ELASTOMERE:

L'épaisseur de l'appareil d'appui T est conditionnée par la condition de non flambement, avec a est le plus grand coté :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

Application numérique :

$35mm \leq T \leq 70mm$

On prend :T=45mm

IX.4.3DIMENSIONNEMENT DES FRETTES:

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \dfrac{a\times\sigma_m}{\beta\times\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \end{cases}.$$

tel que : $\sigma_e = 235\ Kg/mm^2$

$$\begin{cases} \sigma_m = \dfrac{N_{max}}{a'\times b'} \\ \beta = \dfrac{a\times b}{2\times G\times(a+b)} \end{cases}$$

Application numérique:

- G=0.90MPa (selon le guide SETRA)

- σ_m =15.51MPa
- β=9.72
- **$t_s \geq 3mm$**

On prend ts=4mm

Donc, on prend :

- 4 Feuilles d'élastomère : ti = 10 mm.
- 5 Frettes métalliques de : ts = 4 mm.
- Enrobage des chants : 4 mm.
- Enrobage extérieur : 2.5 mm.
- T=4*10+2*2.5=45mm (épaisseur Totale de l'élastomere)
- Tb=45+5*4=65mm (Hauteur Totale de l'appareil d'appui)

Alors les dimensions finales sont : **(350x350) ;4x(10+4)**

IX.5 VERIFICATIONS DE L'APPAREIL D'APPUI :

IX.5 .1 RESISTANCE A LA COMPRESSION :

On doit verifier :

$$\boldsymbol{\sigma max = \frac{Nmax}{a' \times b'} \leq 20MPa}$$

Application numérique :

σm= 15.51MPa ≤ 20MPa ➡ la condition est vérifié

IX.5.2 SECURITE AU FLAMBEMENT :

On doit vérifier : $\boldsymbol{\gamma_s \times Pu \leq Pc}$

Avec

$\boldsymbol{\gamma_s = 3}$: le coefficient de sécurité ;

Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU (1.863MN)

$\boldsymbol{Pc = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h}$: la charge critique de flambement ;

B : l'aire nominale de l'appui ;

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui ;

$\boldsymbol{S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}}$: le facteur de forme.

Application numérique :

- S= 8.75
- d= 0.014m
- h= 0.065m
- B= 0.1225m²

On remplace dans la formule on trouve :

5.58 MN ≤ 7.27 MN

IX.5.3 LIMITATION DE LA DISTORSION :

. On doit vérifier :

$$\delta \leq \delta_c$$

Pour **p = Pu/Pc ≤0.25** on trouve **: δc≤0.7+4(δ_0 -0.7) (0.25-p).**

Tel que : **δ_0 = b/T** est borné par **[0.7 < δ_0< 2]**.

b : petit côté de l'appui ;

T : épaisseur totale d'élastomère

Pour **p = Pu/Pc ≥0.25 on trouve δ ≤ 1.4 (1-2P)** ⟹ **Ne vérifié pas**

Alors on place dispositif de non distorsion

IX.6. Les dés d'appuis :

L'appui peut comporter des dés de quelques décimètres de hauteur. Cette disposition se rencontre rarement bien qu'elle présente des avantages. En effet, on bénéficie d'une part d'un espace suffisant pour réaliser des manœuvres aisées. D'autre part, la hauteur permet d'utiliser des vérins ordinaires, volumineux mais peu coûteux d'emploi. Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures et Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.

IX.6.1 Ferraillages des dés d'appuis

- **Armature de chainage :**

La section calculée doit reprendre un effort de : R = 25%$Rmax$

$$Ac = \frac{0.25Rmax}{\sigma s}$$

Avec :

Rmax : réaction d'appui à ELU qui engendre par 1.35(G+D240)

$\sigma s = fe/\gamma s$ =400/1.15 =347.82 Mpa

Ac= $\frac{0.25*1.9}{347.82}$ =13.65 cm^2 Soit : 7HA16=14.07 cm^2

- **Armature de profondeur**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures. La section calculée doit reprendre un effort de : R = 0.125$Rmax$

$$\mathbf{Ap}= \frac{0.125*Rmax}{\sigma s}$$

Ap= $\frac{0.125*1.9}{347.84}$ =**6.83 cm^2** soit : 7HA12 = 7.96cm^2

- **Armature de diffusion :**
- **Ferraillage de surface (frettes sup) :**

Ce sont des armatures capables de reprendre : R = 4%$Rmax$:

$$\mathbf{As}= \frac{\mathbf{4\%Rmax}}{\boldsymbol{\sigma s}}$$

As= $\frac{0.04*1.9}{347.84}$ =**2.18cm^2** soit : 3HA10=2.25cm^2

- **Ferraillage d'éclatement (frettes inf) :**

Ce sont des armatures capables de reprendre : R = 10%$Rmax$

$$\mathbf{Aé}= \frac{\mathbf{10\%Rmax}}{\boldsymbol{\sigma s}}$$

Aé== $\frac{\mathbf{0.1*1.9}}{\mathbf{347.84}}$ = 5.46cm^2 soit : 4HA14=6.16cm^2

IX.7.JOINT DE CHAUSSEE :

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier .Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant les variation dimensionnelles longitudinales subit, qui sont dues aux variation de température, aux rotation sur appui du fait de la flexion du tablier , aux tassements éventuels, au retrait, au fluage et aux déformations d'exploitation.

IX.7.1 CHOIX DU TYPE DE JOINT :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basé sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules. ·

- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules

IX.7.2 Dimensionnement :

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- ✓ La température ;
- ✓ Déformations différées du béton (retrait, fluage).
- ✓ séisme

$$W = W_D + 0{,}3W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec

W : souffle total du joint

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage)

W_T : souffle thermique

W_S : souffle sismique (qui est Egale 1.87cm).

- Le souffle d'un joint est la variation maximale d'ouverture que peut atteindre ce dernier

IX.7.3 La température :

Cet effet constitue une part importante du souffle. La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par :

$$\Delta L_T = L * \alpha_T * \Delta T$$

ΔL_T: variation de la longueur

L : longueur dilatable

α_T : coefficient de dilatation

ΔT : différence de température

- Pour un ouvrage totalement symétrique (symétrie des fondations, des appuis, des conditions d'appui et du tablier), le point de déplacement nul peut être considéré au centre de l'ouvrage et la longueur dilatable est alors la demi-longueur du tablier.
- Le coefficient de dilatation pris pour le calcul du souffle est 10.10^{-6}/°C pour le béton et 12.10^{-6}/°C pour une structure métallique.
- $\Delta L_T = 160 * 10^{-5} * 50 = 8cm$

IX.7.4 Le Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta Lf}{L/2} = K_{fl} * 10^{-4}$$

Avec :

K_{fl} : Coefficient du fluage à t=0 (au moment où il subit la contrainteσb) et il vaut 2 à 3

Donc : $\Delta Lf = 160 \times 2.5 \times 10^{-4} = 4cm$

IX.7.5 Le Retrait:

Le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On l'évalue à :

$$\frac{\Delta Lr}{L/2} = 2 * 10^{-4}$$

Donc **:** $\Delta Lr = 3.2cm$

On en déduit que :

$$W = 4 + 3.2 + 0.3 * 8 + \frac{1.87}{3} = 10.22cm$$

IX.7.6 Type de joint :

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 10.22cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

Tableau IX.1. Modèles des joints Wd.

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139

Wd230	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

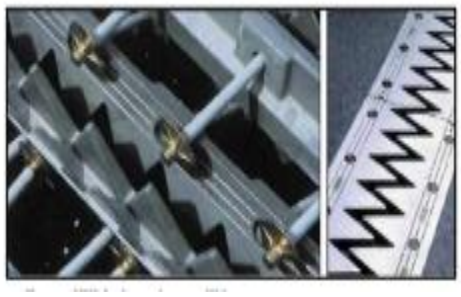


Figure IX.4 : Joint du type Wd110

IX.8.L'évacuation des eaux

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « devers », soit unique (cas des chaussées séparées) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à 2%. Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée , puis évacuées par des gargouilles.

La forme de la pente est obtenue soit par un profilage approprié de la couche de roulement, ou au niveau de la dalle supérieure. Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes. Pour le cas de notre projet, on a une pente transversale unique de 2,5 % (cas de chaussée unidirectionnelle).

Une fois l'eau est recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC, elles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

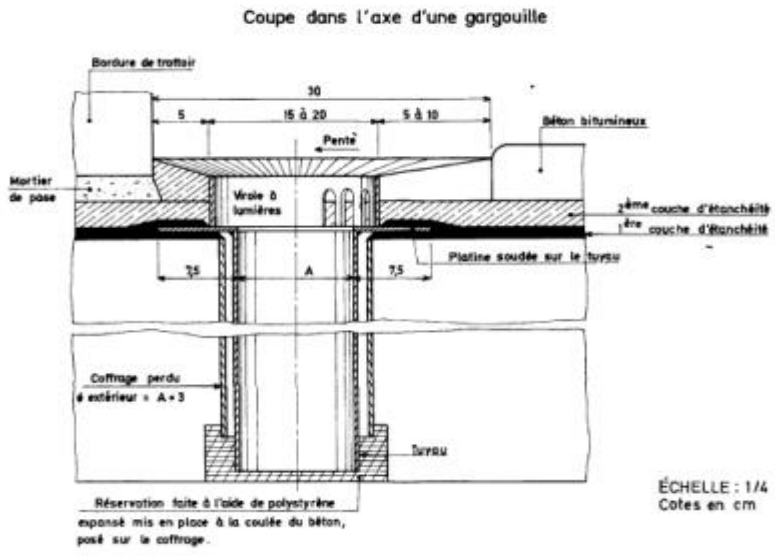


Figure IX.5 : Système d'évacuation des eaux.

IX.9.Les corniches :

le rôle principal des corniches est l'esthétique. situé à la partie haute des tabliers Elles présentent la "ligne" de l'ouvrage. Surtout lorsque la dalle est coulée sur place, les corniches permettent de donner une bonne finition pour une bonne vue. C'est ainsi, qu'il vaut mieux les préfabriqués. En plus de ce rôle principal, les corniches peuvent se présenter comme un larmier pour l'écoulement latéral des eaux et ainsi éviter le ruissellement de l'eau sur la partie porteuse de la structure. Enfin, les corniches permettent aussi le scellement des garde-corps.

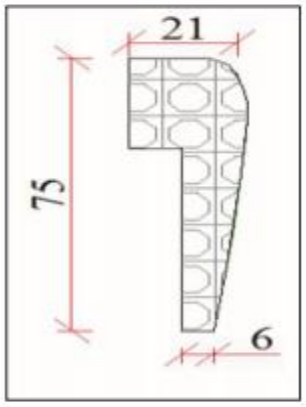


Figure IX.6 : Dimension de la corniche préfabriquée

IX.10. Dispositifs de retenue :

Ce sont les équipements destinés à retenir des piétons ou des véhicules en perdition. Il n'existe pas un dispositif de retenue entièrement polyvalent. Ainsi, on distingue **les gardes corps**, **les glissières de securité**

IX .10.1 Le Garde-Corps :

Il a essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel des véhicules léger.



Figure IX.7 : Garde-Corps en métal BN4

IX .10.2. Les Glissières :

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle



Figure IX .8 : Glissières de sécurité

IX.11.CONCLUSION :

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage a court et long terme.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passée à l'étude de l'infrastructure dans un chapitre ultérieur .

CHAPITRE :ETUDE SISMIQUE

X .1.INTRODUCTION :

Les séismes font partie des cataclysmes naturels qui ont exercé une grande fascination sur l'humanité. Ils sont responsable de la destruction des villes entières, la cause de la mort de millions d'hommes et souvent des conséquences économiques désastreuses pour les pays touchés. Cela pose un ultime défi aux spécialistes de génie parasismique et aux ingénieurs en travaux publics et génie civil de concevoir des ponts, des bâtiments et des barrages capables de résister aux forces dévastatrices engendrées par les tremblements de terre.

L'effet dynamique sous un séisme sur les ouvrages d'art peut être Très dangereux dans certain cas, Notre ouvrage est situé dans la ***Zone III*** *(sismicité élevée), d'où la nécessité de comprendre le comportement de l'ouvrage vis-à-vis la sollicitation sismique.*

X.2.Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- ✓ Le présent pont est de **2eme groupe** ;
- ✓ Le sol est de catégorie **S3** (site meuble) ;
- ✓ L'ouvrage est classé en zone **III**
- ✓ L'accélération de zone **A= 0.3.**

Pour l'étude sismique ,le règlement R.P.O.A propose deux (2) méthodes d'analyses :

- L'analyse monomodale
- L'analyse spectre de réponse.

X.3.ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

Pour l'étude sismique d'un pont plusieurs méthodes peuvent être analysées, parmi ces méthodes on peut citer la méthode spectrale monomodale (mode fondamental). Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamentale dans chaque direction sont déterminées soit 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 soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

Cette méthode ne s'applique pas aux ponts spéciaux : arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles (de suspension ou de haubanage), ponts cantilever.

Nous allons utiliser cette méthode pour notre ouvrage, Mais tout d'abord, il faut passer par des conditions a vérifiées pour justifier l'utilisation de la méthode. :

X.3 .1.Mode totale mise en mouvement par le mode fondamental :

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieur a 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles MP doit être inferieur a 43% de la masse du tablier :

MT=G+αQ

Tel que : **G :** le poids total du tablier.

Q : la charge d'exploitation

α : 0% pour un pont routier Non urbain. **(R.P.O.A)**

Application numérique :

$\mathbf{M_{totale}}$**=** 8*(26.724*40)= 8551.68t

$\mathbf{M_{total}}$ =G+αQ = 8544t + 0 =8551.68t

$\mathbf{M_{pile} = M_{chevetre} + M_{voile}}$

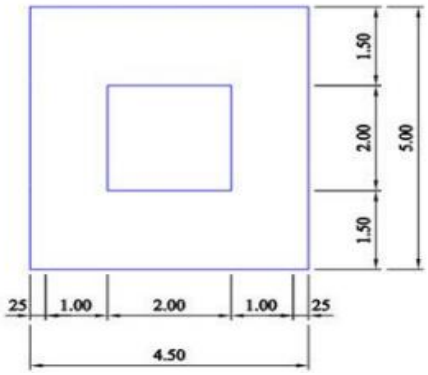
On a : les dimensions du Chevêtre :

Longueur : L = 13,5 m ;

Largeur : l= 2.5m ;

Hauteur : H = 1.5 m

On a aussi : les dimensions du voile : pour H=35m



$\mathbf{M}\boldsymbol{chevêtre} = \boldsymbol{Schevêtre} \times \boldsymbol{Lchevêtre} \times \boldsymbol{\gamma b}$**=126.56t**

$\mathbf{M_{voile}}$ **=2.5[(4*4.5*5)+31(4.5*5-4)]=1658.75t**

$\mathbf{M_{pile}}$**=1658.75 +126.56=1785.31t**< 0.43*8551.68=3677.228t ***Condition verifiée***

X.3 .2 Angle de biais:

L'angle de biais doit être > 70gr et les raideurs longitudinales et transversales totale des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis est de 95 gr > 70 gr ***Condition vérifiée***

X.3 .3 Courbe du pont

Il s'agit d'un pont avec un grand rayon R=3000m ***Condition vérifiée***

X.3 .4 Symétries transversales :

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

$$e_0 = |X_M - X_R| < 5\% \, L$$

Avec :

X_M :Centre de Masse

X_R : centre élastique des appuis

.**X.3 .4 .1 Calcule du centre de masse**

Le tablier étant parfaitement symétrique, le centre de masse se situe donc au milieu de tablier :

$$X_M = 320/2 = 160m$$

X.3 .4 .2 Calcule du centre élastique des appuis :

$$X_R = \frac{\sum KiXi}{\sum Ki}$$

Détermination de la raideur longitudinale du système

La raideur du système comprend la raideur des appuis et la raideur des appareils d'appui sur culées.

- **Raideur de la culée :**

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui, elle se calcul comme suit :

$$K_C = \frac{1}{\frac{1}{k_{culée}} + \frac{1}{k_{A-APP}}}$$

$K_{Culée} = \infty$ ⟹ $\mathbf{K_C = \dfrac{1}{\dfrac{1}{k_{A-APP}}} = k_{A-APP}}$ **Avec :** $k_{A-App} = n \times G \times \dfrac{a \times b}{T}$

Avec :

n : nombre des appareils d'appuis de l'élément porteur (n = 6 appareils sur culée)

G : module de cisaillement de l'appareil (G= 1.2 MPa en condition sismique)

(a, b) : les dimensions en plan de l'appareil (0,35×0,35m²)

T: l'épaisseur totale de l'appareil (T= 0,065 m)

Donc : $K_{appareils\ d'appui}$ **=13.56 MN/m** Alors : **Kc=13.56MN/m**

- **La raideur de la pile**

comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui. Le chevêtre est supposé infiniment rigide :

$$\mathbf{K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{k_{voile}} + \frac{1}{k_{A-APP}}}}$$

$K_{appareils\ d'appui}$ = 27.13 MN/m Avec n=12

- **Raideur du Voile :**

La raideur d'un fût encastré dans la semelle et articulé en tête est calculée selon la RDM par la formule suivante : $\mathbf{k_{Pile} = n\dfrac{3EI}{h^3}}$

n : Nombre de fût composant la pile (n = 3)

E : module de déformation instantanée de béton (Eij = 35981.73 MPa)

I : moment d'inertie longitudinal d'un fût (Iy =45.5m^4)

h :Hauteur du voile

Tableau X.1. Raideurs longitudinales des voiles

La pile	La hauteur (m)	Iy (m^4)	Nvoile	K_{voile} (MN/m)	K_{pile} (MN/m)
P1	13.9	45.5	1	1828.8	26.72
P2	25.5	45.5	1	296.2	24.84

P3	4.0	45.5	1	76742.3	27.11
P4	11.75	45.5	1	3027.6	26.87
P5	25.5	45.5	1	296.2	24.84
P6	35.0	45.5	1	114.5	21.92
P7	10.5	45.5	1	4242.7	26.94

On utilisant la formule précédante on trouve :

K_{pile} =179.24MN/m

- On calcul le centre de Rigidité :

$$X_R = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i}$$

$$X_R = \frac{0*13.56+26.72*40+24.84*80+27.11*120+26.87*160+24.84*200+21.92*240+26.94*280+13.56*320}{179.24+2*13.56}$$

= 158.55m

On va claculer e_0

e_0=|X_M-X_R| =|160-158.53| =1.46m et 0.05L=16.0m

on trouve que : 1.46m≤ 16.0m ***Condition vérifiée***

- toute les conditions sont vérifié on utilise la méthode monomodale (mode fondamental)

X .4 SEISME LONGITUDINAL :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectiligne à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous effet de l'action sismique. Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide

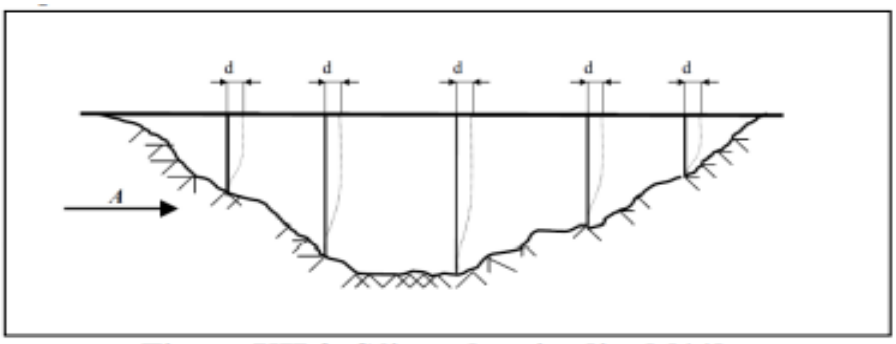


Figure X.1. Séisme longitudinal

X .4.1 Détermination de la raideur du système :

$$K_{systeme} = K_{pile} + 2K_{culle}$$

$K_{systeme}$ =179.24+2*13.56=206.36MN/m

X .4.2 Période longitudinale du système :

La période longitudinale du système vaut :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec :

K : Raideur longitudinale du système

M :Masse totale du tablier

Application Numerique :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{8551.68}{206.36*1000}} = 1.28s$$

X .4.3 SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE :

Le spectre de réponse élastique(Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement(ξ) de l'ouvrage Par :

$$\text{Sae}(T,\xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta Ag\,S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur (g=9,81m/s2).

($T1$, $T2$) : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (S3) . ($T1$= 0,2s, $T2$=0,50s)
S : Coefficient de site. (S=1,2).

η: Facteur de correction de l'amortissement. $\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ qui est égale a 1

(ξ):Taux d'amortissement ξ = 5%. (Le matériau à considérer est 'béton armé')

On a: $T2 = 0.50s \leq T = 1.46s \leq 3.0s$ Donc :

$$S_{ae}(T,\xi)_{(\frac{m}{s^2})} = 2.5\eta A g S\left(\frac{T_2}{T}\right)$$

Application Numérique :

$S_{ae}(T, \xi)=2.5*1*0.3*9.81*1.2*\frac{0.5}{1.28}=3.44$ m/s^2

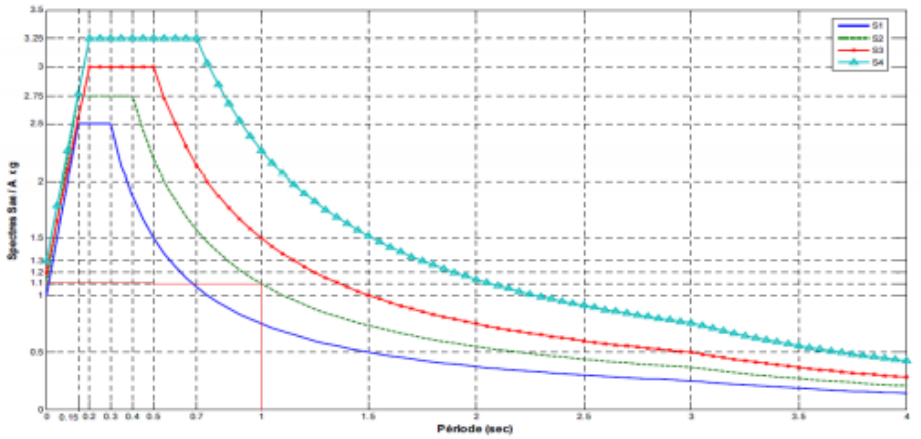


Figure X.2 Spectre de réponse élastique -composante horizontale- 5% d'amortissement

X .4.4 Effort longitudinale globale :

$$F_{longitudinale} = M \times S_{ae}(T)$$

$F_{longitudinale}$ =8551.68*3.44=29417.78 KN

X .4.5 Répartition des efforts sismiques sur les appuis :

$$\mathbf{F^i_{long}} = \frac{\boldsymbol{Ki}}{\boldsymbol{ksys}} \text{ Flong totale}$$

Tableau X.2. Répartition des efforts sismiques sur les appuis

Appui	Fi (KN)
P1	3808.93
P2	3540.94
P3	3864.53

P4	3830.31
P5	3540.94
P6	3124.69
P7	3840.29
C1/C2	1932.97

X .4.6. EVALUATION DES DEPLACEMENTS :

- Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{tablier} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times Sa(T) \text{ alors : } d_{tablier}=0.14m$$

X.5 . SEISME TRANSVERSAL :

Pour le séisme en direction transversale plusieurs approche ont été élaborées afin de mieux modéliser son comportement, on a deux approches :

- Le modèle à tablier rigide
- Le modèle à tablier flexible

Le tablier peut être considéré rigide si : L/B ≤5

Pour notre cas :320/13.5 =23.7 ≥5

Donc la méthode la plus adéquate est de considérer le tablier comme flexible :

La période fondamentale de la structure dans la direction transversale étudiée peut être estimée par la méthode de Rayleigh utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté comme suit, ou par toute autre méthode scientifiquement validée :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum f_i u_i}}$$

Ou :

mi : est la masse concentrée au i-éme point nodale

ui : est le déplacement dans la direction étudiée lorsque la structure est soumise aux forces

$fi = mig$ agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

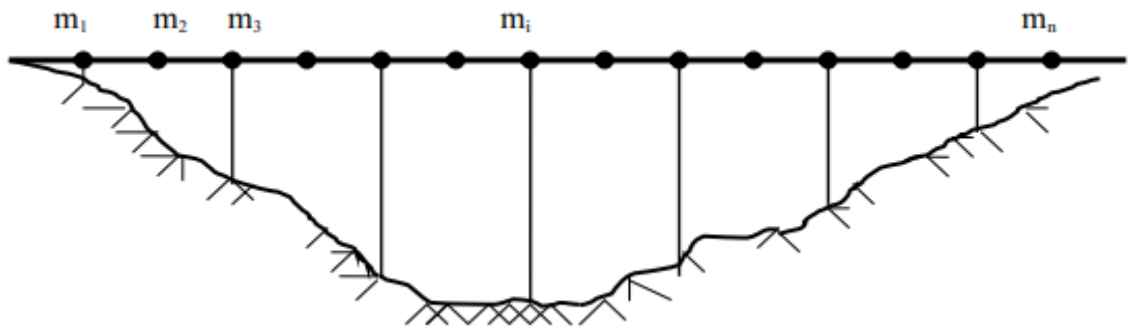


Figure X.3. Séisme transversal

Comme le calcul de la méthode de Rayleigh est long, L'Eurocode 8 partie 2 définit la méthode du modèle de la pile indépendante qui peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, si la condition suivante est vérifiée pour toutes les piles adjacentes i et i+1 :

$$\mathbf{0.95 \leq T_i/T_{i+1} \leq 1.05}$$

Dans de nombreux cas l'action sismique transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre les piles adjacentes. Dans ce cas, les effets des séismes agissant sur la i-éme pile peuvent être évaluées de manière approximative en considérant l'action d'une force sismique équivalente :

$$Fi = Mi \times Sh\,(T, \xi)$$

Avec : Mi : La masse effective attribuée à la pile i (masses de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier appliqué à la pile)

$$Mi = Mtablier/travé + 1/2\ \ Mpile$$

Avec :

Ti : La période fondamentale de la i-éme pile

$$Ti = 2\pi\sqrt{\frac{Mi}{Ki}}$$

Ki : La rigidité de la i-éme pile en considérant la pile

$$\mathbf{k_{Pile}} = n\frac{\mathbf{3EI}}{\mathbf{h^3}}$$

n : Le nombre de fût (n=3)

Eij = 33000 MPa

Ix: Le moment d'inertie de la section transversale du voile .(calculé par Autocad)

Les calculs sont résumé dans le tableaux ci-dessous

: **Tableau X.2. Raideurs Transversale des voiles**

La pile	La hauteur (m)	M (t)	Ix (m^4)	N voile	Kvoile (MN/m)	Kpile (MN/m)	T (s)
P1	13.9	1536.95	36.63	1	1472.29	26.62	1.89
P2	25.5	2414.89	36.63	1	238.46	24.35	1.97
P3	4.0	1420.52	36.63	1	61781.75	27.10	1.87
P4	11.75	1778.95	36.63	1	2437.39	26.82	1.91
P5	25.5	2414.89	36.63	1	238.46	24.35	1.97
P6	35.0	2854.27	36.63	1	92.22	20.95	2.02
P7	10.5	1721.14	36.63	1	3415.64	26.9	1.91

- On Remarque que : $0.95 \leq T_i/T_{i+1} \leq 1.05$
- Donc la Méthode est Applicable

X.5.1 Evaluation de la force sismique transversale :

$$Fi = Mi \times S_h(T, \xi)$$

On a : : $T2 = 0.50s \leq T \leq 3.0s$ donc :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(\frac{m}{s^2})} = 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right)$$

Les calculs son résumé dans les tableaux ci-dessous :

Tableau X.3.Evaluation de la force sismique transversale

La pile	M(t)	T(s)	$S_h(T, \xi)$ (m/s^2)	F(KN)
P1	1536.95	1.89	2.33	3581.09
P2	2414.89	1.97	2.24	5409.35
P3	1420.52	1.87	2.36	3352.42
P4	1778.95	1.91	2.31	4109.37
P5	2414.89	1.97	2.24	5409.35
P6	2854.17	2.02	2.18	6222.09
P7	1721.14	1.91	2.31	3975.83
C1/C2	600.25	1.32	3.34	2004.83

X.6 SEISME VERTICAL :

L'action sismique verticale est calculée par travée par la formule suivante :

$$Ri = a \times b \times \mu \times L$$

Tel que :

a : paramètre caractérise l'accélération du sol en fonction la classe de l'ouvrage, la zone sismique et la géologie de site du projet (dans notre cas a=6.3)

b : Quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage (les valeurs b sont tirées à partir des tableaux normalisés)

- $R_{culée}$ ⟶ b=0.24
- $R_{P1,P7}$ ⟶ b=0.64
- $R_{P2\ldots,P6}$ ⟶ b=0.9

μ : Masse linéique du tablier (26.72t/m)

L : Longueur travée (L=40m)

NB : les valeurs a et b sont tirées à partir des tableaux normalisés.

Application Numérique :

- **$R_{culée}$ =6.3*0.24*26.72*40=1616.05KN**
- **$R_{P1,P7}$=6.3*0.64*26.72*40=4309.40KN**
- **$R_{P2\ldots P6}$ =6.3*0.9*26.72*40= 6060.09KN**

X.7. EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION :

Pour déterminer les sollicitations de calcul E, dues au mouvement sismique d'ensemble, les effets des différentes composantes de ce mouvement de l'action sismique sont combinés suivant les relations définies ci-après :

$$E1 = Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez$$

$$E2 = Ey \pm 0.3Ex \pm 0.3Ez$$

$$E3 = Ez \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey$$

Tableau X.4. Effort Sismique Dans Chaque Direction

Appui	Ex(KN)	Ey(KN)	Ez(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1/C2	1932.97	2004.83	1616.05	3019.23	3069.53	2797.39
P1	3808.93	3581.09	4309.40	6176.07	6016.58	6526.40
P2	3540.94	5409.35	6060.09	6981.77	8289.65	8745.17
P3	3864.54	3352.42	6060.09	6688.29	6329.80	8225.17
P4	3830.31	4109.37	6060.09	6881.14	7076.49	8441.99
P5	3540.94	5409.35	6060.09	6981.77	8289.65	8745.17
P6	3124.69	6222.09	6060.09	6809.34	8977.52	8864.12
P7	3840.29	3975.83	4309.40	6325.85	6420.75	6654.23

X.8 CONCLUSION

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'estimer les efforts que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. Ces efforts vont être utilisés pour le dimensionnement du ferraillage des appuis et afin qu'ils puissent répondre mieux aux actions sismiques.

CHAPITRE XI :Etude de l’infrastructure

XI.1.INTRODUCTION :

L'étude de l'infrastructure est l'une des options fondamentales du projet, cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble.la détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif, cela, nous amènent à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

XI.2.ETUDE DE LA PILE :

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant les charges et surcharges jusqu'au sol de fondation. Elle intervient dans la résistance globale du pont. On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau. Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants

Elle comporte deux parties :

- **Le voile** : Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations ;
- **La fondation** : C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmets au sol.

XI.2.1 Les dimensions de la pile :

a) Le chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux Voiles.

- Longueur L =13.5m
- Largeur l = 2.5m
- Hauteur H= 1.5m

b) Semelles :

Elles ont pour objectif de transmettre les efforts au sol, nous adopterons les dimensions suivantes

- Epaisseur : 2.5m.
- Largeur : 6.5m.
- Longueur : 13m
- Béton de propreté : 0,10m

c) Voile :

Il a des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage.

XI.2.2.1 Evaluation des efforts :

Le Calcul Des Réactions Est Résumé Dans Le Tableaux ci-dessous :

Tableau XI.1.les réactions.

Charge/Surcharge	Gt	A(l)	Bc	Bt	Mc120	D240	St
R_{MAX} (t)	554.34	177.203	150.126	79.732	101.6125	184.2	6

Les réactions dues aux combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau XI.2.réaction dues aux combinaisons.

ELU	Reaction(t)	ELS	Reaction (t)
$1.35(R_g+R_{Mc120})$	885.53	$R_g+1.2R_{Mc120}$	655.96
$1.35(R_g+R_{D240})$	987.19	$R_g+1.2R_{D240}$	738.54
$1.35R_g+1.6(R_{A(l)}+R_{st})$	1041.48	$R_g+1.2(R_{A(l)}+R_{st})$	772.98
$1.35R_g+1.6(R_{bc}+R_{st})$	989.16	$R_g+1.2(R_{bc}+R_{st})$	740.01
$1.35R_g+1.6(R_{bt}+R_{st})$	885.54	$R_g+1.2(R_{bt}+R_{st})$	656.02

Conclusion : ·

- A l'ELU La réaction la plus défavorable est $1.35R_g+1.6(R_{A(l)}+R_{st})$= 1041.48t
- Avec Une Charge Uniformement Repartie : q= $\frac{126.56}{13.5}$ =9.38t/ml
- Charges Concentré pour les poutres :F=173.58t

XI.2.2.2 Le chevêtre :

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide de logiciel ROBOT 2015. Le chevêtre est modélisé comme un Portique qui est Encastré a la base avec une charge Uniformément Repartie Engendré par son poids propre Et Des Charges concentré pour les poutres :

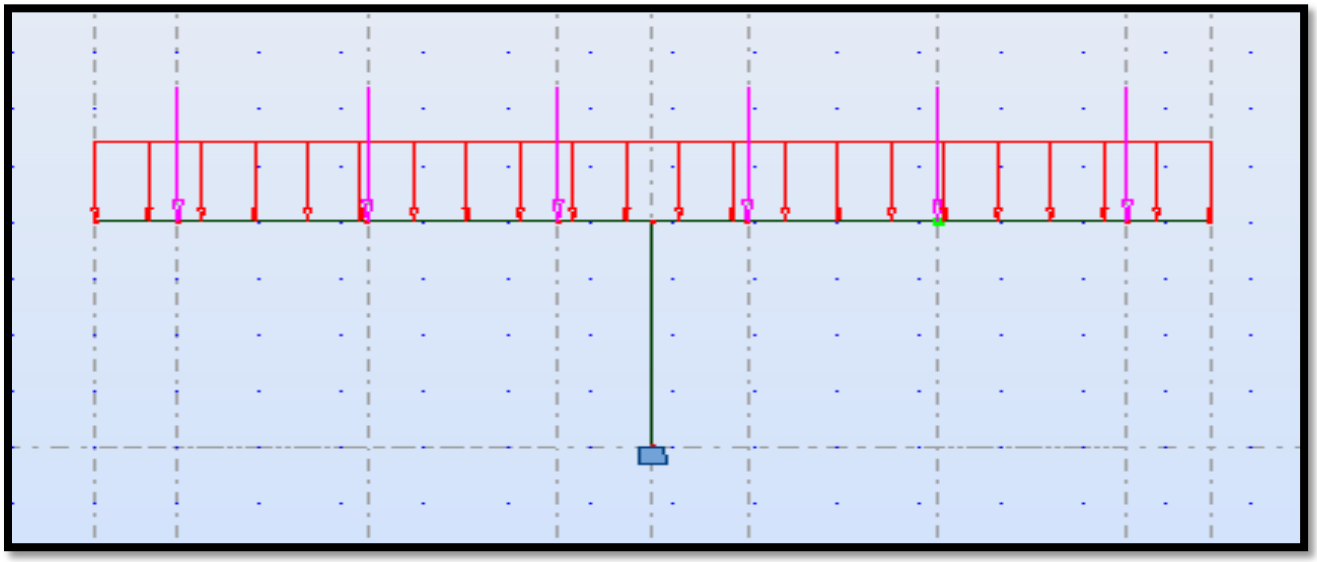


Figure XI.1 :Modélisation du Chevêtre

XI.2.2.3 Calcul du Ferraillage :

- **Armature longitudinale :**

Le ferraillage du chevêtre sera calculé en flexion simple à l'ELU sur section (b=2.5m h=1.5m).

a) La nappe supérieure (sur appuis) :

$$f_{bu} = \frac{0.85\, fc28}{\theta\, \gamma b}$$

Avec :

- $fc28$ =35MPa
- $\theta = 1$
- $\gamma b = 1.5$

$$f_{bu}=19.83Mpa$$

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.fbu} = 0.22$$

Avec :

- M_u=2010 KN.m**(voir Annexe D)**
- d=0.9h

On a :

- α=0.3
- Z=d(1-0.4α)=1.18
- ε_s=3.5*10^{-3}*($\frac{1}{\alpha}$ - 1) =7.79*10^{-3}
- $\boldsymbol{\sigma s = Es * \varepsilon s = 1558\ MPa}$

  On va calculer :
  As= $\frac{Mu}{Z*\sigma s}$ =95.5cm^2

- On Prend 13HA32=104.64cm^2

b)<u>Dans le Sens Longitudinale</u> :

- As'= $\frac{As}{3}$ =34.88 cm^2
- Alors on prend 12HA10=37.68cm^2

c)<u>Nappe Inferieur :</u>

- **A_{min}=** $\frac{0.23\ ft28}{fe}$*b*d***=46.57cm^2**
- 10HA25=**49.08cm^2**

<u>d)Sens Longitudinale :</u>

- As'=As/3=**15.52cm^2**
- On prend 10HA16=20.1cm^2

<u>e)Condition De non fragilité :</u>

$As_{min} \geq 0.23*b*d*\frac{fti}{fe}$ ⟹ 104.64cm^2 ≥ 77.625cm^2

XI.3 Etude et ferraillage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal. Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la pile 1 de hauteur H= 35 m qui est la pile la plus élancée.

XI.3.1 Evaluation des efforts agissant sur la pile :

On Résume les Efforts Horizontaux Et Verticaux Dans le Tableau ci-dessous :

Les combinaisons donnant les efforts maximaux sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau XI.3. Efforts totaux

Les Charges	Réaction Vertical (t)	Réaction Horizontale (t)	Moment (t.m)
Gt	102.88	/	/
Gc	126.56	/	/
Gp	1310	/	/
A(l)	30.64	7.972	277.2
Bc	32.37	16.88	590.8
Bt	25.56	/	/
Mc120	32.37	/	/
D240	45.05	/	/
St	2.74	/	/
W	/	3.7	64.75
E	/	897.75	31421.25

Tableau XI.4. Combinaisons d'actions.

Combinaisons	F_v(t)	F_h(t)	M(t.m)
1.35(G+D_{240})	2139.06	0	0
G+S	1539.44	897.75	31421.25
G+D_{240}	1584.49	0	0

XI.3.2 Conclusion :

Les efforts utilisés pour le ferraillage de la pile sont :

- N_{max}=2139.06t
- M_{max}=31421.25t.m

XI.3.3 Détermination du ferraillage de la pile :

Pour le calcul des armatures à la flexion composée, on utilise l'abaque pour le dimensionnement des sections évidées en béton armé de RENE WALTER

$$\frac{Mr}{bH^2\beta w} = \frac{314.92}{4.5*5*5*35} = 0.08$$

$$\frac{Nr}{bH\beta w} = \frac{21.39}{4.5*5*35} = 0.03$$

Mr, Nr : effort intérieur relatif (sans dimension).

b : longueur de la pile dans le sens transversal du tablier = 4,5 m

h : longueur de la pile dans le sens longitudinal du tablier = 5 m

βw:Résistance du béton sur cube à 28 jours.

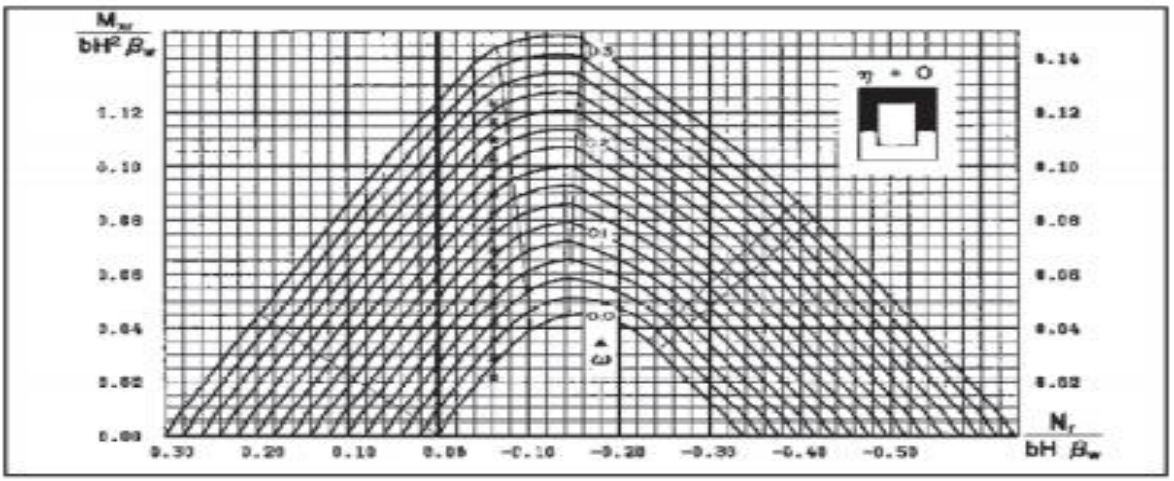


Figure XI.2 :Abaque De Walther

On tire *w* de l'abaque :

w=0.2

- Pour $\boldsymbol{\sigma f}$**=460MPa**

$w=\frac{0.2*460}{500}=0.184$

- Pour $\boldsymbol{\sigma f}$**=500MPa**

$w=\frac{2*Fa*\sigma f}{bh\beta w}$ ➡ $Fa=\frac{wbh\beta w}{2\sigma f}=\frac{0.184*4.5*5*500}{2*500}=1449cm^2$

0.25*Fa=**362.25cm^2** soit 2 Nappes 23HA32=369.84cm^2

XI.3.4Condition de non fragilité :

Soit :

$$As_{min} \geq 0.23*b*d*\frac{fti}{fe}$$

- d=0.9*h=0.9*5=4.5cm
- *ft28*=0.6+0.06*35=2.7Mpa

$$As_{min}=251cm^2$$

Alors :

$$362.25cm^2 \geq 251cm^2$$

- La condition de non Fragilité est Vérifié

XI.3.5 Armature Transversale :

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée par le RPOA : Espacement des armatures transversale

Espacement maximal= Min [12 Θ_1; 0.5b ; 20cm] => St=20 cm.

$A_t \geq \frac{Al*fe*St}{16*fe*100} = \frac{369.84*20*500}{16*500*100}$ = 46.23cm^2

- Soit 24HA16 =48.24cm^2

XI.4 Etude de la semelle de la pile :

XI.4.1 Caractéristiques de la semelle :

Les semelles sont toujours considérées comme étant infiniment rigides, il convient donc de les dimensionner en conséquence :

- **La largeur :**

B=(N-1)*l+2*Θ=1*3*1.2+2*1.2=6m

B=6.5m

- **La longeur :**
  Ls=(N-1)*l+2 Θ=9.6m
  L=13.5m

- **La Hauteur :**

Ht ≥ l/3.5 =1.44

On prend **h=2.5m**

Nmax=2139.06t+528.125t =2667.8t

Avec :

Ns=6.5*13*2.5*2.5=528.12t

Apres calculs voici les sollicitations Maximales :

N_{max}=2667.8 t

M_{max}=31421.25 t.m

XI.4.2 Ferraillage de la semelle :

Tout d'abord on vérifie la rigidité de la semelle pour cela on utilise la formule suivante :

$H \geq \frac{Le\ plus\ Grand\ entraxe\ entre\ les\ pieux}{2.5} = \frac{3.6}{2.5} = 1.44 \leq 1.8$

Pour le ferraillage de la semelle on appliquer la méthode des bielles, il faut pour cela que l'angle q d'inclinaison de la bielle avec l'horizontal soit supérieur ou égale à 45°, sinon On utilisera la méthode dite « méthode des consoles ».

XI.4.3 Méthode des bielles :

Les Conditions de la méthode sont :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq L/2 - b/4 \end{cases}$$

- $L/2 - b/2 = 13/2 - 6.5/4 = 4.875m$

  $Tan\alpha = \frac{2.5}{4.875} = 0.512$

  On Trouve : $\alpha = 27.15°$

- Dans Notre Cas La Méthode des bielles n'est pas applicable

XI.4.4 Méthode des consoles :

a)Armatures transversales inférieures :

On a le moment M :

$M=R_{max}*(L/2 - b/2)$

- Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section (b0xh) avec :

h=2.5m et b0=h+ Ø=3.7m

$M=2.2R_{max}$

a-Condition Normale :

$$\overline{\sigma} = \frac{2}{3}\sigma e = 26666\ t/m^2$$

$A_1 = \frac{Nmax}{\sigma e} * \frac{2.35}{h} = \frac{520}{26666} * \frac{2.35}{2.5} = 135.5cm^2$

b-condition Sismique :

$\overline{\sigma} = \frac{2}{3}\sigma e$=40000 t/m^2

A2=105.52 m^2

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est As= 135,5 cm2 , on prend 17HA32 (As= 136,68 cm2)

c- L'espacement :

St= $\frac{\Theta+H-d}{n-1}$ = $\frac{1.2+2.5-0.05}{17-1}$ =**0.23m**

St=23cm

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

L=h+ Θ=3.7m

b)Armatures de répartition :

Entre les différentes bandes de 2.7 m, on placera des armatures de répartitions tel que :

Ar=A/3=136.68/3 =**45.56cm^2**

On prend 10HA25=**49cm^2**

Avec : St=10cm

c)Armature Longitudinale Inferieur :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

A_2=A/3=45.26cm^2

On prend 10HA25=49cm^2,St=10cm

d)Armatures de construction :

a- Armatures transversales supérieures:

A_1ts=A/10=13.668cm^2

On prend 8HA16 =**16.08cm^2** Avec **St=10cm**

b-Armature longitudinales supérieures:

A_{ls}= A/3 =49cm^2

On prend 10HA25 =**49cm^2**

c-Armature Latérales :

A_L=A/10 =136.68/10 =**13.66cm^2**

Soit 9HA14=**14.07cm^2**

XI.5 Etude et ferraillage des pieux :

XI.5.1 Calcul de l'effort normal maximal revenant au pieu :

Admettant Les Hypothèses Suivante :

-Déformation Pieux Semelle Proportionnelle à La Charge

-Semelle Infiniment Rigide

-Pieux Identique

Si xi et yi sont les coordonnées d'un pieu, et si l'on a (n) pieux, la charge verticale supportée par ce pieu est donnée par :

$$\mathbf{R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}}$$

Avec :

xi , yi : coordonnées du pieu.

xj : distance du pieu j par rapport à l'axe Y.

yi : distance du pieu j par rapport à l'axe X.

On doit Calculer le nombre des pieux :

$$n = \frac{Effort\ Maximale}{Capcite\ Portante\ d'un\ pieu} = \frac{2667.18}{455} = \mathbf{5.86}$$

- Capacité Portante (obtenu dans le Rapport Géotechnique)
- On prend 2 files de 3 Pieux

a-Condition Normale :

$N_1 = \frac{2667.58}{6} + \frac{869*1.8}{1.8^2*6} = \mathbf{524.99t}$

$N2 = \frac{2667.58}{6} - \frac{8.69*1.8}{1.8*1.8*6} = \mathbf{364.07t}$

b-Condition Sismique :

$N_1 = \frac{2667.58}{6} + \frac{31421.25*1.8}{1.8^2*6} = \mathbf{3253.9t}$

N2= $\frac{2667.58}{6}$ - $\frac{31421.25*1.8}{1.8*1.8*6}$ = **-2564.75t**

XI.5.2. Actions sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4eme degré :

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} + Cu\ by = 0$$

le moment fléchissant en tête du pieu est donné par la formule suivante :

Avec :

M: moment en tête du pieu.

P: effort tranchant en tête du pieu.

λ: coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$X_{\theta M}$ $X_{\theta P}$: coefficients tirés des abaques de WARNER en fonction de L.

Calcul de λ :

Il est donné par la formule suivante : $\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu*b}{4*EI}}$

Tel que :

Cu : module de réaction du sol égale. 3500 t/m^3

b : diamètre du pieu égale à 1,2 m.

E : module d'élasticité du béton égale à 33000 MPa.

I : moment d'inertie de la section du pieu I=0.1017m^4

Calcul :

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3500*1.2}{4*33000*0.1017}}$ **=0.23m^{-1}**

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

Donc :

λL=4.25

XI.5.2 Calcul de l'effort normal maximal revenant au pieu :

XI.5.3 Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = (\chi_{\theta M} \times \frac{\overline{M}}{\lambda}) + (\frac{\overline{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P})$$

Détermination des coefficients $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$ tout le long du pieu :

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$\overline{M}$: Moment en tête du pieu.

$\overline{P}$: Effort tranchant en tête de pieu

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

$\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL

On a : **λL=4.25** ➡ **$\chi_{\theta P}$ =1.29 et $\chi_{\theta M}$ =1.56**

a-Condition Normal :

$\overline{M}$ =**12.69t**

b-condition Sismique :

$\overline{P}$=149.63t ➡ $\overline{M}$=**404.1t**

XI.5.4 Ferraillage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferraillage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther :

XI.5.4.1 Données d'entrée de l'abaque :

Nmax=2.74t

Mmax=404.17t

XI.5.4.2 Définition des armatures :

On doit calculer les valeurs suivantes :

$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2}$ =0.04

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier

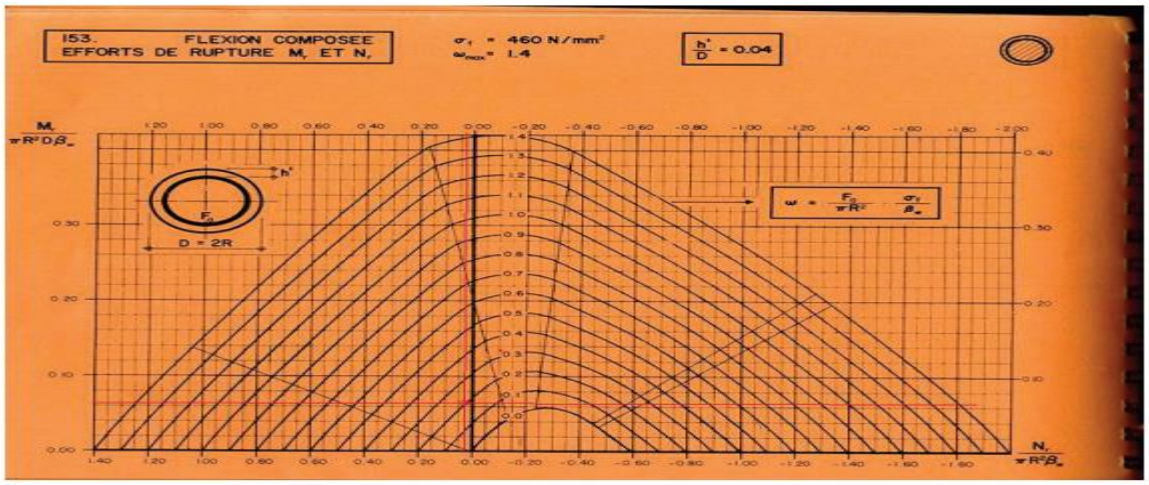


Figure XI.3 :Abaque De Walther

$\frac{Mr}{\pi R^2 \beta w}$ **= 0. 1**

$\frac{Nr}{\pi R^2 \beta w}$ **= 0. 0008**

Alors : *w* =0.3

w: Degré mécanique des armatures totales.

$w = \frac{Fa * \sigma f}{\pi R^2 \beta w}$

Alors : Fa=$\frac{w*\pi*R^2*\beta w}{\sigma f}$ **=183.2cm²**

Donc on prend 23HA32=**184.92cm²**

XI.5.4.3 L'espacement :

St= $\frac{2\pi R}{n}$ **=** $\frac{2\pi*6}{23}$**= 16.38cm**

On Prend St=20cm

X5.4.4 Armatures transversales :

Φt ≥ Φl/ 3 Alors : Φt ≥ 10.67 cm

Donc, on prendra des cercles de HA12 un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

XI.6 Etude de la culée :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée fondée sur pieux. La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appui la dalle de transition.
- Dalle de transition qui limite les tassements de la chaussée et assure le confort des usagers lors du passage d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

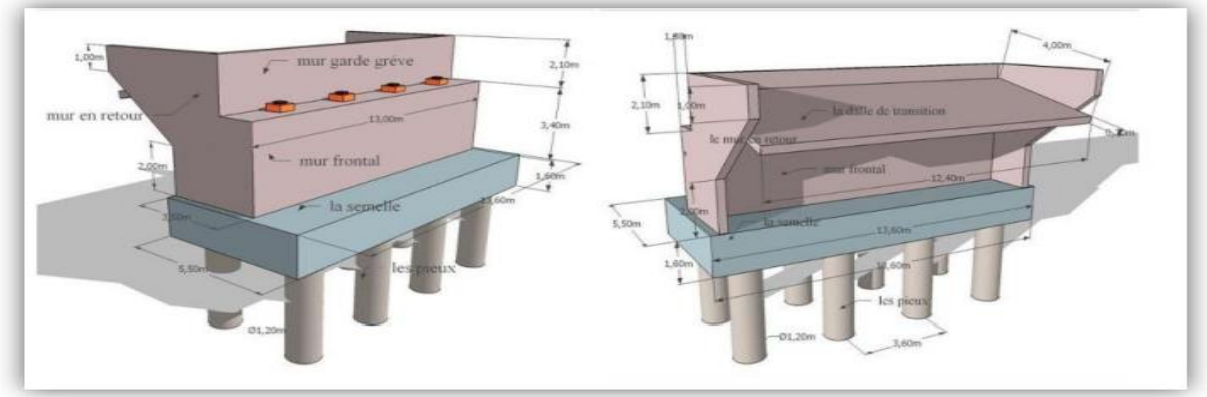


Figure XI.4 : vue en 3D des différentes composantes d'une culée remblayée

XI.7. Pré dimensionnement de la culée :

XI.7.1 Efforts dus à la culée :

❖ **Calcul du coefficient de poussée**

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques kh ; kv :

$$k_h = 0.3 \quad ; \quad k_v = 0.3 \times k_h = 0.09$$

- k_h : Coefficient sismique horizontal ;

- k_v : Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah}= \frac{1}{2}\gamma(1\pm k_v)k_{ad}\times H^2$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$k_{ad}= \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta\left[1+\sqrt{\sin\varphi.\sin(\varphi-\beta-\theta)/\cos\beta.\cos\theta}\right]}$$

Avec:

H : est la hauteur du mur ;

γ : est le poids des terres ;

$\varphi = 35°$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$\beta = 0°$: angle de talus avec l'horizontale ;

$\theta = \text{arctg}\left(\frac{k_H}{1\pm k_v}\right)$.

Les coefficients de poussée et le predimensionment de la culée sont présentés dans le tableaux ci-dessous :

Tableau XI.5. Les dimensions des éléments de la culée.

	Role	C01
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	Longueur : 13.5m Epaisseur : 2.5 m Hauteur : 7.00 m
Mur de garde grève	Séparation physiquement le remblai de l'ouvrage	Longueur : 13.5 m Epaisseur : 0.5m Hauteur : 2.42 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	Surface : 22.46 m² Epaisseur : 0.5 m
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi rigide vers un milieu rigide	Longueur : 5.65 m Epaisseur : 0.3 m Largeur : 13.5 m
Corbeau	Appuis pour la dalle de transition sous forme d'un trapèze	

Tableau XI.6. Calcul du coefficient de poussée K_{ad}

Action du séisme	k_H	k_V	θ (°)	K_{ad}
Condition normale	0	0	-	0,333
séisme «horizontal ; 1+kv»	0.3	0.09	15.68	0.478
séisme «horizontal ; 1-kv »	0.3	-0.09	18.24	0.437

XI.7.2 Ferraillage des éléments de la culée :

X.7.2.1. Ferraillage du mur garde grève :

- **Evaluation des efforts**
  - **Moment des poussées des terres :**

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \text{ et } P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec :

- **H** : hauteur des remblais, **H = 2.42m** ;
- K_a : coefficient de poussée des terres, K_a **= 0.33** ;
- **L** : longueur des remblais, **L = 1m**.
- γ **:** Poids Volumique $\gamma = 20\ KN/m^3$

➔ $M_{P\text{ - ELS}}$ **= 18.69 KN.m/ml**.

➔ $M_{P\text{ - ELU}}$ **= 24.92 KN.m/ml**.

  - **Moment due à la force de freinage $M_{f\ Bc}$:**

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} \text{ Avec}$$

μ : coefficient de pondération, **μ = 1.6** à l'E.L.U et **μ = 1.2** à l'E.L.S ;
P = 60 KN.

➔ $M_{f\text{ - ELS}}$ **= 68.46 KN.m/ml**.

➔ $M_{f\text{ - ELU}}$ **= 91.28 KN.m/ml**.

  - **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur

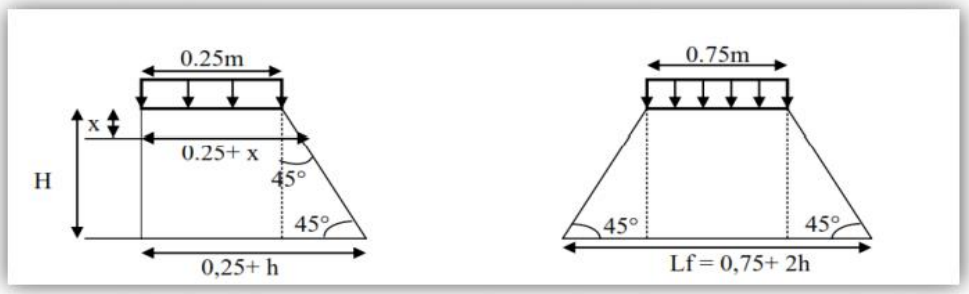


Figure XI.6 : impact de la charge Bc localisé derrière le mur GG

$$\mathbf{Mp}= \frac{\mathbf{12K}}{\mathbf{0.75+2h}} \int_0^{\mathbf{h}} \frac{\mathbf{h-x}}{\mathbf{(0.25+x)}} \mathbf{dx} \text{ et } \mathbf{K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma}$$

Avec

γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS ;

Bc : coefficient de pondération du système **Bc =0.95** ;

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

h : hauteur de mur garde grève.

Cette Intégrale peut Etre Calculer Analytiqument mais pour simplifier les calculs on va procéder aux Méthodes Numérique :

Tableau XI.7. Valeurs Approximative de l'intégrale

h	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
Mp/k	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

- On a h=2.42m on procède a une Interpolation :
- On Trouve : Mp/k =8.38t.m/ml
- On a K=0.531
- On trouve : **Mp=4.45t.m/ml**

➔ $\mathbf{M_{P-ELS}}$ **= 5.34 KN.m/ml**.

➔ $\mathbf{M_{P-ELU}}$ **= 7.12 KN.m/ml**.

- **Combinaison d'actions sur le MGG**

➔ $\mathbf{M_{ELS}=M_P+1.2M_Q}$ **=286.09 KN.m/ml.**

➔ $\mathbf{M_{ELU}=1.35M_G+1.6M_Q}$ **= 161.08 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 D**).

- Section d'acier **:** avec logiciel de calcul on trouve A_s = **17.9 cm²,** On prend **6HA20/ml**
- Armatures horizontales **:** A_{st}= As/4 ; Soit : **5HA12/ml** .
- Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : **6HA12/ml** .
- As min= **6.23 cm².**

❖ **Dalle de transition**

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.

❖ **Evaluation des efforts**

- Remblai :G_R =γr × 0,5 = 20 × 0,5 = 10 KN/m.
- Poids propre de la dalle :G= 0,3 × 25 = 7.5 KN/m.
- Revêtement :G_R =γ × e = 24 × 0.08 × = 1.92 KN/m.
- Surcharges : Q=10.0 KN/m (surcharges sur remblai)

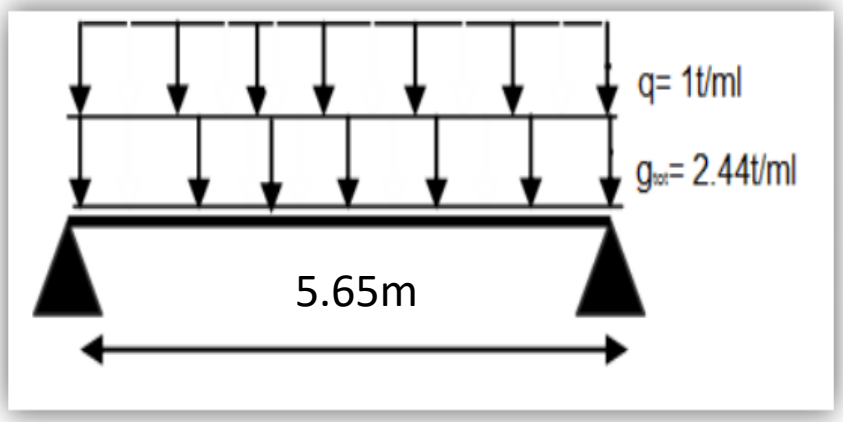


Figure XI.6 : Schéma statique de la dalle de transition.

Tableau XI.8 : Combinaisons des moments pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)
ELU	1.35G+1.6Q	195.36
ELS	G+1.2Q	145.32

❖ **Ferraillage dalle de transition.:**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable**. (Voir Annexe D)**

- Section d'acier **:** A_s = 12.8 cm² On prend **5HA20/ml** (nappe inferieure)
- Armatures longitudinales **:** barres de **HA12/ml** (nappe supérieure) ;
- Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : **5HA12/ml** .

❖ **Le mur Corbeau**

Le corbeau arrière sert d'appui à la dalle de transition, il ce présent comme une console courte, il est soumis à des efforts verticaux.

➢ **Evaluation des efforts**

- **Réaction due au poids des remblais :**

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{R_{Rem}=\frac{ql}{2}}$$

Avec

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges des remblais ; $q=q_{remblais}+q_{revêtement}+q_{p\ dalle}$.

- **Réaction des surcharges sur remblais :**

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$\mathbf{R_{Dal\text{-}T}=\frac{ql}{2}}$ Avec : **q** : charge due au poids de la dalle de transition.

- **Réaction due au poids du corbeau :**

$\mathbf{R_{Cor}=S\times\gamma}$ Avec **V** : volume du corbeau

γ : densité du béton.

➔ $R_{Cor}=0.18\times 25=4.50$ KN/ml

- **Combinaisons d'actions**

$\mathbf{M_{ELU}}$=113.54*0.175+4.5*1.35*0.175=**143.14 KN.m**
$\mathbf{M_{ELS}}$=79.75*0.175+4.5*1*0.175=**106.47 KN.m**

➢ **Ferraillage du corbeau**

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

- Section d'acier : A_{s_min} =9.0 cm² On prend 12HA10/ml.
- Armature de construction : A's = As/3 ; Soit : 4HA10/ml.

D'après les documents (SETRA), le ferraillage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de HA25 tous les 1 m.

❖ **Le mur frontal**

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

✓ **Forces verticales**

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge.
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

✓ **Forces horizontales**

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,2 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.
- Le résultat de les combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau : (détail de calcul (**voir *Annexe*):**

Tableau XI.9. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

	ELU		ELS	
	Condition normale	**C.sismique**	**Condition normale**	**C.sismique**
M (KN.m)	3981.20	3461.95	2944.52	2558.88
V (KN)	2688.07	2688.07	1991.17	1991.17

➢ **Ferraillage mur frontal:**

- Ferraillage vertical **:** A_{s1} = 35.5 cm² , A_{s2} = 35.5 cm² On prend **8HA25/ml** .
- Ferraillage horizontal **:** Ast = As/4 ; Soit : **8HA12/ml** .
- Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : **8HA14/ml**

XI.7 CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenue compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé. Pour notre cas.

CONCLUSION GENRALE

CONCLUSION GENRALE :

Le projet de fin d'étude est l'étape clôturant les années de formation de l'ingénieur TP, c'est sa chance de mettre en évidence ses connaissances et ses capacités théoriques dans un sujet réel et pratique touchant plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur tels que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et les procédés de la précontrainte.

Ce projet de Fin d'etudes Nous'a permis de découvrir les diverses spécificités liées aux différentes étapes de l'étude, et l'utilisation des outils informatiques pour la modélisation et l'analyse de cet ouvrage.

Cependant, il etait un peu difficile d'interpréter certaines règles techniques de calcul et de vérification, mais ceci a été clarifié durant Notre stage pratique en fréquentant des gens expérimentés.

Ce PFE est l'objet d'une excellente synthèse de tout ce que On a appris le long de Notre cursus à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics et aussi, une occasion d'initier le milieu professionnel de construction

.On espère que ce modeste travail va contribuer a consolidé les connaissances dans ce domaine et permettra aux promotions future d'avoir un appui documentaire.

BIBLIOGRAPHIE

- Avril, P. Feissel, F. Pierron, P. Villon, Eur. J. Com- put. Mech. 17, 857–868 (2008).
- BAEL, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites-BAEL 91 révisé 99, BAEL 91 révisé 99.
- Bischoff, P. H. and Perry, S. H. Compression behaviour of concrete at high strain-rates. Materials and Structures , 425-450, 1991.
- BPEL, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limite BPEL 91 révisé 99, 1999..
- Document SETRA, ponts courants en zone sismique, guide technique, SETRA France,janvier 2000.
- Document SETRA, pont à poutres préfabriqués précontrainte par post tension VIPP, France, SETRA, 1996
- Document SETRA, appareils d'appui à pot, guide technique, SETRA France, 2007.
- Erzar, P. Forquin, Exp. Mech. 50, 941-955 (2010)
- Forquin, B. Lukic, J. Dyn. Behav. Mater. 4, 34-55 (2018).
- Grédiac, F. Sur, B. Blaysat, Strain 52, 205-243 (2016).
- Lukic, D. Saletti, P. Forquin, Philos. Trans. Royal Soc. A 375 (2017).
- Malvar, C. A. Ross, ACI. Mat. J. 95 (1998) .
- Pieron, P. Forquin, Strain 48, 388-405 (2012).
- RPOA, règles parasismiques applicable au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie 2008.
- RCPR, définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, 2010.
- SHAH S.P.; AHMAD S.H. "High performance concretes and applications" Edward Arnold, ISBN 0-340-58922-1, 1994.

ANALYSE DE LA SECTION D'ABOUT

Description de la géométrie

Point n°	Y	Z
5	2831.4 cm	1784.3 cm
6	2831.4 cm	1773.0 cm
7	2801.4 cm	1769.9 cm
8	2801.4 cm	1584.3 cm
9	2741.4 cm	1584.3 cm
10	2741.4 cm	1769.9 cm
11	2711.4 cm	1773.0 cm
12	2711.4 cm	1784.3 cm
13	2831.4 cm	1784.3 cm

Résultats généraux

Aire de la section

A = 12600.00 cm2

Centre de gravité

Yc = 2771.4 cm
Zc = 1690.0 cm

Périmètre

S = 634.1 cm

Matériau de base

ACIER
E = 21414040.47 T/m2
dens. = 7852.83 kg/m3
p.un. = 10028.86 kG/m

Repère des axes principaux

Angle

alpha = 0.0 Deg

Moments d'inertie

Ix = 11809431.38 cm4
Iy = 46350214.09 cm4
Iz = 5177250.00 cm4

Rayons d'inertie

iy = 60.2 cm
iz = 20.1 cm

Coefficients de rigidité en cisaillement

Ay = 10855.79 cm2
Az = 10300.85 cm2

Facteurs de résistance en flexion

Wely = 438725.76 cm3
Welz = 86287.50 cm3

Facteurs de résistance au cisaillement

Wy = 4625.98 cm2
Wz = 8305.79 cm2

Facteurs de résistance plastique

Wply = 669781.52 cm3
Wplz = 214229.93 cm3

Distances extrêmes

Vy = 60.0 cm

Vpy = 60.0 cm
Vz = 94.4 cm
Vpz = 105.6 cm

Repère central

Moments d'inertie

Iyc = 46350214.09 cm4
Izc = 5177250.00 cm4
Iyczc = -0.00 cm4

Rayons d'inertie

iyc = 60.2 cm
izc = 20.1 cm

Distances extrêmes

Vyc = 60.0 cm
Vpyc = 60.0 cm
Vzc = 94.4 cm
Vpzc = 105.6 cm

Repère arbitraire

Position du repère

yc' = 2771.4 cm Angle = 0.0 Deg
zc' = 1690.0 cm

Moments d'inertie

Iy' = 46350214.09 cm4
Iz' = 5177250.00 cm4
Iy'z' = -0.00 cm4

Rayons d'inertie

iyc = 60.2 cm
izc = 20.1 cm

Moments statiques

Sy' = -0.00 cm3
Sz' = -0.00 cm3

Distances extrêmes

Vy' = 60.0 cm
Vpy' = 60.0 cm
Vz' = 94.4 cm
Vpz' = 105.6 cm

ANALYSE DE LA SECTION ABOUT+HOURDI

Description de la géométrie

Point n°	Y	Z
9	2656.4 cm	1784.3 cm
10	2656.4 cm	1809.3 cm
11	2886.4 cm	1809.4 cm
12	2886.4 cm	1784.4 cm
13	2827.7 cm	1784.3 cm
14	2711.4 cm	1784.3 cm

15	2656.4 cm	1784.3 cm
16	2831.4 cm	1784.3 cm
17	2831.4 cm	1773.0 cm
18	2801.4 cm	1769.9 cm
19	2801.4 cm	1584.3 cm
20	2741.4 cm	1584.3 cm
21	2741.4 cm	1769.9 cm
22	2711.4 cm	1773.0 cm
23	2711.4 cm	1784.3 cm
24	2831.4 cm	1784.3 cm

Résultats généraux

Aire de la section

A = 18321.87 cm2

Centre de gravité

Yc = 2771.4 cm
Zc = 1723.2 cm

Périmètre

S = 911.5 cm

Matériau de base

ACIER
E = 21414040.47 T/m2
dens. = 7852.83 kg/m3
p.un. = 14544.92 kG/m

Repère des axes principaux

Angle

alpha = -0.0 Deg

Moments d'inertie

Ix = 16341050.49 cm4
Iy = 96926283.31 cm4
Iz = 30526861.23 cm4

Rayons d'inertie

iy = 70.4 cm
iz = 40.6 cm

Coefficients de rigidité en cisaillement

Ay = 12591.01 cm2
Az = 12239.40 cm2

Facteurs de résistance en flexion

Wely = 662168.87 cm3
Welz = 265444.02 cm3

Facteurs de résistance au cisaillement

Wy = 6618.88 cm2
Wz = 9541.29 cm2

Facteurs de résistance plastique

Wply = 1140853.01 cm3
Wplz = 544790.42 cm3

Distances extrêmes

Vy = 115.0 cm
Vpy = 115.0 cm
Vz = 86.2 cm
Vpz = 138.8 cm

Repère central

Moments d'inertie

Iyc = 91926283.26 cm4
Izc = 30526861.28 cm4
Iyczc = 1755.52 cm4

Rayons d'inertie

iyc = 70.4 cm
izc = 40.6 cm

Distances extrêmes

Vyc = 115.0 cm
Vpyc = 115.0 cm
Vzc = 86.2 cm
Vpzc = 138.8 cm

Repère arbitraire

Position du repère

yc' = 2771.4 cm Angle = 0.0 Deg
zc' = 1723.2 cm

Moments d'inertie

Iy' = 91926283.26 cm4
Iz' = 30526861.28 cm4
Iy'z' = 1755.52 cm4

Rayons d'inertie

iyc = 70.4 cm
izc = 40.6 cm

Moments statiques

Sy' = 0.00 cm3
Sz' = 0.00 cm3

Distances extrêmes

Vy' = 115.0 cm
Vpy' = 115.0 cm
Vz' = 86.2 cm
Vpz' = 138.8 cm

ANALYSE DE LA SECTION Mediane +Hourdi

Description de la géométrie

Point n°	Y	Z
2	2923.1 cm	2002.3 cm
3	2923.1 cm	2027.3 cm
4	3153.1 cm	2027.3 cm
5	3153.0 cm	2002.3 cm
6	2978.1 cm	2002.3 cm
7	2923.1 cm	2002.3 cm
8	2978.1 cm	1991.0 cm
9	2978.1 cm	2002.3 cm
10	3098.1 cm	2002.3 cm
11	3098.1 cm	1991.0 cm
12	3068.1 cm	1986.8 cm
13	3050.6 cm	1974.8 cm
14	3050.6 cm	1844.8 cm
15	3068.1 cm	1822.3 cm
16	3068.1 cm	1802.3 cm
17	3008.1 cm	1802.3 cm
18	3008.1 cm	1822.3 cm
19	3025.6 cm	1844.8 cm
20	3025.6 cm	1974.8 cm
21	3008.1 cm	1986.8 cm

22 2978.1 cm 1991.0 cm

Résultats généraux

Aire de la section

A = 13219.98 cm2

Centre de gravité

Yc = 3038.1 cm
Zc = 1954.3 cm

Périmètre

S = 932.6 cm

Matériau de base

ACIER
E = 21414040.47 T/m2
dens. = 7852.83 kg/m3
p.un. = 10522.78 kG/m

Repère des axes principaux

Angle

alpha = -0.0 Deg

Moments d'inertie

Ix = 5200250.56 cm4
Iy = 84396352.3 cm4
Iz = 28042494.94 cm4

Rayons d'inertie

iy = 74.4 cm
iz = 45.7 cm

Coefficients de rigidité en cisaillement

Ay = 9829.59 cm2
Az = 5854.04 cm2

Facteurs de résistance en flexion

Wely = 488216.29 cm3
Welz = 243787.05 cm3

Facteurs de résistance au cisaillement

Wy = 6081.50 cm2
Wz = 4242.73 cm2

Facteurs de résistance plastique

Wply = 778955.94 cm3
Wplz = 434872.15 cm3

Distances extrêmes

Vy = 115.0 cm
Vpy = 115.0 cm
Vz = 73.0 cm
Vpz = 152.0 cm

Repère central

Moments d'inertie

Iyc = 74226454.11 cm4
Izc = 28042496.09 cm4
Iyczc = 7262.12 cm4

Rayons d'inertie

iyc = 74.4 cm
izc = 45.7 cm

Distances extrêmes

Vyc = 115.0 cm
Vpyc = 115.0 cm
Vzc = 73.0 cm
Vpzc = 152.0 cm

Repère arbitraire

Position du repère

yc' = 3038.1 cm Angle = 0.0 Deg
zc' = 1954.3 cm

Moments d'inertie

Iy' = 74226454.11 cm4
Iz' = 28042496.09 cm4
Iy'z' = 7262.12 cm4

Rayons d'inertie

iyc = 74.4 cm
izc = 45.7 cm

Moments statiques

Sy' = -0.00 cm3
Sz' = -0.00 cm3

Distances extrêmes

Vy' = 115.0 cm
Vpy' = 115.0 cm
Vz' = 73.0 cm
Vpz' = 152.0 cm

ANALYSE DE LA SECTION Mediane seule

Description de la géométrie

Point n°	Y	Z
2	2978.1 cm	1991.0 cm
3	2978.1 cm	2002.3 cm
4	3098.1 cm	2002.3 cm
5	3098.1 cm	1991.0 cm
6	3068.1 cm	1986.8 cm
7	3050.6 cm	1974.8 cm
8	3050.6 cm	1844.8 cm
9	3068.1 cm	1822.3 cm
10	3068.1 cm	1802.3 cm
11	3008.1 cm	1802.3 cm
12	3008.1 cm	1822.3 cm
13	3025.6 cm	1844.8 cm
14	3025.6 cm	1974.8 cm
15	3008.1 cm	1986.8 cm
16	2978.1 cm	1991.0 cm

Résultats généraux

Aire de la section

A = 7350.25 cm2

Centre de gravité

Yc = 3038.1 cm
Zc = 1908.8 cm

Périmètre

S = 662.6 cm

Matériau de base

ACIER
E = 21414040.47 T/m2

dens. = 7852.83 kg/m3
p.un. = 6007.61 kG/m

Repère des axes principaux

Angle
alpha = 0.0 Deg

Moments d'inertie
Ix = 1865761.14 cm4
Iy = 37102270.75 cm4
Iz = 2698091.93 cm4

Rayons d'inertie
iy = 69.6 cm
iz = 18.8 cm

Coefficients de rigidité en cisaillement
Ay = 5836.30 cm2
Az = 4785.24 cm2

Facteurs de résistance en flexion
Wely = 348102.03 cm3
Welz = 44968.20 cm3

Facteurs de résistance au cisaillement
Wy = 2491.50 cm2
Wz = 3853.25 cm2

Facteurs de résistance plastique
Wply = 481377.32 cm3
Wplz = 104361.53 cm3

Distances extrêmes
Vy = 60.0 cm
Vpy = 60.0 cm
Vz = 93.4 cm
Vpz = 106.6 cm

Repère central

Moments d'inertie
Iyc = 37102270.75 cm4
Izc = 2698091.93 cm4
Iyczc = 0.00 cm4

Rayons d'inertie
iyc = 69.6 cm
izc = 18.8 cm

Distances extrêmes
Vyc = 60.0 cm
Vpyc = 60.0 cm
Vzc = 93.4 cm
Vpzc = 106.6 cm

Repère arbitraire

Position du repère
yc' = 3038.1 cm Angle = 0.0 Deg
zc' = 1908.8 cm

Moments d'inertie
Iy' = 37102270.75 cm4
Iz' = 2698091.93 cm4
Iy'z' = 0.00 cm4

Rayons d'inertie
iyc = 69.6 cm
izc = 18.8 cm

Moments statiques
Sy' = -0.00 cm3
Sz' = -0.00 cm3

Distances extrêmes

Vy' = 60.0 cm
Vpy' = 60.0 cm
Vz' = 93.4 cm
Vpz' = 106.6 cm

Résultats De La Modélisation :

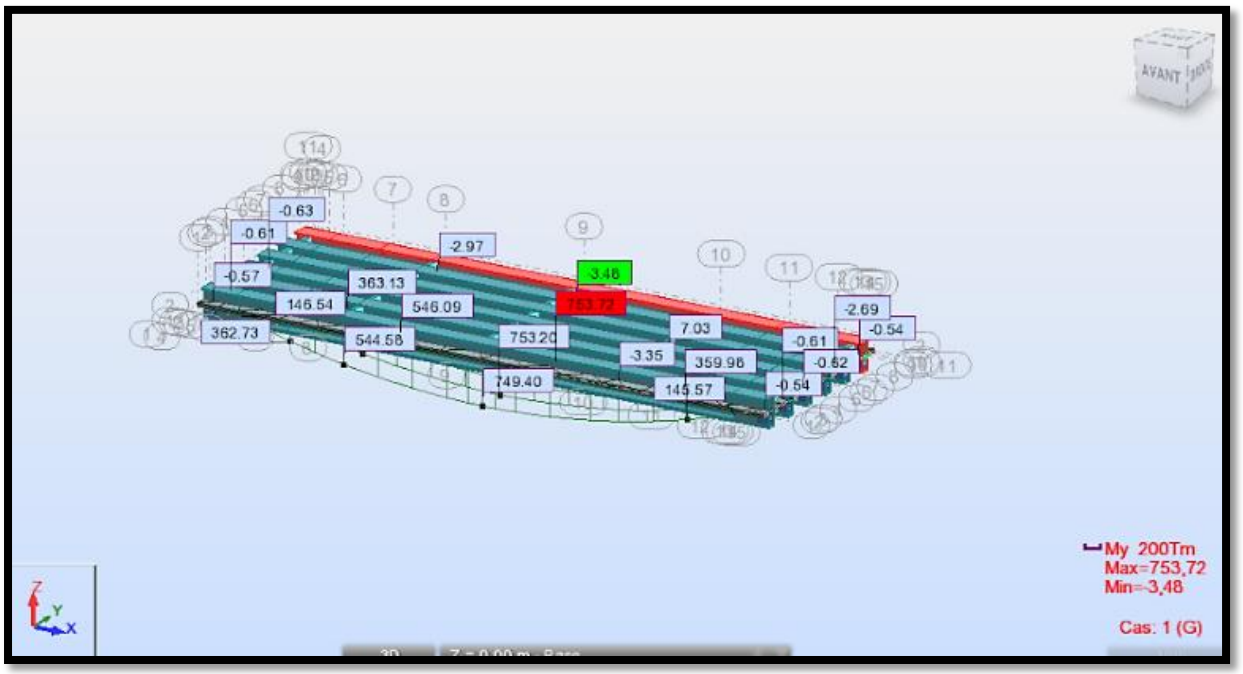


Figure b.1 : Moment Flechisant du poids propre

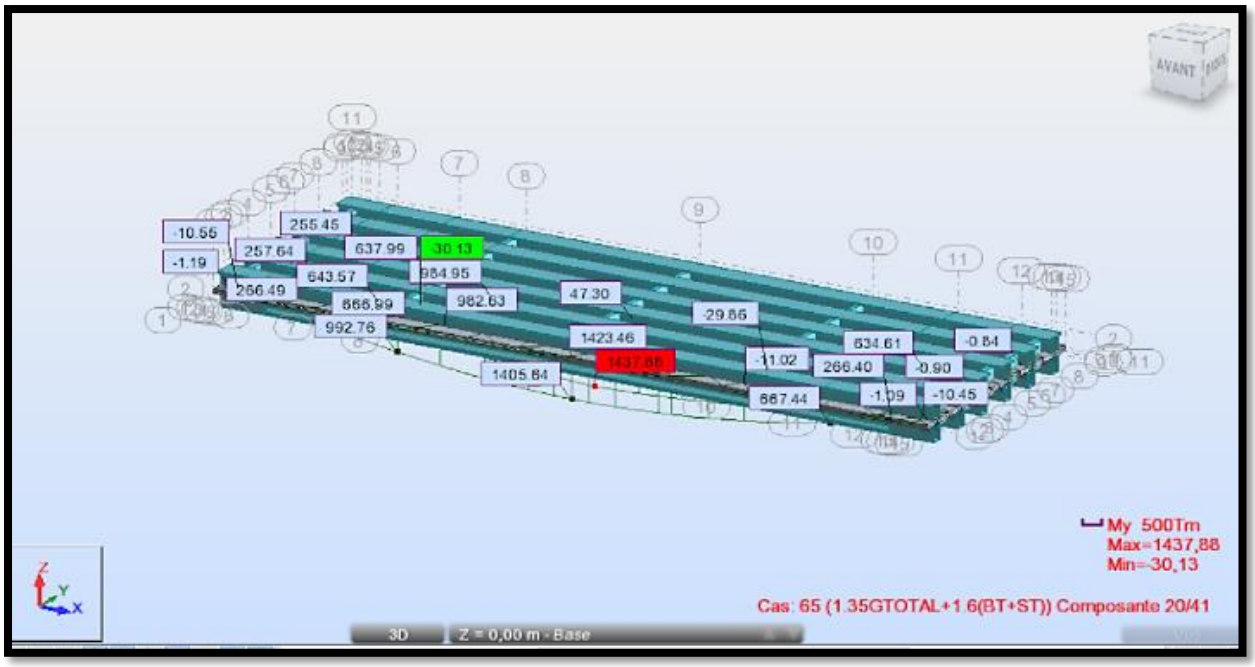


Figure b.2: Moment Flechisant de la combinaison 1.35G+1.6(Bt+St)

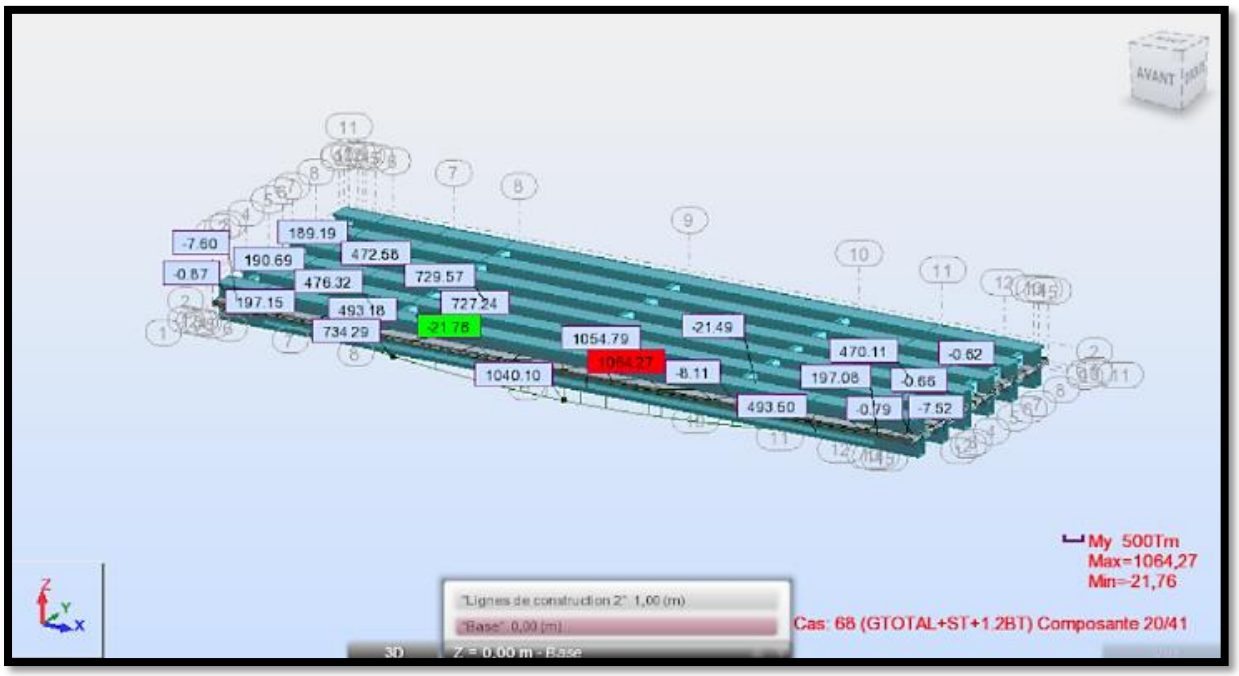


Figure b.3:Moment Flechisant de la combinaison Gtot+1.2Bt+St

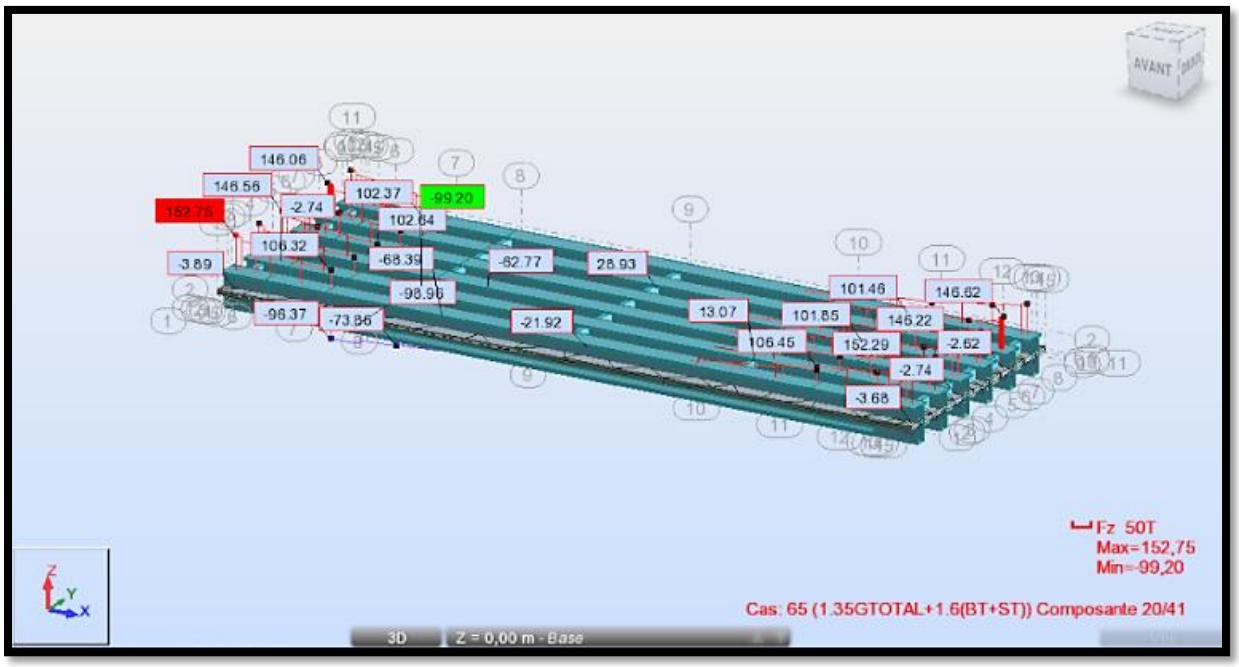


Figure b.4:Moment Flechisant de la Combinaison 1.35Gtot+1.6(Bt+St)

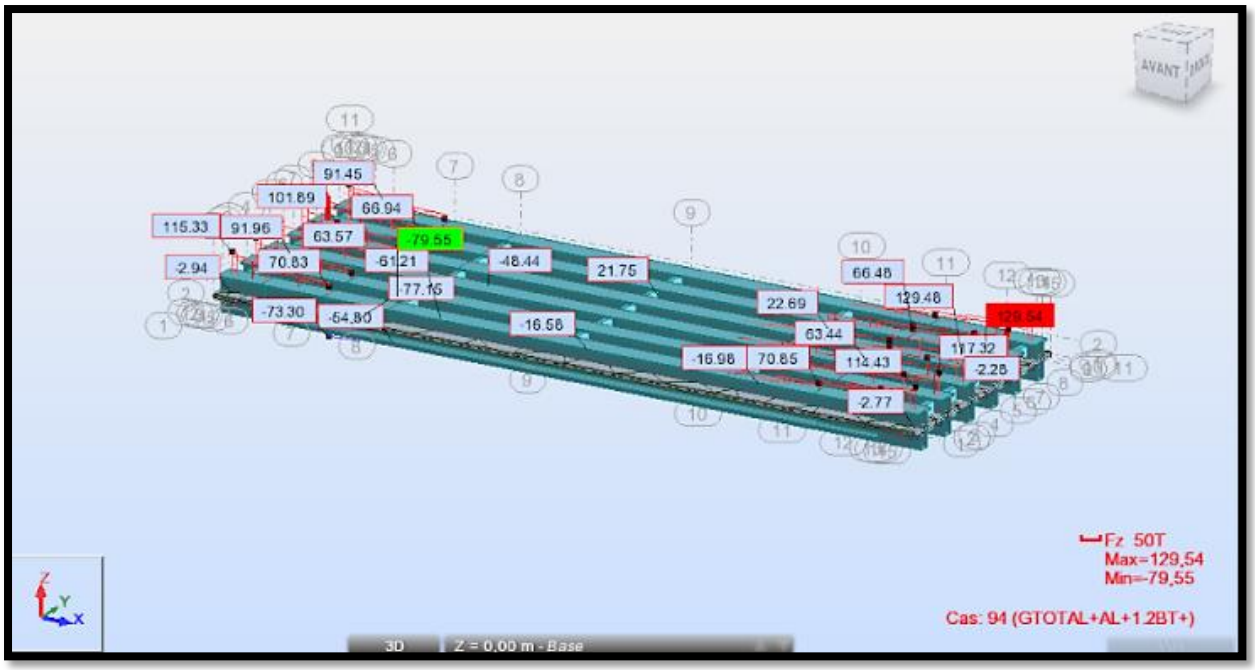


Figure b.5: Efoort Tranchant de La Combinaison G+1.2bt + St

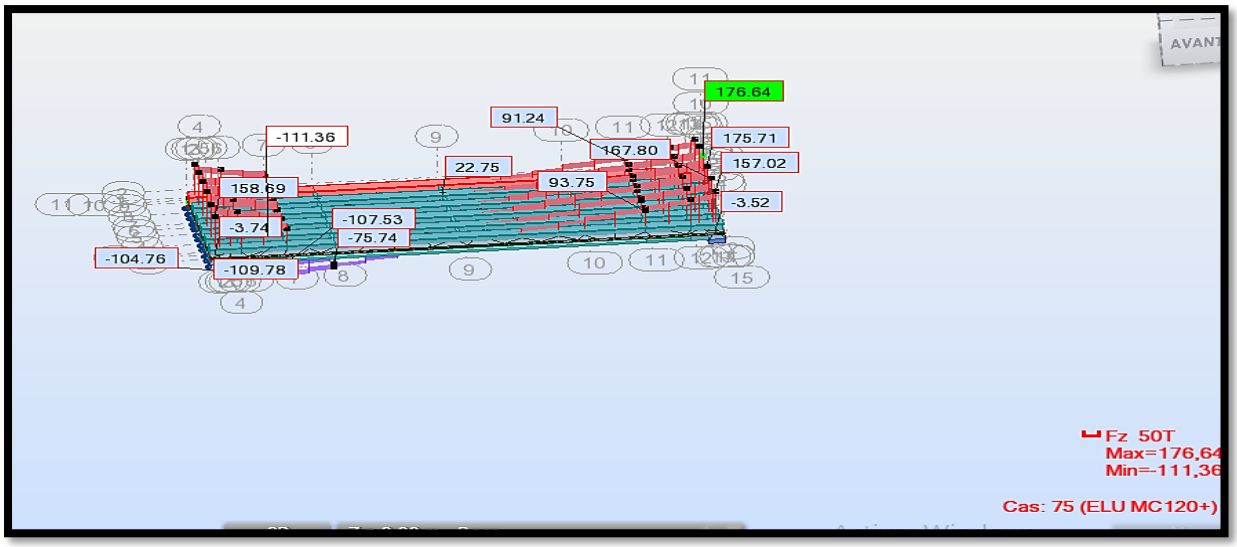


Figure b.6:Effot Tranchant de la Combinaison 1.35(G+Mc120)

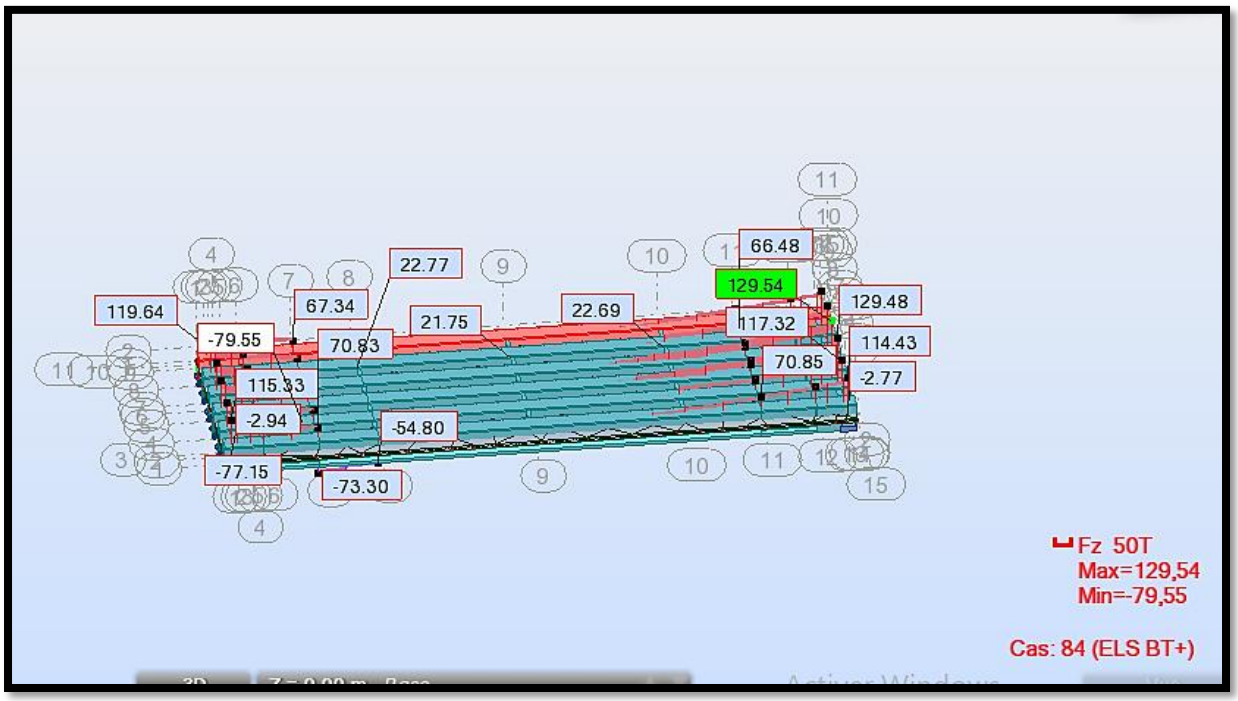


Figure b.7: Effort Tranchant de la Combinaison G+1.2bt + St

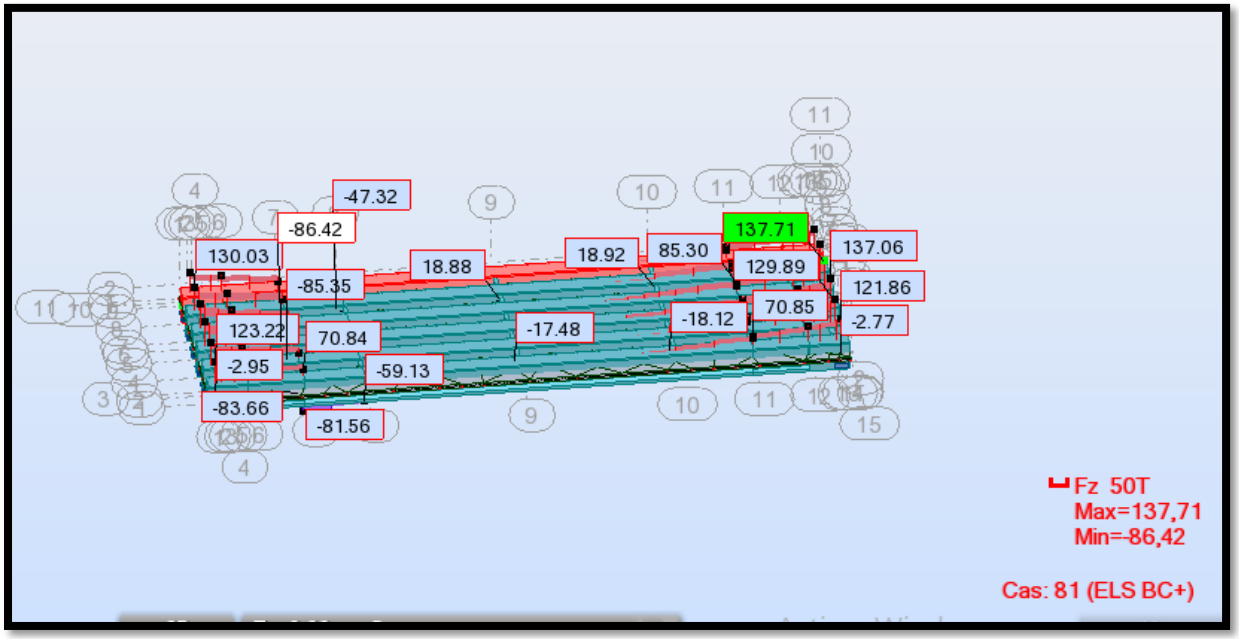


Figure b.8: Effort Tranchant de la Combinaison G + 1.2 B_C +St

ANNEXE C : La Précontrainte

PARTIE 01 :CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LASECTION NETTE ET HOMOGENE :

Les sections nettes des trois sections sans ou avec hourdi sont calculé on utilisant logiciel Auto Cad (la commande soustraction) pour soustraire les trous de passage les aciers de précontrainte de la section brute, après on fait sortir ses caractéristique mécanique qui sont Représenter Dans le Tableau ci-dessous :

	X=0		X=L/12		X=L/8		X=L/4		X=L/2	
	Poutre seul	Poutre +hourdi	Poute seul	Poutre +hourdi	Poutre seul	Poutre +hourdi	Poutre seul	Poutre +hourdi	Poutre seul	Poutre +hourdi
H(m)	2.00	2.25	2.00	2.25	2.00	2.25	2.00	2.25	2.00	2.25
Bnette(m)	1.23	1.80	0.83	1.39	0.70	1.29	0.70	1.29	0.70	1.29
Vn(m)	0.958	0.925	0.92	0.751	0.904	0.726	0.904	0.726	0.904	0.726
V'n(m)	1.042	1.325	1.08	1.499	1.096	1.524	1.096	1.524	1.096	1.524
I_{nG} (n^4)	0.414	0.912	0.33	0.801	0.35	0.756	0.35	0.756	0.35	0.756

PARTIE 02. LA VERFIFICATION DES CONTRAINTES NORMAL A ELS :

Phase3 :

Position (m)		0	L/12	L/8	L/4	L/2
Bnette (m^2)		1.80	1.39	1.29	1.29	1.29
In (m^4)		0.912	0.801	0.756	0.756	0.756
vn'(m)		1.325	1.499	1.524	1.524	1.524
vn(m)		0.925	0.751	0.726	0.726	0.726
e(m)		0.269	0.738	0.827	1.08	1.299
P1 (MN)		8.63	8.56	8.48	8.45	8.41
P2 (MN)		7.74	7.64	7.53	7.69	7.42
M (MN.m)		0	1.12	3.52	3.72	7.55
σ_G (Mpa) (contrainte de au poids propre)	σsup	0	1.05	3.38	3.57	7.25
	σinf	0	-2.09	-7.09	-7.49	-15.21
σ_p (Mpa) (contrainte due au moment de précontrainte)	σsup	-3.37	-6.82	-7.37	-8.39	-13.30
	σinf	2.35	11.06	14.56	18.39	21.76
$\frac{P}{Bn}$ (Mpa)		4.79	6.15	6.57	6.55	6.51
$\sigma totale$ (Mpa)	σsup	1.42	0.38	2.58	1.73	0.46
	σinf	7.14	15.12	13.61	17.45	13.06
Vérification		Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Phase 2 :

ANNEXE C : La Précontrainte

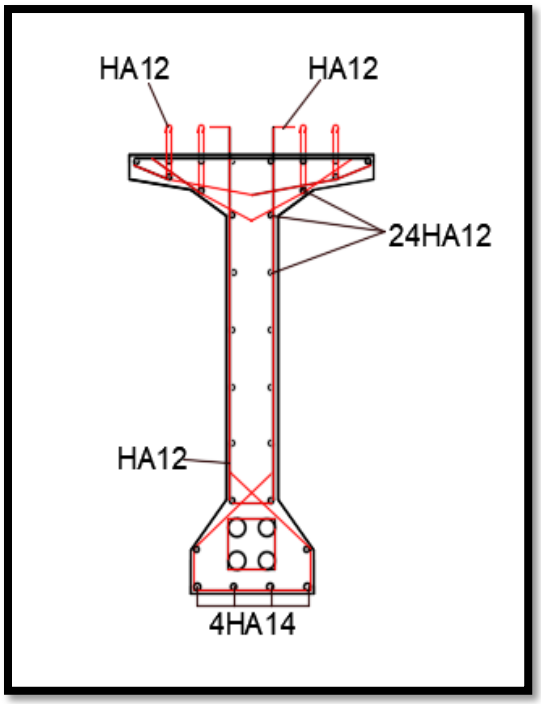
Position (m)		0	L/12	L/8	L/4	L/2
Bnette (m^2)		1.23	0.83	0.70	0.70	0.70
In (m^4)		0.414	0.33	0.35	0.35	0.35
vn'(m)		1.042	1.08	1.096	1.096	1.096
vn(m)		0.958	0.92	0.904	0.904	0.904
e(m)		-0.014	0.319	0.399	0.661	0.871
P1 (MN)		8.96	8.92	8.89	8.94	8.95
P2 (MN)		8.25	8.19	8.15	8.21	8.24
M (MN.m)		0	0.75	1.76	2.2	3.7
σ_G (Mpa) (contrainte de au poids propre)	σinf	0	-2.45	-5.51	-6.88	-11.58
	σsup	0	2.09	4.52	5.68	9.55
σ_p (Mpa) (contrainte due au moment de précontrainte)	σinf	-0.31	9.31	11.70	14.50	20.41
	σsup	0.29	-7.93	-9.16	-13.26	-18.13
$\frac{P}{Bn}$ (Mpa)		6.70	9.86	11.64	11.72	11.77
$\sigma totale$ (Mpa)	σinf	6.39	16.72	17.83	19.34	20.6
	σsup	6.99	4.02	7.00	4.14	3.19
Vérification		Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Phase 1 :

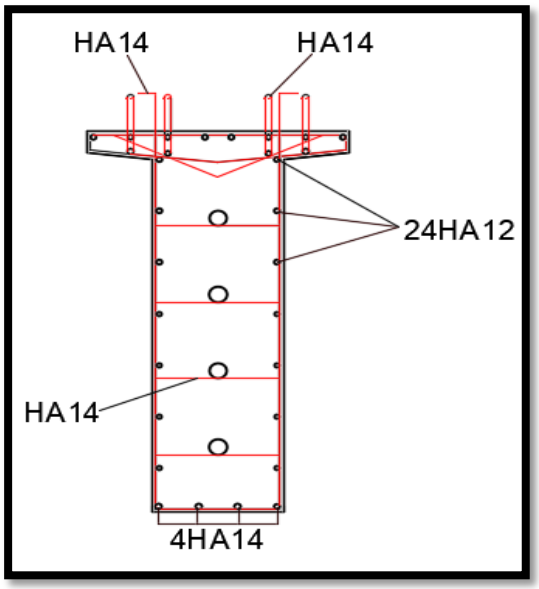
ANNEXE C : La Précontrainte

Position (m)		0	L/12	L/8	L/4	L/2
Bnette (m^2)		1.23	0.83	0.70	0.70	0.70
In (m^4)		0.414	0.33	0.35	0.35	0.35
vn'(m)		1.042	1.08	1.096	1.096	1.096
vn(m)		0.958	0.92	0.904	0.904	0.904
e(m)		-0.014	0.319	0.399	0.661	0.871
P1 (MN)		4.48	4.46	4.44	4.47	4.47
P2 (MN)		4.12		8.70	8.73	8.74
M (MN.m)		0	0.75	1.76	2.2	3.7
σ_G (Mpa) (contrainte de au poids propre)	σinf	0	-2.45	-5.51	-6.88	-11.58
	σsup	0	2.09	4.52	5.68	9.55
σ_p (Mpa) (contrainte due au moment de précontrainte)	σinf	-0.15	4.65	5.54	7.25	12.16
	σsup	0.14	-3.96	-4.57	-7.63	-10.05
$\frac{P}{Bn}$ (Mpa)		7.56	11.18	13.22	13.25	13.26
$\sigma totale$ (Mpa)	σinf	7.41	13.38	13.25		13.84
	σsup	7.9	9.31	13.17	10.32	12.77
Vérification		Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Partie03 : Schéma du Ferraillage Des Poutres :



FigureC.1 :Ferraillage de la poutre (Section Médiane)



FigureC.2 :Ferraillage de la poutre (Section d'About)

ANNEXE C : La Précontrainte

Partie 01 : Résultats Du Calcul Pour l'Etude de la Dalle:

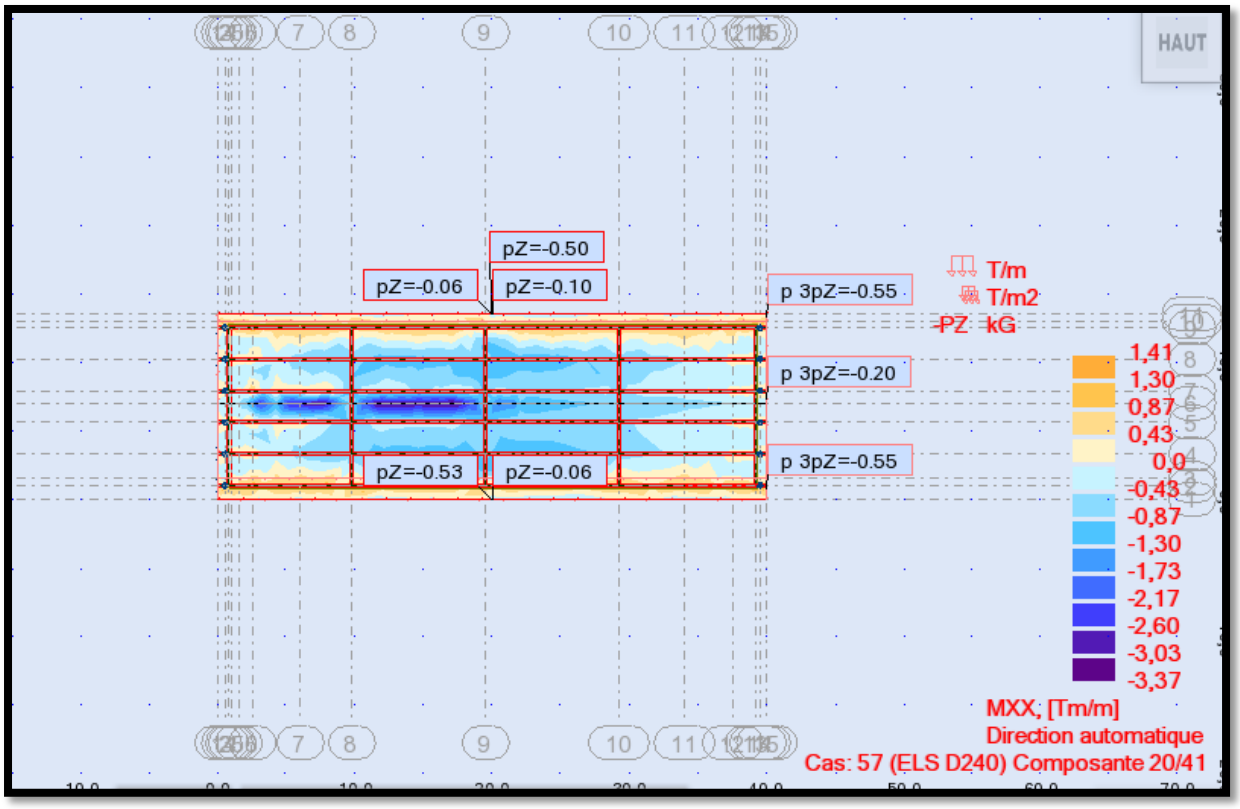


Figure D.1: Valeur de Mxx du a la Combinaison a ELS D240

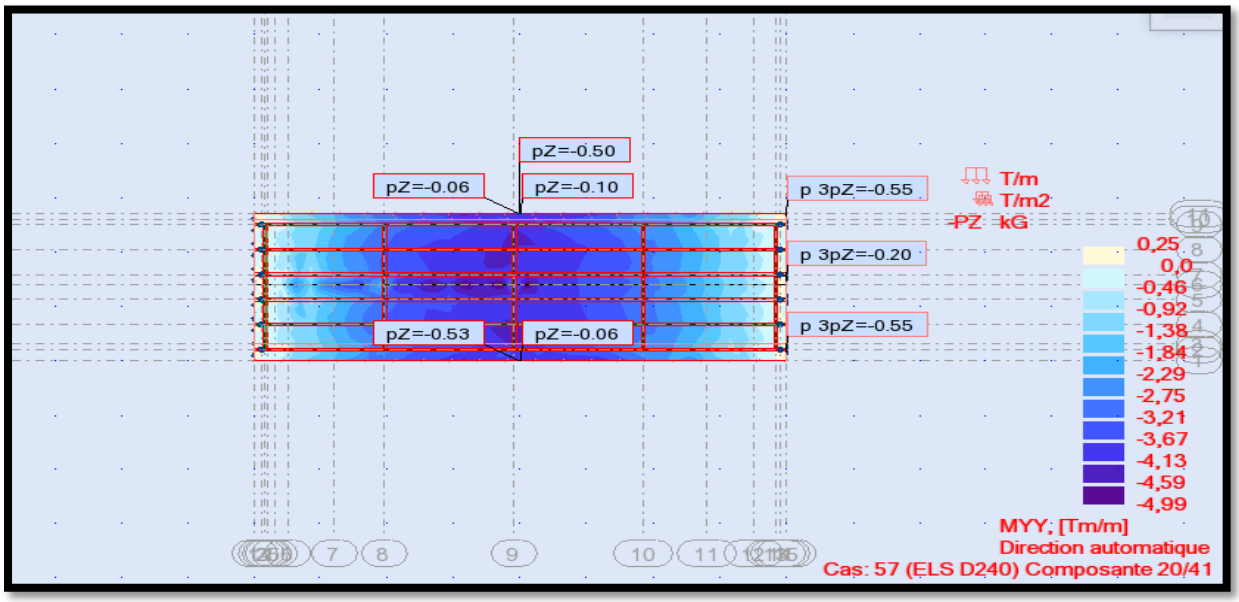


Figure D.2: Valeur de Myy de a la Combinaison a ELS D240

Partie02:Etude de l'infrastructure

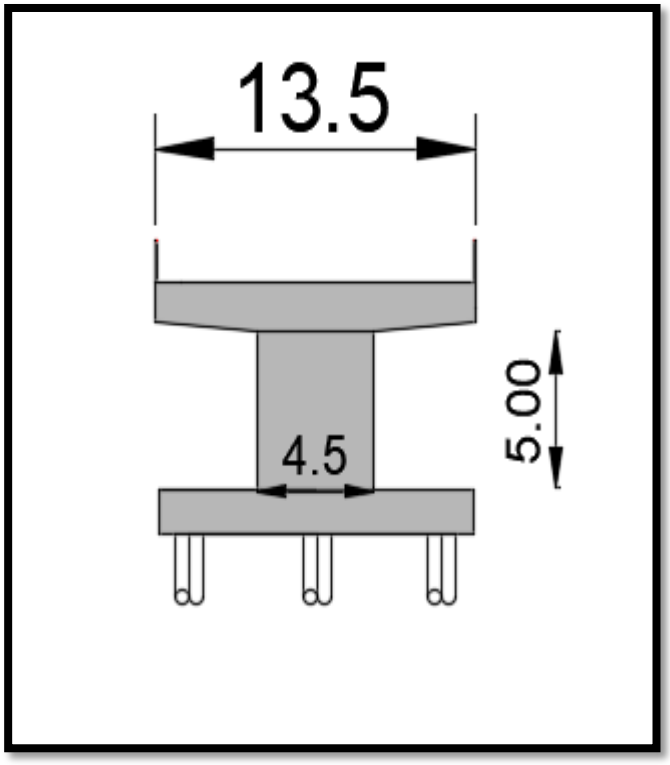


Figure D.3:Schema de La pile

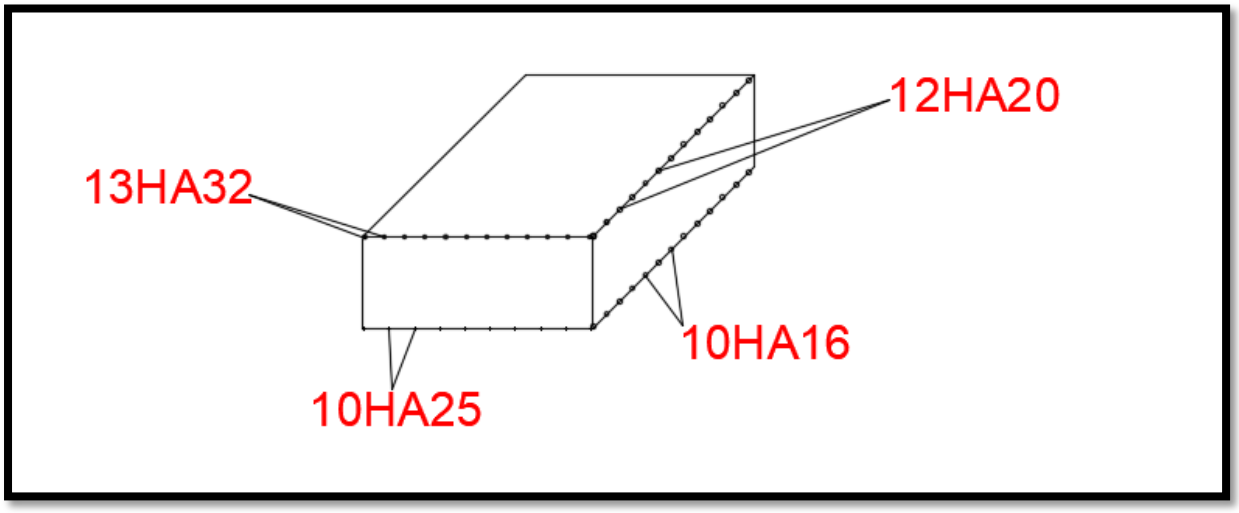


Figure D.4: Ferraillage du Chevêtre

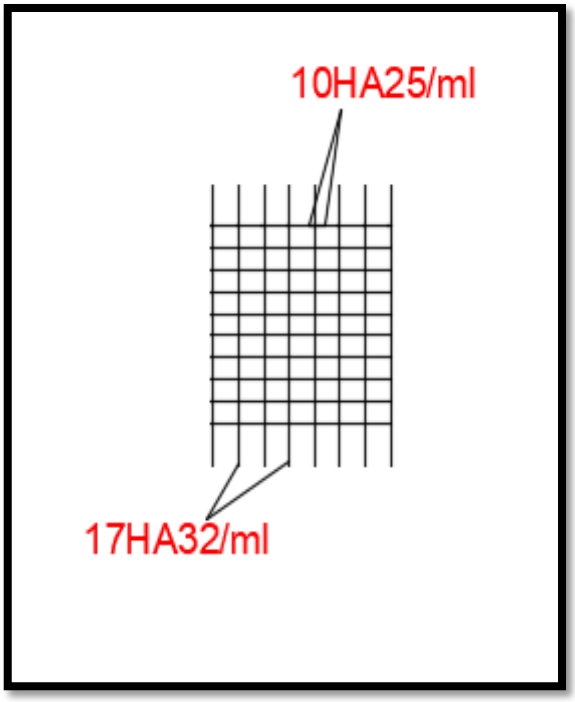


Figure D.5: Ferraillage de la nappe inférieure de la semelle

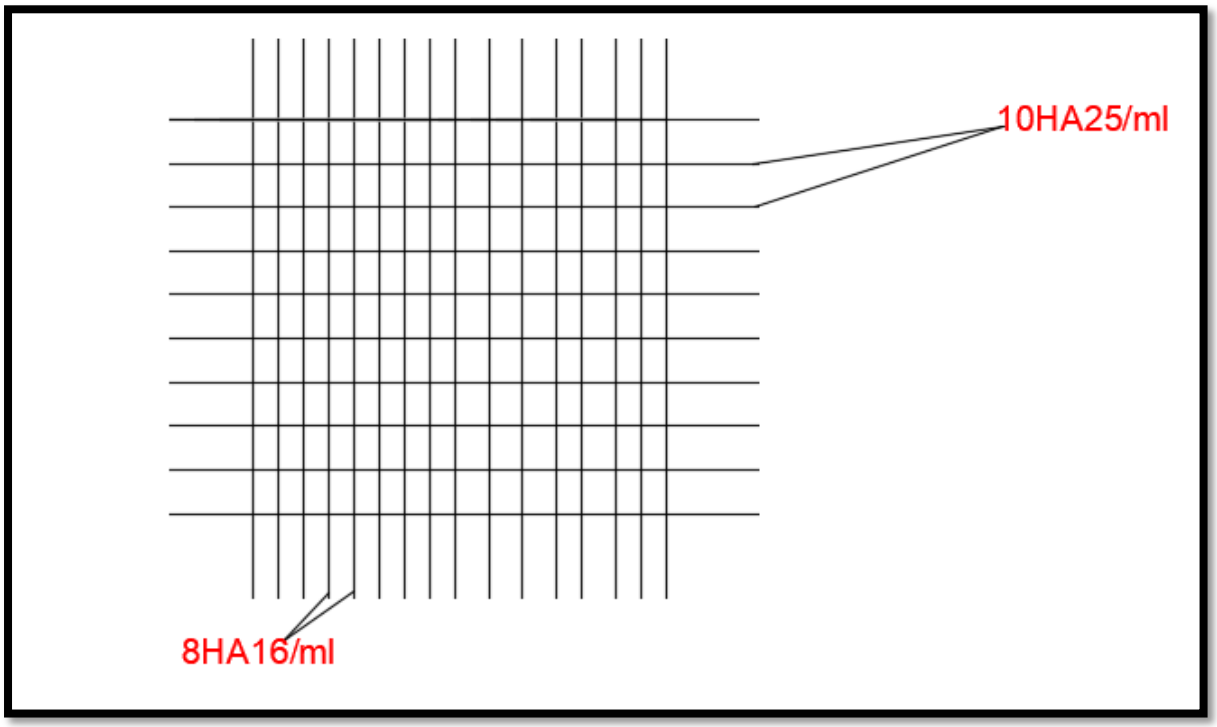


Figure D.6: Ferraillage de la nappe Supérieur de la semelle

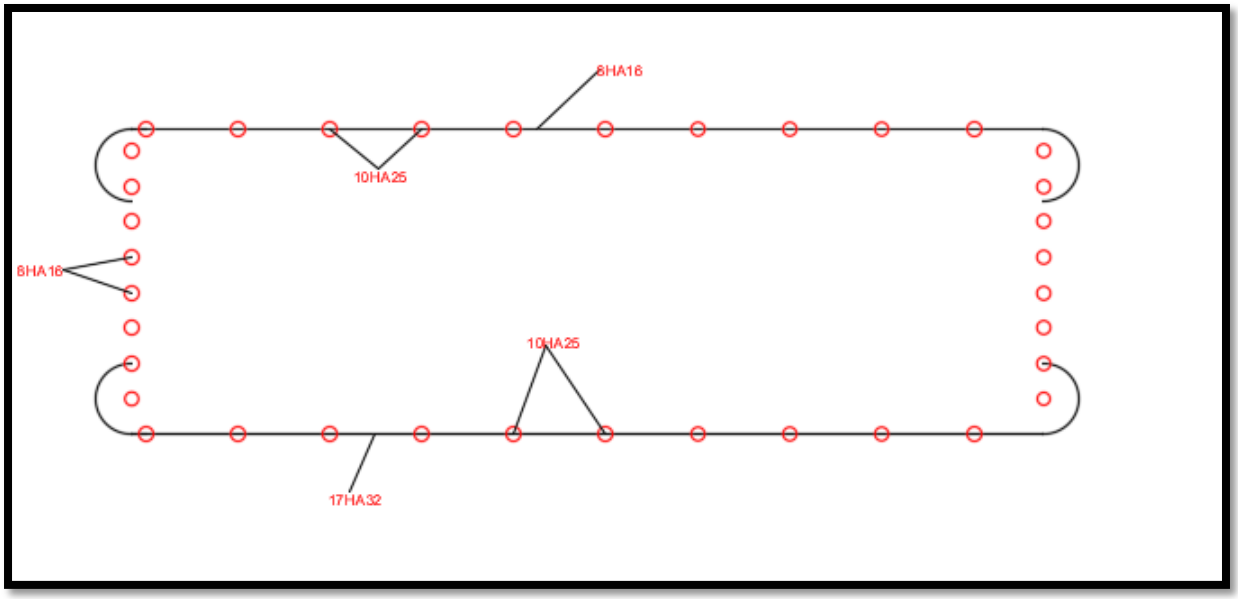


Figure D.7 :Vue en plan du ferraillage de la semelle

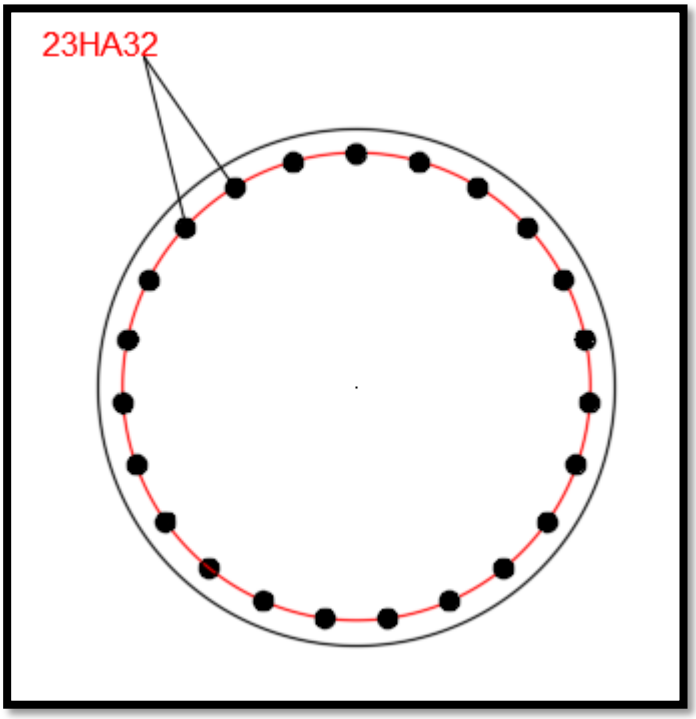


Figure D.8: Ferraillage 2D du pieu

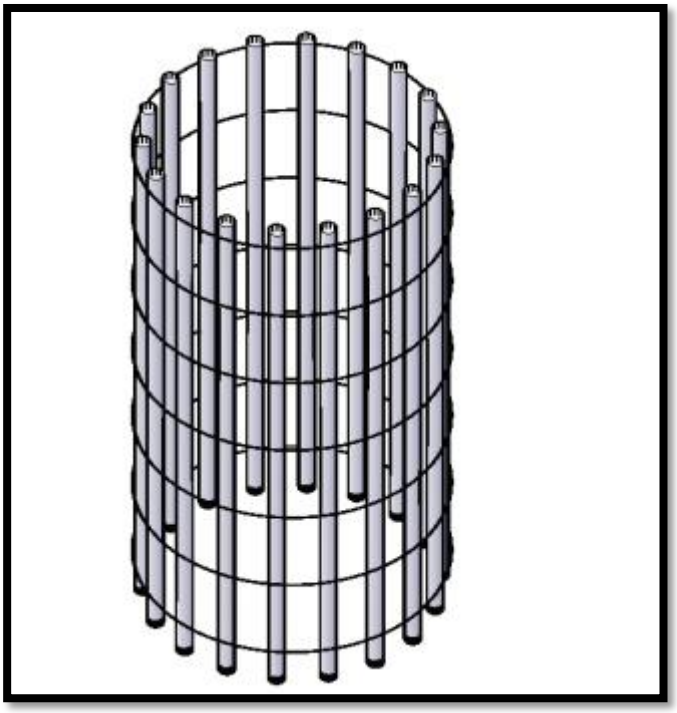


Figure D.9: Ferraillage 3D du pieu

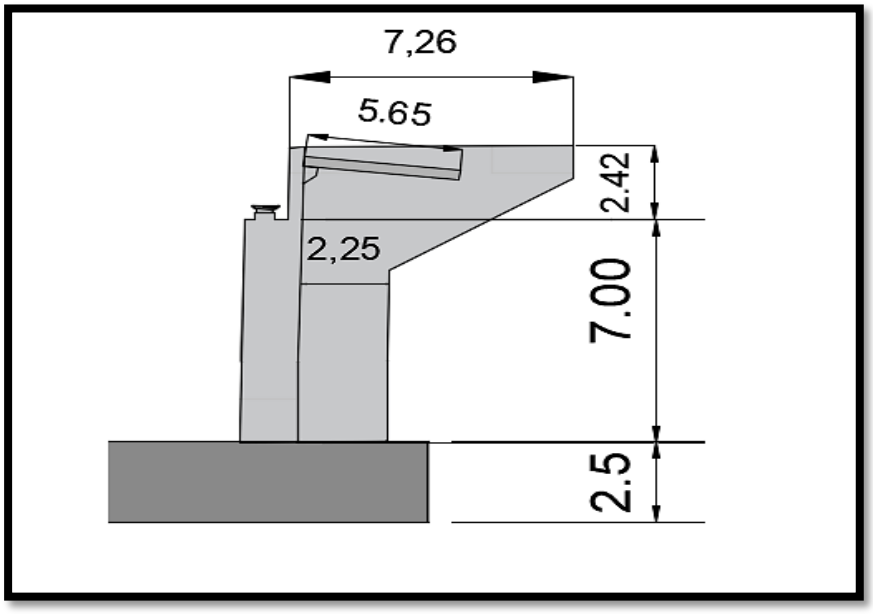


Figure D.10: Schéma Représentative De La culée

Tableau D.1: Evaluations des efforts du mur frontale.

		Efforts verticaux Fv (KN)	Efforts horizontaux FH (KN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
Mur garde grève		408.37	/	/	8.92	3642.66	/
Mur frontal		4725.1	/	/	5.92	27972.59	/
Mur en retour		661.5	/	/	7.55	4994.32	/
Dalle de transition		576.06	/	/	6.53	3761.67	/
Poids de terre		421.37	/	/	6.11	2574.57	/
Surcharge		250	/	/	5.9	1475.1	/
Poussée des terres	**CN**	/	297.4243178	3.14	/	/	933.89
	CS	/	742.4020598	3.14	/	/	2143.52
	CS	/	682.651391	3.14	/	/	2179.933
Poussée des surcharges	**CN**	/	16.65	4.94	/	/	82.251
	CS	/	24.5	4.94	/	/	121.03
	CS	/	22.85	4.94	/	/	112.87
Dés d'appuis		29			3.08	89.32	
Corbeau		82.15			5.79	475.6485	557.7985
COMB		8926.4	536.31	7.05	3.08	27493.31	40200.7
semelle		600			4.54	2724	
Somme	CN	**16679.95**	**1050.384318**			**75203.95**	**46331.98**
	CS	**16679.95**	**1425.0515**			**75203.95**	**45341.98**

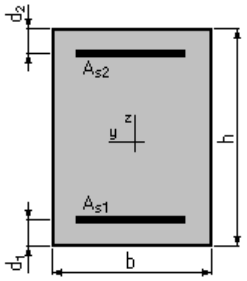
Ferraillage du Mgg

1. Hypotheses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 60,0 (cm)
h = 100,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	286,09	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	161,08	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 17,9 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 8,4 (cm2)		
théorique	ρ = 0,31 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,15 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 286,09 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,2 (cm)
Bras de levier: Z = 91,7 (cm)
Déformation du béton: e_b = 0,94 (‰)

Déformation de l'acier: e_S = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: e_S = 173,9 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 161,08 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,93
Position de l'axe neutre: y = 25,0 (cm)
Bras de levier: Z = 86,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: e_b = 2,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 8,4 (MPa)

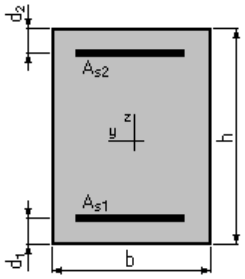
Ferraillage du Corbeuau

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 30,0 (cm)
h = 100,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	143,14	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	106,47	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 9,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,2 (cm2)
théorique ρ = 0,31 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 143,14 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,2 (cm)
Bras de levier: Z = 91,7 (cm)
Déformation du béton: e_b = 0,94 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: e_s = 173,9 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 106,47 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,46
Position de l'axe neutre: y = 25,1 (cm)
Bras de levier: Z = 86,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 8,4 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: e_s = 136,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$e_{s\ lim}$ = 200,0 (MPa)

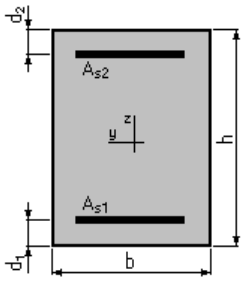
Ferraillage de la Dalle de Transition

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 30,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	195,36	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	145,32	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 24,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 2,6 (cm2)
théorique ρ = 1,48 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

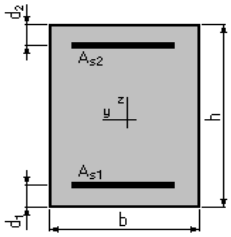
Cas ELU M_{max} = 195,36 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 22,3 (cm)
Bras de levier: Z = 46,1 (cm)
Déformation du béton: e_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 5,15 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: e_s = 173,9 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 145,32 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,06
Position de l'axe neutre: y = 26,4 (cm)
Bras de levier: Z = 46,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: e_b = 7,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 8,4 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: e_s = 129,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:

$e_{s\ lim}$ = 200,0 (MPa)

FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL

2. Section:



b = 100.0 (cm)

h =700.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	2688.07	3981.20
2.	ELS	1991.17	2944.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 35.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 35.5 (cm2)

Section maximum $A_{s\ max}$ = 1775.0 (cm2)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 2688.07 (kN) M = 3981.20 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.99 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 135.4 (cm)

Bras de levier: Z = 295.8 (cm)

Déformation de l'acier: e_s = 5.55 (‰)

Déformation du béton: e_b = 3.50 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 434.8 (MPa) comprimée: s_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 1991.17 (kN) M = 2944.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.01

Position de l'axe neutre: y = 164.2 (cm)

Bras de levier: Z = 295.3 (cm)

Contrainte maxi du béton: s_b = 1.8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_S = 10.7 (MPa)

comprimée: s_S' = 27.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $s_{S\ lim}$ = 250.0 (MPa)