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 : Infrastructure de base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V 4.2 DU PK 26+819 AU PK 27+106 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE BEJAIA

Présenté par :

ALOUACHE SALIM

KORICHI ABD ERAOUF

Encadré par :

Mr.SEBAH OMAR

Mr.FEDGHOUCHE FERHAT

Promotion 2021/2022

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Dédicace

Je dédie ce travail :

***A** mes parents qui ont donné tant de sacrifice pour me voir grandir et réussir dans cette vie,*

***A** mes frères et sœurs pour leur soutiens et encouragements,*

***A** mes amis pour leur aide et disponibilité,*

***A** mon binôme et sa famille,*

***A** tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire*

ALOUACHE SALIM

Dédicace

Je dédie ce travail :

***A** mes chers parents, pour tous leurs soutien, sacrifices et leurs prières tout au long de mes études,*

***A** mon petit frère et mes chères sœurs pour leur appui et leur encouragement et leur soutien morale,*

***A** mes amis et mes collèges,*

***A** mon binôme et sa famille,*

***A** tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.*

KORICHI ABDERAOUF

REMERCIEMENTS

N*ous remercions avant tout,* ***ALLAH*** *le tout Puissant de nous avoir donné Patience, Santé et Volonté afin de réaliser ce modeste travail.*

N*ous remercions également nos familles pour les sacrifices, qu'elles ont faites pour que nous puissions dépasser tout obstacle durant toute nos années d'étude.*

N*ous tenons à exprimer nos sincère remerciement à* ***Mr. SEBAH****, notre encadrant qui nous a accompagné tout le long de cette expérience avec beaucoup de patience et de pédagogie, aussi tout le personnel de* ***SAPTA*** *et notre Co-encadrant* ***Mr. FEDGHOUCH****.*

O*n remercie également notre frère* ***Mr. BABAKHOYA*** *pour ses conseils méthodologiques, et pour l'intérêt incontestable apporté a l'élaboration de ce projet.*

A *tous* ***les enseignants*** *de l'****ENSTP****, qui ont contribué à notre formation, ainsi qu'à toute l'équipe de notre département et les responsables de la bibliothèque pour leur aide et disponibilité.*

N*os remerciements s'adressent aussi, au membre du* ***jury*** *d'avoir le temps pour lire et évaluer notre travail.*

A *tous ceux qui nous ont aidé et encouragé pendant toute cette période de travail.*

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم ودراسة الجسر رقم 4.2 المتواجد في بين النقطة الكيلوميترية 26+819 والنقطة الكيلوميترية 27+106 ضمن مشروع الطريق الرابط بين ولاية بجاية والطريق السيار شرق غرب

بدأ عملنا هذا بتاريخ الجسور وأنواعها، بعد ذلك الى تصميم الجسر حيث اقترحنا ثلاث متغيرات واستنادا إلى التحليل متعدد المعايير انتقينا خيار مختلط "صندوق عارضة " هذا الخيار أدى بنا إلى تقسيم سطح الجسر إلى ثلاث أقسام، الجزء المركزي مكون من سطح مستمر مبنى بصناديق ذات ارتفاع ثابت منجز بطريقة التتابع المتتالي وجزئيين مكونين من أربعة امتدادات مستقلة عبارة عن عوارض ذات إجهاد مسبق عن طريق الشد اللاحق.

الدراسة شملت أيضا البنية التحتية والقاعدية مرورا بتقييم الأحمال والأحمال الزائدة وحساب التسليح النشط والسلبي والدراسة الزلزالية وأبعاد المعدات والعناصر الهيكلية المختلفة.

كلمات مفتاحية تصميم ودراسة، مختلط التتابع المتتالي، عارضة ذات إجهاد مسبق عن طريق الشد اللاحق، البنية التحتية والقاعدية.

Résumé

Le présent travail, traite de la conception et de l'étude du viaduc V 4.2 situé entre le PK26+819 et le PK27+106, relevant de la pénétrante autoroutière de Bejaia.

Ce mémoire, débutera par l'histoire des ponts, ensuite la conception générale, là ou en a proposé 3 variantes, et s'appuyant sur une analyse multicritère on a opté pour une solution mixte « poutre-voussoir ». Ce choix nous a amené à deviser l'ouvrage en trois parties avec deux tabliers différents, une partie centrale constitué d'un tablier continu, réaliser par la méthode d'encorbellement successive, et deux parties constituées par 04 travées indépendante à poutre VIPP. L'étude touche la superstructure et l'infrastructure en passant par l'évaluation des charges et surcharges, le calcul d'armature active et passive, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipement et éléments structuraux.

Mots clés : conception et étude, mixte, encorbellement successive, poutre VIPP, superstructure, infrastructure.

Abstract

This work, treats the study and design of road bridge V 4.2 located between PK26+819 and PK PK27+106, of the highway of Bejaia.

This memoir, will start by history of bridges, after that we started the general design, where we proposed 3 variants, and we choose a mixt one «Beam-Box». This choice led us to design the work in 3 parts with two different aprons, a central part consisting of a continuous apron, realized by the method of successive corbelling, and two parts constituted by 4 independent spans a beam made by post tensioned. This study contains the superstructure and the infrastructure through the evaluation of load and overload, the calculation of active and passive reinforcement, the seismic study and the dimensioning of the various equipment and structural elements.

Keywords: Design and study, mixt, successive corbelling, Beam post tensioned, superstructure, infrastructure.

Sommaire

INTRODUCTION……..……..1

CHAPITRE I : Historique des ponts

I.1 INTRODUCTION : 2
I.2 Classification des ponts : 2
I.2.1 Ponts voûtés : 3
I.2.2 Ponts poutres : 3
I.2.3 Pont en arc : 3
I.2.4 Ponts suspendus : 4
I.2.5 Ponts haubanés : 5

CHAPITRE II : Présentation du projet

II.1 INTRODUCTION : 6
II.2 PRESENTATION DE PROJET : 6
II.2.1 Objectif du projet : 6
II.2.2 Situation du site: 6
II.2.3 Obstacles franchis : 7
II.3 LES DONNEES DE PROJET : 7
II.3.1 Données géométriques : 7
II.3.1.1 Trace en plan : 7
II.3.1.2 Profil en long : 8
II.3.1.3 Profil en travers : 9
II.4 LES DONNEES NATURELLES : 9
II.4.1 Topographie : 9
II.4.2 Géotechnique : 10
II.4.3 Sismicité du site : 10
II.5 DONNEES CLIMATIQUES : 10
II.5.1 La temperature: 10
II.5.2 Pluviométrie : 10
II.5.3 Le vent: 10
II.5.4 L'humidité : 11
II.6 CONCLUSION : 11

CHAPITRE III : Conception générale

III.1. INTRODUCTION :.....12
III.2. DEMARCHES DES CHOIX DES VARIANTES :..... 12
III.2.1. Gamme de portée : 12
III.2.2. Choix des variantes : 13
III.3 PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :..... 13
III.3.1. Variante 01 : Pont mixte Bipoutres : 13
III.3.1.1 Présentation générale :..... 13
III.3.1.2 Avantages et inconvénients : 13
III.3.1.3 Implantation des appuis :..... 14
III.3.1.4. Pré-dimensionnement des éléments du tablier : 15
III.3.2. Variante 02 : Pont à poutres en précontrainte par post-tension :..... 17
III.3.2.1. Présentation générale :..... 17
III.3.2.2. Avantages et inconvénients : 17
III.3.2.3. Implantation des appuis :..... 18
III.3.2.4. Pré-dimensionnement des éléments du tablier : 19
III.3.3. Variante 03 : Pont mixte (poutre en précontrainte par post- tension et précontrainte construits par encorbellements successifs section constante) : 21
III.3.3.1. Présentation générale :..... 21
III.3.3.3. Avantages et inconvénients : 21
II.3.3.4. Implantation des appuis : 22
III.3.3.5. Pré-dimensionnement de la superstructure :..... 22
III.4. Analyse multicritère : 25
III.4.1. Analyse des variantes : 25
III.4.2. Conclusion :..... 26

CHAPITRE IV : Charge et surcharge

IV.1. Evaluation des actions :..... 27
IV.2. Evaluation des actions permanentes (CP) : 27
IV.2.1. Poids du tablier poutres : 27
IV.2.2. Poids du tablier voussoirs :..... 28
IV .3. Poids des charges complémentaires : 29
IV.4. Evaluation des actions dues au trafic : 30
IV.4.1. Caractéristiques du pont : 30
IV.4.2. Surcharges d'exploitations à considérer : 31

IV.4.3. Les cas de chargement : 31
IV.3.4. Système de charge A(L) : 31
IV.3.5. Système de charge B : 32
IV.3.5.1. Système de charge B_c : 32
IV.3.5.2. Système de charge B_t : 33
IV.3.6. Charge militaire Mc120 : 34
IV.3.7. Convoi exceptionnel type D240 : 34
IV.3.8. Coefficient de majoration dynamique : 35
IV.3.9. Efforts de freinage : 36
IV.3.9.1. Système de charge A(L) : 36
IV.3.9.2. Système de charge B_c : 36
CHAPITRE V : Etude du tablier voussoir.
V.1. INTRODUCTION : 37
V.2. STABILTE EN PHASE DE CONSTRUCTION : 37
V.2. 1 Différentes phases de construction d'un fléau : 37
V.2.2 Charge à prendre en compte : 38
V.2.2.1 Poids propre du fléau : 38
V.2.2.2 Charges de chantier connues : 39
V.2.2.3 Charges de chantier aléatoire : 39
V.2.2.4 Charge due au vent : 39
V.2.2.5 Actions accidentelles : 40
V.2.3 Combinaisons d'action : 40
V.2.4 Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau : 41
V.2.4.1 Effets du au poids propre : 41
V.2.4.2 Effets des surcharges répartie de chantier Q_{PRA1} : 41
V.2.4.3 Effets des surcharges concentré de chantier Q_{PRA2} : 42
V.2.4.4 Effets de la force accidentelle : 42
V.2.5 Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte : 44
V.3 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE : 46
V.3.1 Etude de la précontrainte du fléau : 46
V.3.1.1 Détermination du nombre de câbles de fléau : 46
V.3.1.2 Répartitions des câbles dans chaque voussoir : 48
V.3.1.3 Disposition des câbles de fléau : 49
V.3.1.4 Tracé des câbles en plan : 50

V.3.1.5 Tracé des câbles en élévation : 50
V.3.1.6 Exemple de calcul : 51
V.3.2 Etude de la précontrainte de continuité : 53
V.3.2.1 Modélisation : 53
V.3.2.2 Combinaison d'actions : 53
V.3.2.3 Résultats : 54
V.3.2.4 Détermination du nombre de câbles de continuité en la travée principale : 55
V.3.2.5 Détermination du nombre de câbles de continuités en travée de rive : 59
V.3.3 Evaluation des pertes de la précontraintes : 62
V.3.3.1 pertes de tension instantanées : 62
V.3.3.2 Pertes de tension instantanées différés : 63
V.3.3.3 les pertes totales : 64
V.3.3.4 Applications sur les câbles de fléau 65
V.3.4 Vérifications des contraintes normales : 67
V.3.4.1 Vérification des contraintes en phase de construction : 67
V.3.4.2 Vérification des contraintes en phase de service : 68
V.3.5 Armature des zones tendues : 68
V.3.6 Vérification des contraintes tangentiels : 69
V.3.6.1 Vérification vis-à-vis à l'ELS : 69
V.3.6.2 Vérification vis-à-vis à l'ELU : 70
V.4 ETUDE TRANSVERSALE : 72
V.4.1 Evaluation des efforts : 72
V.4.1.1 Modélisation : 72
V.4.1.2 Déterminations des sollicitations : 72
V.4.1.3 Résultats : 72
V.4.2.1 Exemple de calcul du ferraillage de l'hourdis supérieur : 74
V.4.2.2 Exemple de calcul du ferraillage de l'Ame 75
V.4.2.2 Ferraillage passif du voussoir : 76
CHAPITRE VI : Etude du tablier poutre.
VI.1. INTRODUCTION : 77
VI.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES : 77
VI.2.1. Caractéristiques du tablier : 77
VI.2.2. Sections transversales : 77
VI.2.2.1. Section d'about : 79
VI.2.2.2. Section intermédiaire : 80

VI.2.2.3. Section médiane : 81
VI.3. CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX : 82
VI.3.1. Efforts dû au poids propre : 82
VI.3.2. Efforts dû au surcharges : 83
VI.3.2.1. Système de charge A(L) : 83
VI.3.2.2. Système de charge Bc : 84
VI.3.2.3. Système de charge Bt : 86
VI.3.2.4. Charge militaire Mc120 : 88
VI.3.2.5. Convoi exceptionnel type D240 : 90
VI.4. LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS : 92
VI.4.1. Introduction : 92
VI.4.2. Méthode de GUYON-MASSONET : 92
VI.4.2.1. Calcul des moments transversaux : 92
VI.4.2.2. Calcul des efforts trancants transversaux : 98
VI.4.2.3. Conclusion : 98
VI.4.3. Modélisation du tablier : 98
VI.4.3.1. Les étapes de modélisation : 98
VI.4.3.2. Résultats : 99
VI.4.3.3. Conclusion : 101
VI.5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE : 102
VI.5.1. Introduction : 102
VI.5.2. Données de calcul : 102
VI.5.3. Dimensionnement de la précontrainte : 103
VI.5.2. 1. Valeur minimale de la précontrainte en service : 103
VI.5.2.2. Détermination du nombre de câbles : 103
VI.5.2.3. Pré-vérification des contraintes : 104
VI.5.2.4. Position des câbles : 105
VI.5.2.5. Trace des câbles : 106
VI.5.2.6. Evaluation des pertes de la précontrainte : 108
VI.5.2.7. Vérification des contraintes normales : 111
VI.5.2.8. Vérification des contraintes tangentielles : 113
VI.5.2.9. Armatures passives des poutres : 115
VI.6. ETUDE DE L'ENTRETOISE : 119
VI.6.1. Introduction : 119
VI.6.2. Evaluation des efforts : 119

VI.6.3. Ferraillage de l'entretoise : 121
VI.6.3.1. Armatures longitudinale : 121
VI.6.3.2. Armatures transversale : 121
VI.6.3.3. Armature de peau : 121
VI.7. Etude de la dalle : 122
VI.7.1. Introduction : 122
VI.7.2. Évaluation des efforts : 122
VI.7.3. Ferraillage de la dalle : 124
VI.7.3.1. Armatures transversales : 124
VI.7.3.1. Armatures longitudinale : 124

CHAPITRE VII : Equipement et étude sismique.

VII.1 INTRODUCTION : 125
VII.2 Appareil d'appuis : 125
VII.2.1 Choix du type de l'appareil : 125
VII.2.2 Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 125
VII.2.3 Dimensionnement de l'appareil d'appui : 126
VII.2.3.1 Aire de l'appareil d'appui : 126
VII.2.3.2 Epaisseur de l'appareil d'appui T : 127
VII.2.3.3 Dimensionnement des frettes : 127
VII.2.4 Evaluation des efforts horizontaux : 128
VII.2.5 Vérification des appareils d'appuis : 129
VII.2.5.1 Résistance à la compression : 129
VII.2.5.2 Sécurité au flambement : 130
VII.2.5.3 Limitation de la distorsion : 130
VII.2.6 Appareils d'appuis à pot : 131
VII.2.6.1 Principe d'un appareil d'appui a pot : 132
VII.2.6.2 Avantages et inconvénients de ces appareils d'appuis : 132
VII.2.6.3 Evaluation des réactions : 133
VII.2.6.4 Les efforts verticaux pour les appareils d'appuis à pot : 133
VII.2.6.4 Effort horizontaux longitudinaux : 134
VII.2.6.5 Choix des appareils d'appuis à pot : 135
VII.3 Dès d'appuis : 137
VII.3.1 Dimensions du dé d'appui : 137
VII.3.2 Ferraillage des dès d'appuis : 137

VII.3.2.1 Armature de chainage : 137
VII.3.2.2 Armatures horizontales : 137
VII.3.2.3 Frette supérieur : 138
VII.3.2.4 Frette inférieure : 138
VII.4. Joint de chaussée : 138
VII.5 Etude sismique : 140
VII.5.1 Méthode de calcul : 140
VII.5.2 Vérification de l'exigence d'application de la méthode monomodale : 140
VII.5.2.1 La masse modale : 140
VII.3.2.2 Angle de biais : 141
VII.3.2.3 La courbure : 141
VII.3.2.4 La symétrie : 141
VII.5.3. Evaluation de la composante longitudinale : 142
VII.5.3.1. Détermination de la raideur longitudinale de la structure : 142
VII.4.2 Détermination des actions longitudinale : 143
VII.4.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique : 143
VII.4.2.2 Evaluation de la période propre de l'ouvrage : 143
VII.4.2.3 Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier : 144
VII.4.2.4 Déplacement du tablier par rapport au sol : 144
VII.4.3 Evaluation de la composante transversale : 145
VII.4.3.1 Détermination de la raideur transversale de la structure : 145
VII.4.3.2 Détermination des actions transversale : 146
VII.4.3.3 Répartition transversale : 146
VII.4.4 Evaluation de la composante verticale : 146
VII.4.5 Combinaison des réponses modales 148
VII.4.6 Combinaison des composantes de l'action sismique 148
VII.4.7 Direction principale de sollicitations et repère géométrique 148

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure.

VIII.1 INTRODUCTION : 150
VIII.2 ETUDE DE LA PILE : 150
VIII.2.1 La conception de la pile : 150
VIII.2.2 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement : 151
VIII.2.3 Evaluation des efforts agissant sur la pile : 151
VIII.2.3.1 Efforts statiques : 151

VIII.2.3.2 Efforts sismiques : 152
VIII.2.3.3 Combinaisons des efforts : 152
VIII.2.4. Ferraillage des éléments de la pile : 153
VIII.2.4.1 Ferraillage des piles de la partie voussoir : 153
VIII.2.3.2. Ferraillage des piles de la partie poutre : 156
VIII.3 ETUDE DES FONDATIONS : 159
VIII.3.1 Ferraillage de la semelle : 159
VIII.3.2 ferraillage des pieux : 161
VIII.3.2.1 Calculs des efforts : 161
VIII.3.2.2 Ferraillage longitudinale : 162
VIII.3.2.3 Ferraillage transversale : 163
VIII.4 ETUDE LA CULEE : 164
VIII.4.1 Conception de la culée : 164
VIII.4.2 Évaluation des efforts sollicitant la culée : 165
VIII.4.2.1. Détermination du coefficient de poussée K_{ad} : 165
VIII.4.2.2 Descente des charges : 165
VIII.4.2.3 Evaluation des efforts sismiques sur la culée : 166
VIII.4.3 Etude des éléments de la culée : 167
VIII.4.3.1. Etude du mur frontal : 167
VIII.4.3.2 Etude du mur garde grève : 169
VIII.4.3.3. Etude de la dalle de transition : 171
VIII.4.3.4 Etude du corbeau : 172
VIII.4.3.5 Etude du mur en retour : 173

CONCULISON……...……...…….175

Liste des figures

Figure II. 1 Vu en plan du projet. 6
Figure II. 2 Axe en plan du projet. 7
Figure II. 3 Profil en long du projet 8
Figure II. 4 Profil en travers du projet. 9

Figure III. 1 implantation des appuis et des culées. 14
Figure III. 2 Implantation des piles et des culées. 18
Figure III. 3 Construction par encorbellement successif à partir des piles. 21
Figure III. 4 Coupe transversale de voussoir. 24

Figure IV. 1 Coupe longitudinale de la poutre représente la variation de la section transversale. 27
Figure IV. 2 Découpage des voussoirs. 29
Figure IV. 3 Largeur chargeable et largeur roulable. 30
Figure IV. 4 Cas de charge. 31
Figure IV. 5 Système de charge $B_{c.}$ 32
Figure IV. 6 Disposition du système Bt dans la chaussée. 33
Figure IV. 7 Disposition du système Mc120 dans la chaussée. 34
Figure IV. 8 Convoi type D240. 35

Figure V. 1 Différentes phases de construction. 37
Figure V. 2 Situation temporaire de construction a considérer. 39
Figure V. 3 Situation Accidentelle à considérer. 40
Figure V. 4 Effets du poids propre sur le demi-fléau. 41
Figure V. 5 Effets de charge Q_{PRA1} . 41
Figure V. 6 Effet de la charge Q_{PRA2}. 42
Figure V. 7 Effet de la force accidentelle FA. 42
Figure V. 8 Schéma descriptif de clouage. 44
Figure V. 9 Schéma illustratif. 49
Figure V. 10 Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP. 49
Figure V. 11 Tracé en plan des câbles de fléau. 50
Figure V. 12 Tracé en élévation des câbles de fléau. 50
Figure V. 13 Position de câble 4. 51
Figure V. 14 Tracé en plan et en élévation des câbles du fléau. 52
Figure V. 15 Modélisation du tablier. 53
Figure V. 16 Effort tranchant max à l'ELS. 54
Figure V. 17 Effort tranchant max à l'ELU. 54
Figure V. 18 Moment max à l'ELS. 54
Figure V. 19 Moment max à l'ELU. 54
Figure V. 20 Disposition des câbles de continuités de travée principale. 57
Figure V. 21 Tracé en plan et en élévation des câbles de continuité de la travée principale. 58
Figure V. 22 Disposition des câbles de continuités de la travée de rive. 60
Figure V. 23 Tracé en plan en élévation des câbles de continuités de la travée de rive. 61
Figure V. 24 : Diagramme des contraintes a x = 90.5m 68

Figure V. 25 : Effort de précontrainte..... 69
Figure V. 26 Vu 3D du caisson modélisé sur le logiciel. 72
Figure V. 27 Le moment maximum a l'ELU. 73
Figure V. 28 Le moment maximum a l'ELS. 73
Figure V. 29 Ferraillage de voussoir sur pile. 76

Figure VI. 1 Caractéristiques du tablier. 77
Figure VI. 2 les sections transversales de la poutre. 78
Figure VI. 3 Section d'about sans hourdis. 79
Figure VI. 4 Section d'about avec hourdis. 79
Figure VI. 5 Section d'about intermédiaire sans hourdis. 80
Figure VI. 6 Section d'about intermédiaire avec hourdis. 80
Figure VI. 7 Section d'about médiane sans hourdis. 81
Figure VI. 8 Section d'about médiane avec hourdis. 81
Figure VI. 9 Moment fléchissant du a la charge permanente. 82
Figure VI. 10 Moment fléchissant dû à la surcharge A(l). 83
Figure VI. 11 Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à droite de l'axe de la poutre. 84
Figure VI. 12 Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à l'extrémité de la poutre. 86
Figure VI. 13 Disposition de la résultante du a la charge Bt (la section plus dangereuse)... 87
Figure VI. 14 Disposition de la résultante du a la charge Bt (la section plus dangereuse)... 88
Figure VI. 15 Disposition de La surcharge MC120 (la section la plus dangereuse). 89
Figure VI. 16 Disposition de La surcharge MC120. 90
Figure VI. 17 Disposition de La surcharge D240 (la section la plus dangereuse)..... 91
Figure VI. 18 Disposition de La surcharge D240. 91
Figure VI. 19 Coupe transversal du tablier. 93
Figure VI. 20 Section équivalente. 95
Figure VI. 21 Lignes d'influences des poutres. 96
Figure VI. 22 Modèle de calcul de la partie poutre. 100
Figure VI. 23 Moment maximal à l'ELS. 100
Figure VI. 24 Moment maximal à l'ELU. 101
Figure VI. 25 Effort tranchant maximal à l'ELS. 101
Figure VI. 26 Effort tranchant maximal à l'ELU. 101
Figure VI. 27 Vérification des contraintes. 105
Figure VI. 28 Norme de disposition des câbles de précontrainte. 107
Figure VI. 29 Vue en longitudinale des câbles. 109
Figure VI. 30 Diagramme des contraintes à mi travée. 117
Figure VI. 31 Le ferraillage des différentes sections de la poutre. 118
Figure VI. 32 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes. 118
Figure VI. 33 Flèche max de la poutre due à poids propre. 119
Figure VI. 34 Flèche max de la poutre à ELS. 119
Figure VI. 35 Position des vérins. 121
Figure VI. 36 Modélisation de l'entretoise sur robot. 121
Figure VI. 37 Moment Max- Entretoise à l'ELU. 121

Figure VI. 38 Moment Max- Entretoise à l'ELS. 122
Figure VI. 39 Effort tranchant Max- Entretoise à l'ELS. 122
Figure VI. 40 Effort tranchant Max- Entretoise à l'ELU. 122
Figure VI. 41 Ferraillage de l'entretoise. 123
Figure VI. 42 Modèle du calcul. 124
Figure VI. 43 Moment Max- Dalle à l'ELU. 125
Figure VI. 44 Moment Max- Dalle à l'ELS. 125

Figure VII. 1 Définition géométrique d'un appareil d'appui. 128
Figure VII. 2 schéma des différents éléments d'un appareil d'appui a pot. 134
Figure VII. 3 schéma des dispositions des appareils d'appuis à pot pour notre ouvrage ... 135
Figure VII. 4 les appareils d'appuis a pot fix fournit par GOODCO Z-TECH 138
Figure VII. 5 les appareils d'appuis a pot glissant fournit par GOODCO Z-TECH 138
Figure VII. 6 Ferraillage du dès d'appuis. 140
Figure VII. 7 Catalogue ALGAFLEX pour les dimensions de joint de chaussée. 141
Figure VII. 8 Direction principale de sollicitation et repère géométrique globaux et locaux pour les deux tablier. 151

Figure VIII. 1 Dimensions des piles. 152
Figure VIII. 2 Abaques de Walther. 155
Figure VIII. 3 Ferraillage longitudinale pile 04. 157
Figure VIII. 4 Ferraillage longitudinale pile 05. 157
Figure VIII. 5 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1,2Al. 158
Figure VIII. 6 Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1,2Al. 158
Figure VIII. 7 Ferraillage du chevêtre. 160
Figure VIII. 8 Ferraillage fut. 160
Figure VIII. 9 Dessin illustratif de la méthode des bielles. 161
Figure VIII. 10 schéma de ferraillage de la semelle. 162
Figure VIII. 11 Abaque de WALTHER. 164
Figure VIII. 12 Schéma de Ferraillage des pieux. 165
Figure VIII. 13 Dimensions de la culée C01. 166
Figure VIII. 14 Charges sur la dalle de transition. 173
Figure VIII. 15 Modèle de calcul mur en retour avec le logiciel. 175
Figure VIII. 16 Ferraillage de la culée. 176

Liste des tableaux

Tableau III. 1 Gamme de portée. 12
Tableau III. 2 implantation des appuis et des culées côté sud. 14
Tableau III. 3 implantation des appuis et des culées cotées nord. 14
Tableau III. 4 Les valeurs optimale de l'élancement. 15
Tableau III. 5 Pré6dimensionnement des poutres métallique. 15
Tableau III. 6 Pré-dimensionnement des consoles. 16
Tableau III. 7 Implantation des appuis et des culées côté sud. 18
Tableau III. 8 Implantation des appuis et des culées côte nord. 18
Tableau III. 9 Implantation des appuis et des culées côte nord. 22
Tableau III. 10 Implantation des appuis et des culées côte nord. 22
Tableau III. 11 Pré-dimensionnement de tablier poutre. 23
Tableau III. 12 Pré-dimensionnement de tablier voussoir. 24
Tableau III. 13 Découpage des voussoirs. 25
Tableau III. 14 Couts des trois variantes. 25
Tableau IV. 1 Poids propre d'une poutre. 27
Tableau IV. 2 Tableau récapitulatif du poids propre de tablier poutres. 28
Tableau IV. 3 Tableau récapitulatif du poids propre de tablier voussoirs. 29
Tableau IV. 4 Tableau récapitulatif du poids propre des corniches. 29
Tableau IV. 5 Tableau récapitulatif du poids des compléments des charges. 30
Tableau IV. 6 Les valeurs des charges permanentes. 30
Tableau IV. 7 coefficient a_1 31
Tableau IV. 8 Valeurs de A(L) pour le tablier poutres. 32
Tableau IV. 9 Valeurs de A(L) pour le tablier voussoirs. 32
Tableau IV. 10 coefficient b_c 33
Tableau IV. 11 Valeurs de B_c. 33
Tableau IV. 12 coefficient b_t. 34
Tableau IV. 13 Valeurs de B_c. 34
Tableau IV. 14 Valeurs du coefficient de majoration dynamique pour le tablier poutres. 35
Tableau IV. 15 Valeurs du coefficient de majoration dynamique pour le tablier voussoirs. 35
Tableau IV. 16 Valeurs de l'effort de freinage F(KN) de système A pour le tablier poutres. 36
Tableau IV. 17 Valeurs de l'effort de freinage F(KN) de système A pour le tablier voussoirs. 36

Tableau V. 1 Evaluation du poids propre d'un demi-fléau. 38
Tableau V. 2 Les charges prise en compte. 39

Tableau V. 3 Récapulations des Combinaisons d'actions. 40
Tableau V. 4 Evaluation des moments fléchissant sur le demi-fléau. 43
Tableau V. 5 Evaluation des efforts tranchant sur demi-fléau 43
Tableau V. 6 Vérification de l'excentrement. 45
Tableau V. 7 La répartition des câbles de fléau dans chaque voussoir. 48
Tableau V. 8 : Le nombre de câbles arrête pour chaque voussoir. 48
Tableau V. 9 : Combinaison de charges en phase de service. 53
Tableau V. 10 Nombre de câbles par voussoir pour la travée principale. 56
Tableau V. 11 L'allure de tracé en plan des câbles de continuités de la travée principale. 57
Tableau V. 12 L'allure de tracé en élévation des câbles de continuités de la travée principale. 57
Tableau V. 13 Nombres des câbles de continuités par voussoir pour la travée de rive. 59
Tableau V. 14 L'allure de tracé en plan des câbles de continuités de la travée de rive. 60
Tableau V. 15 L'allure de tracé en élévation des câbles de continuités de la travée de rive. 60
Tableau V. 16 Les pertes de tension moyenne des câbles de fléau. 66
Tableau V. 17 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. 67
Tableau V. 18 : Résultats des vérifications des contraintes de cisaillement à l'ELS 70
Tableau V. 19 Résultats des vérifications des bielles comprimées de béton 71
Tableau V. 20 Les efforts extrême dans le voussoir 73
Tableau V. 21 Ferraillage passif du voussoir. 76

Tableau VI. 1 Formulaire des différentes caractéristiques géométriques 78
Tableau VI. 2 Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis. 79
Tableau VI. 3 Caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis. 79
Tableau VI. 4 Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis. 80
Tableau VI. 5 Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire avec hourdis. 80
Tableau VI. 6 Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis. 81
Tableau VI. 7 Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis. 81
Tableau VI. 8 Récapitulatif des réactions dues à la surcharge A(l) 83
Tableau VI. 9 Récapitulatif des moments dues à la surcharge A(l). 83
Tableau VI. 10 Récapitulatif de l'effort tranchant dues à la surcharge A(l). 84
Tableau VI. 11 Récapitulatif du moment dû à la surcharge Bc. 85
Tableau VI. 12 Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bc. 86
Tableau VI. 13 Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bc. 87
Tableau VI. 14 Récapitulatif de l'effort tranchant à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bt. 88
Tableau VI. 15 Position active de poutres. 93
Tableau V. 16 Calcul du θ. 94
Tableau VI. 17 Sections équivalentes. 94

Tableau VI. 18 Calcul du α. 95
Tableau VI. 19 Coefficients longitudinaux pour α et θ calculés. 96
Tableau VI. 20 Moment fléchissant réel. 97
Tableau VI. 21 Moment fléchissant(KN.m) pour chaque poutre à ELU. 98
Tableau VI. 22 Moment fléchissant(KN.m) pour chaque poutre à ELS. 98
Tableau VI. 23 Caractéristiques des sections. 103
Tableau VI. 24 Caractéristiques du béton. 103
Tableau VI. 25 Résultats de calcul. 103
Tableau VI. 26 Valeur de P min. 104
Tableau VI. 27 Caractéristiques du câble. 104
Tableau VI. 28 récapitulatif des contraintes admissibles. 106
Tableau VI. 29 Tableau vérification des contraintes. 106
Tableau VI. 30 Position des câbles 107
Tableau VI. 31 Valeurs des paramètres de calcul de l'angle de relevage. 108
Tableau VI. 32 Angle de relevage pour chaque câble. 108
Tableau VI. 33 Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres. 108
Tableau VI. 34 Valeurs des pertes dues aux frottements. 109
Tableau VI. 35 Valeurs des pertes par recul d'ancrage. 110
Tableau VI. 36 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton. 110
Tableau VI. 37 Sections de vérifications. 112
Tableau VI. 38 Caractéristiques nettes des sections de vérification. 112
Tableau VI. 39 Caractéristiques de chaque phase de vérification. 112
Tableau VI. 40 Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2. 113
Tableau VI. 41 Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4. 114
Tableau VI. 42 Effort de précontrainte. 115
Tableau VI. 43 Contrainte tangentielle « τ ». 115
Tableau VI. 44 Calcul de l'angle β_u. 116
Tableau VI. 45 valeur de la section minimale. 117
Tableau VI. 46 Résultats de calcul de ferraillage longitudinale de l'entretoise. 122
Tableau VI. 47 Résultats de calcul de ferraillage transversale de la dalle. 126
Tableau VI. 48 Résultats de calcul de ferraillage longitudinale de la dalle. 126

Tableau VII. 1 Evaluation des Réactions (KN) sur les appuis. 127
Tableau VII. 2 Dimensionnement en plan des appareils d'appui. 128
Tableau VII. 3 Epaisseur de l'appareil d'appui. 129
Tableau VII. 4 Dimensions des frettes. 129
Tableau VII. 5 Dimensions des appareils d'appui retenus. 129

Tableau VII. 6 Evaluation des déplacements horizontaux maximales..... 131
Tableau VII. 7 vérification de la résistance à la compression..... 131
Tableau VII. 8 vérification de la sécurité au flambement..... 132
Tableau VII. 9 vérification de la distorsion..... 133
Tableau VII. 10 vérification de non glissement..... 133
Tableau VII. 11 Descente de charge sur les appareils d'appuis a pot..... 135
Tableau VI. 12 les valeurs de α en fonction du nombre d'appuis glissants..... 137
Tableau VII. 13 les efforts verticaux et horizontaux agissants sur chaque appui..... 137
Tableau VII. 14 Dimensionnement des dès d'appui..... 139
Tableau VII. 15 Calcul du souffle total..... 141
Tableau VII. 16 masse du tablier..... 142
Tableau VII. 17 Masse des appuis du tablier poutres..... 143
Tableau VII. 18 Masse des appuis du tablier Voussoir..... 143
Tableau VII. 19 Vérification de la masse modale..... 143
Tableau VII. 20 Raideurs dynamiques longitudinales des appuis tablier poutres..... 145
Tableau VII. 21 Distribution des forces longitudinales sur chaque appui tablier poutres..... 147
Tableau VII. 22 Distribution de forces longitudinales sur chaque appui tablier voussoirs..... 147
Tableau VII. 23 Raideurs dynamiques transversales des appuis tablier poutres..... 147
Tableau VII. 24 Raideurs dynamiques transversales des appuis tablier voussoirs..... 148
Tableau VII. 25 les résultats de calculs sismiques transversale..... 148
Tableau VII. 26 Distribution des forces transversales sur chaque appui pour le tablier poutres..... 148
Tableau VII. 27 Distribution de forces transversales sur chaque appui pour le tablier voussoirs..... 148
Tableau VII. 28 les caractéristiques de la composante verticale de séisme..... 149
Tableau VII. 29 : les caractéristiques de la composante verticale de séisme..... 149
Tableau VII. 30 Evaluation de la composante verticale..... 150
Tableau VII. 31 Evaluation de la composante des actions sismique tablier en poutres 150

Tableau VIII. 1 Vérification du flambement des piles..... 153
Tableau VIII. 2 Evaluation des efforts statiques sur les piles les plus sollicitées..... 153
Tableau VIII. 3 Evaluation des efforts sismiques a la base de chaque pile..... 154
Tableau VIII. 4 Combinaisons des efforts à la base de chaque pile..... 154
Tableau VIII. 5 Section d'armatures des piles partie voussoir..... 156
Tableau VIII. 6 Vérification de la condition de non fragilité..... 156
Tableau VIII. 7 Ferraillage de chevêtre..... 158

Tableau VIII. 8 Moment de torsion maximale. 159
Tableau VIII. 9 Vérification des condition de la méthode des bielles.....161
Tableau VIII. 10 calculs des coefficients de poussée. 167
Tableau VIII. 11 Evaluation des efforts statiques et dynamique de la culée. 168
Tableau VIII. 12 Combinaison des action statique et dynamique de la culée. 168
Tableau VIII. 13 Effort sismique total. 169
Tableau VIII. 14 Evaluations des efforts statiques du mur frontal. 169
Tableau VII. 15 Evaluations des efforts due au tablier. 170
Tableau VIII. 16 les solicitations les plus défavorables. 170
Tableau VII. 17 Ferraillage du mur frontal. 170
Tableau VII. 18 les valeurs de M_P /k. 172
Tableau VIII. 19 Ferraillage du mur garde grève. 172
Tableau VIII. 20 Evaluations des efforts de la dalle de transition. 173
Tableau VIII. 21 Ferraillage de la dalle de transition. 174
Tableau VIII. 22 Ferraillage du mur en retour. 175

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une opportunité pour l'élève ingénieur de mettre en évidence l'ensemble des savoir acquis au cours de cinq années d'étude.

Le développement de l'infrastructure de transport connu ces dernière années nécessite la construction d'un nombre important d'ouvrages d'art, permis ces ouvrages on trouve les ponts.

Le pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettent à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel (rivière ; vallée ; route ; voie ferré).

Le dimensionnement d'un pont fait intervenir plusieurs disciplines, tel que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux. Tel ouvrage est qualifié d'art parce que sa conception et sa réalisation fait intervenir des connaissances ou l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie.

Le présent projet sera structuré comme suit :

- *Chapitre 01 :* Histoire des ponts.
- *Chapitre 02 :* Présentation du projet.
- *Chapitre 03 :* Conception générale.
- *Chapitre 04 :* Calcul des charges et surcharges.
- *Chapitre 05 :* Etude du tablier voussoir.
- *Chapitre 06 :* Etude du tablier poutre.
- *Chapitre 07 :* Equipements de pont et étude sismique.
- *Chapitre 08 :* Etude de l'infrastructure.

I HISTORIQUE DES PONTS

historique des ponts

I.1 INTRODUCTION :

Les humains ont toujours eu besoin, de se déplacer pour franchir des obstacles, et traverser des rivières, pour cette raison l'homme a construit de simple passage en utilisant des pierres naturelles et parfois du bois.

Les ponts ont beaucoup évolué, des techniques de conception toujours plus novatrice on donc fait leur apparition au cours du temps pour permettre de construire des ouvrages plus grands, plus solide, et plus important.



Figure I. 1 pont construit par la pierre naturelle.

I.2 Classification des ponts :

Plusieurs classifications peuvent être considéré en fonction des critères choisis :

- Matériaux constitutifs (acier, béton armé ou précontraint) ;
- Fonctionnalité de l'ouvrage et sa destination ;
- La nature des réactions exercées aux appuis ;
- Du mode de fonctionnement longitudinal de la structure ;
- Schema statique transversal;
- De son mode de construction.

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.2.1 Ponts voûtés :

Les ponts voûtés sont des ponts appartenant à la classe des ponts en arc. Ils ont été construits en pierre pendant plus de 1 500 ans, ce qui leur a valu la dénomination usuelle de ponts en maçonnerie.

Ils couvrent les portées de 2 à 100 mètres. Pour les très petites portées, les ponceaux voûtés massifs et en plein cintre, essentiellement employés comme ouvrages de décharge hydraulique, des ouvrages en voûte mince, constitués d'éléments préfabriqués en béton ou métalliques, sont souvent employés pour des ouvrages courants jusqu'à 9 m d'ouverture.



Figure I. 2 pont voûte.

I.2.2 Ponts poutres :

Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 25.

Pour ce type il existe plusieurs tabliers :

- Pont-dalle ;
- Pont a poutre en béton précontraint par pos-tension VIPP ;
- Pont a poutre en béton précontraint par pré-tension PRAD ;
- Pont a poutre mixte acier/béton ;
- Pont a poutre métallique ;
- Pont construit par encorbellement successif.

I.2.3 Pont en arc :

Généralement, dans un pont en arc, la rivière ou la brèche est franchie en une seule fois par une seule arche alors que dans le pont à voûtes, le tablier repose sur des piles intermédiaires.

Le pont en arc associe la compression à la flexion, ils se caractérisent par le fait qu'ils exercent sur les culées un effort oblique tendant à écarter les points d'appui.

Ils peuvent être différenciés selon la nature des matériaux de l'ouvrage (métal, béton armé, bois), selon la structure ou selon la position du tablier (porté, suspendu ou intermédiaire).

La structure permet de différencier principalement trois types de ponts en arc :

- Les ponts encastrés sur leurs points d'appui. Ces ouvrages ne peuvent être réalisés que si le sol est très résistant car ils exercent des poussées importantes sur leurs culées ;
- Les ponts articulés aux deux points d'appui et au milieu de l'ouverture ;
- Les ponts articulés aux deux points d'appui seulement.



Figure I. 3 pont en arc.

I.2.4 Ponts suspendus :

Les ponts suspendus se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton, assurant la continuité de la voie portée et la répartition des charges, et des organes porteurs : les suspentes, les câbles et les pylônes.

Les suspentes supportent le tablier et transmettent les charges aux câbles porteurs, ces derniers, d'allure parabolique, transmettent une réaction verticale sur les pylônes et des efforts de traction dans des câbles de retenue amarrés sur des massifs d'ancrages, excepté pour les ouvrages dits « auto-ancrés » où les câbles sont amarrés sur le tablier.



Figure I. 4 pont suspendu.

I.2.5 Ponts haubanés :

Les ponts à haubans se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton et des organes porteurs : pylônes, en acier ou en béton, travaillant en compression, et câbles inclinés, appelés haubans, travaillant à la traction.

Les ponts à haubans sont principalement différenciés selon leur nombre de pylônes. On distingue ainsi les ponts symétriques à trois travées, les ponts à pylônes uniques et les ponts à travées haubanées multiples.

Dans de tels ponts les haubans les plus proches des culées sont appelés haubans de retenue, ils donnent à l'ouvrage l'essentiel de sa rigidité, dans le cas des ouvrages à pylônes uniques, celui-ci peut être central, encadré par deux travées d'égale longueur, ou bien en position décalée.

Les structures haubanées à travées multiples permettent de limiter, par rapport à une solution plus classique, le nombre des fondations qui sont en général onéreuses.



Figure I. 5 pont hauban

II PRÉSENTATION DU PROJET

présentation du projet

II.1 INTRODUCTION :

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Pour cela on distingue les différents types de pont suivant : Pont-route, Pont-rail, Pont-canal.

Pour cet effet, il faut prendre en considération les différents paramètres qui influent sur l'ouvrage, en commençant par les exigences fonctionnelles passant par l'objectif de cet ouvrage jusqu'aux exigences naturelles.

II.2 PRESENTATION DE PROJET :

II.2.1 Objectif du projet :

Notre projet de fin d'étude rentre dans le cadre du projet de la pénétrante autoroutière de Bejaia, qui consiste a réalisé un viaduc de grande capacité, reliant le port à l'autoroute Est-ouest au niveau d'AHNIF.

II.2.2 Situation du site:

Le projet s'inscrit dans le cadre de réalisation de la pénétrante autoroutière Bejaia situé entre PK26+819 et le PK27+106 à côté de la ville de SEMAOUN avec une de longueur de 288m, ce dernier permet de franchir les contraintes naturelles imposées par le site et donner une conformité du tracé routier.



Figure II. 1 Vu en plan du projet.

II.2.3 Obstacles franchis :

La trace imposée nécessite le franchissement de plusieurs obstacles :

- Chemin de wilaya (**CW 21**)
- Nouvelle ligne ferroviaire
- Oued Soummam.

II.3 LES DONNEES DE PROJET :

II.3.1 Données géométriques :

Le projet d'étude est un pont autoroutier de **2×3 voies** ayant une longueur d'environ **288m** et une largeur de **32m** avec un Devers de 2.5**%.**

Le tracé de la ligne rouge impose une courbure du pont avec un rayon de 1100m, **ainsi que le pont est légèrement biais.**

II.3.1.1 Trace en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation.

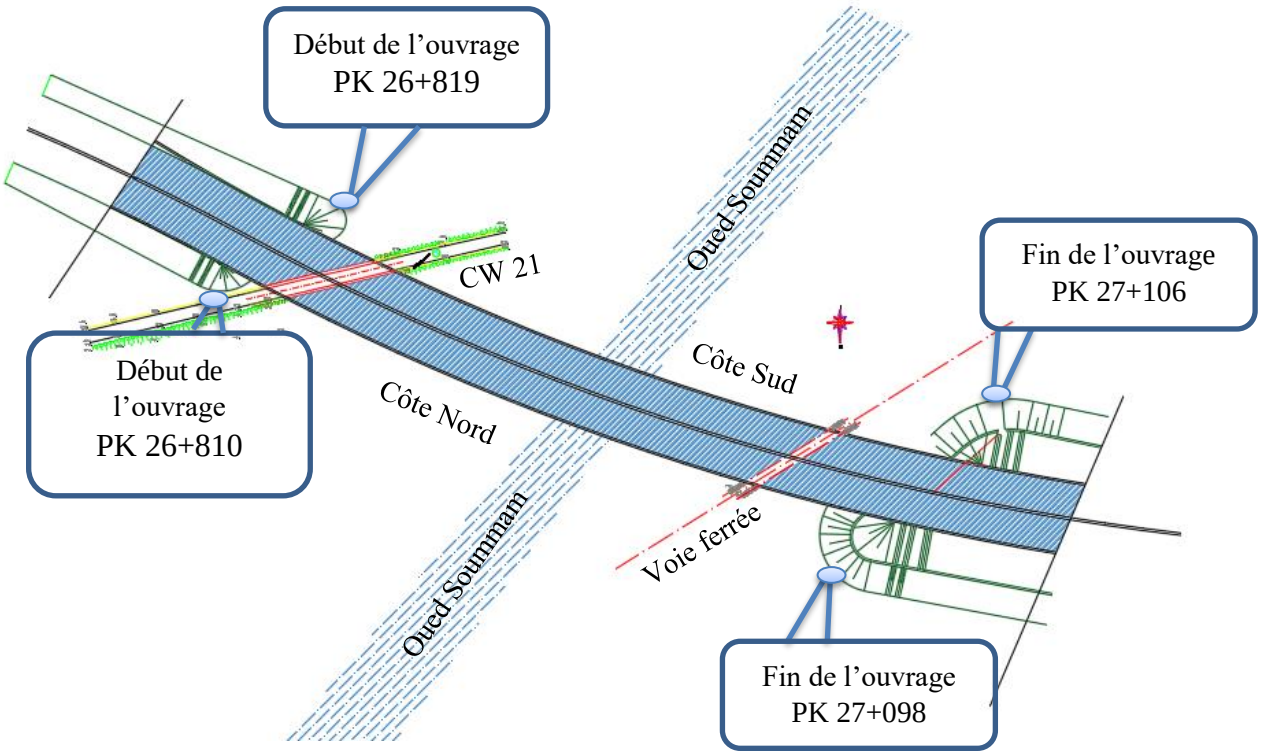


Figure II. 2 Axe en plan du projet.

II.3.1.2 Profil en long :

Longitudinalement on a les particularités suivantes :

- Côte Nord :
  - Début de projet au PK 26+810
  - Fin de projet au PK 27+098.

- Côte Sud :
  - Début de projet au PK 26+819
  - Fin de projet au PK 27+106

Le projet contient une rampe de 2.5% et une pente de 1.95%

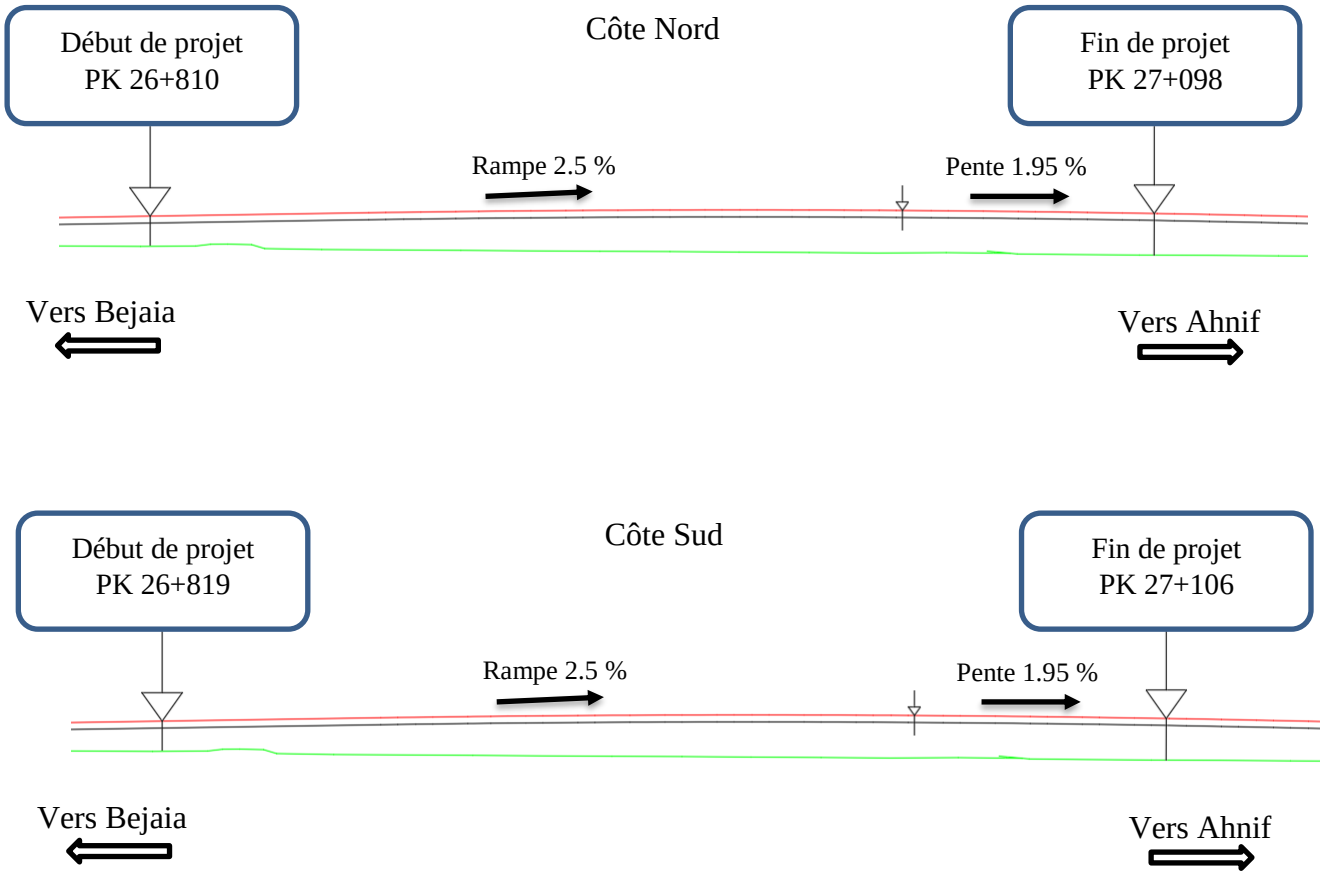


Figure II. 3 Profil en long du projet

II.3.1.3 Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers du projet est défini par :

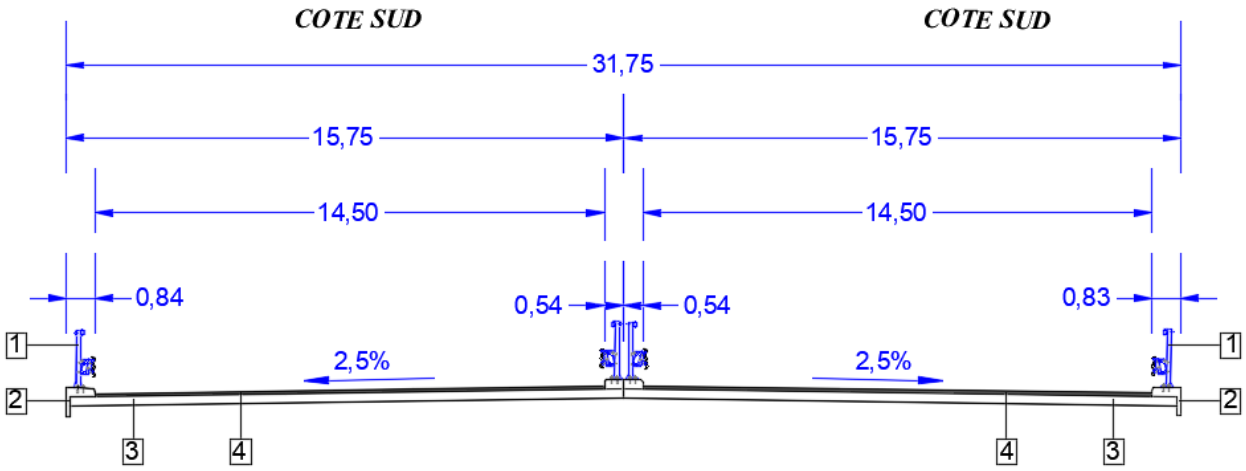


Figure II. 4 Profil en travers du projet.

- Largeur du tablier 31,75m.
- Largeur roulable côte Sud 14.50m
- Largeur roulable côte Nord 14.50m
- 3 voies de circulation
- Devers de 2.5%
- 1 : Garde-corps
- 2 : Corniche
- 3 : La dalle
- 4 : Revêtement de 8cm

II.4 LES DONNEES NATURELLES :

II.4.1 Topographie :

Suite au données topographiques et la visite du site, l'ouvrage est situé dans une zone à caractère vallonné.

II.4.2 Géotechnique :

Les données géotechniques sont clairement essentielles dans l'étude d'un ouvrage, elles constituent l'un des critères du choix de la conception, et le choix de type de fondation envisagées pour les appuis. Elles sont obtenues a partir des essais in situ et au labo, qui donnent les informations qu'ils faut pour la reconnaissance du terrain.

Pour la géologie du site, le sondage carotté a donné une formation d'alluvion fine et grossier, et selon le RPOA le sol est classé en catégorie S2.

II.4.3 Sismicité du site :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, Selon le RPOA 2008, La région d'AHNIF- BEJAIA est située dans la zone IIa, zone de moyenne sismicité**.**

Sachant que notre étude porte sur la réalisation d'un ouvrage d'art stratégique donc il appartient au Groupe 1 ce qui donne un coefficient d'accélération **A= 0.25**.

II.5 DONNEES CLIMATIQUES :

Toutes ouvrage sera influencé par le climat spécifique de la région.

II.5.1 La temperature:

La température influe sur les matériaux de construction (béton, acier) et sur les joints de chaussée ainsi sur les appareils d'appuis, pour cela il faut prendre en considération ses effets dans les calculs.

De ça fait l'étude de la variation des températures de la région donnent :

Le mois de janvier est le mois le plus froid avec une température moyenne de 13°C la journée et 5°C la nuit, ainsi que le mois de juillet est le plus chaud avec une température moyenne 33°C la journée et 20°C la nuit.

II.5.2 Pluviométrie :

La wilaya de Bejaia est caractérisée par un hiver froid et un été chaud ce qui a permis d'avoir une moyenne de précipitation annuelle arrive jusqu'à 730mm.

II.5.3 Le vent:

Le vent observé à un emplacement donné dépend fortement de la topographie locale et d'autre facteur. La vitesse moyenne du vent à Bejaïa connaît une variation saisonnière considérable au cours de l'année.

- La période la plus venteuse à une vitesse moyenne plus de 14.8 Km/h
- La période la plus calme à une vitesse moyenne de 9.6 Km/h.

Selon le RCPR, les surcharges du vent sont réparties et qui prend les valeurs suivantes :

- 125 KN/m^2 en cours de réalisation.
- 200 KN/m^2 en service.

II.5.4 L'humidité :

Bejaia connait des variations extrêmes en ce qui concerne l'humidité perçue.
La région présente un caractère d'humidité de 0% à la fin du mois de février, et d'environ 84% pendant le mois d'aout.

II.6 CONCLUSION :

A la fin de ce chapitre, on peut dire que la connaissance des données fonctionnelles est très importante pour le choix du type d'ouvrage.

Les informations sur les caractéristiques du site jouent un rôle majeur pour la détermination du mode de fonctionnement du tablier.

Ainsi la reconnaissance du sol est primordiale pour la conception d'un ouvrage de rendement optimal.

III CONCEPTION GENERALE

conception générale

III.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous allons traiter la conception et le pré-dimensionnement de notre ouvrage, qui a pour objectif de déterminer le type d'ouvrage a projeté.

Le type choisit doit répondre aux différentes contraintes imposées par le site tout en intégrant le côté esthétique et architecturale ainsi l'enveloppe économique.

Pour atteindre ces objectifs on doit effectuer une étude multicritère sur chacune des variantes entretenues, pour enfin choisir celle qui présente des caractéristiques optimales selon :

- La nature de l'obstacle à franchir
- Le gabarit à respecter.
- L'élancement possible.
- L'emplacement des appuis
- Les techniques et moyens de réalisation selon l'accessibilité du site.
- Le niveau d'eau selon les crues centennales.
- L'esthétique de l'ouvrage.
- Le bilan économique

III.2. DEMARCHES DES CHOIX DES VARIANTES :

III.2.1. Gamme de portée :

Tableau III. 1 Gamme de portée.

Type d'ouvrage		Gamme de portée
Pont dalle nervure	**A hauteur constante**	25 à 30 m
	A hauteur variable	35 à 45 m
Poutres préfabriquées	**Pré-tension**	10 à 35 m
	Post-tension	20 à 45 m
Pont mixte	**Bipoutre isostatique**	25 à 90 m
	Bipoutre hyperstatique	30 à 120 m
	Quadri poutre	40 a 110m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section constante		40 à 80 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section variable		70 à 200 m
Pont hauban		Plus de 100m
Pont suspendu		Plus de 100m

III.2.2. Choix des variantes :

Apres l'analyse des obstacles à franchir et les gabarits à respecter il est recommandé d'éliminer les portées inferieures a 30m et d'éviter d'implanter un nombre important de piles.

Les contraintes budgétaire et la situation géographique du site de l'ouvrage ne nous permet pas de prévoir un pont hauban ni suspendu.

Alors on s'est limiter notre choix aux trois variantes suivantes :

- Pont mixte bipoutre continu avec une section variable
- Pont à poutres préfabriquées par post-tension (VIPP).
- Pont mixte (poutre préfabriquées VIPP- béton précontraint construit par encorbellements successifs).

III.3 PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

III.3.1. Variante 01 : Pont mixte Bipoutres :

III.3.1.1 Présentation générale :

Les ponts à poutres constituent la grande majorité des ponts métalliques, en effet, ils couvrent une large gamme de portées, les poutres peuvent être placées sous la chaussée, on distingue les poutres en I à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis.

Actuellement, ce sont les poutres en I les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple. La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes, et varie entre 30 à 120m pour les travées continues.

III.3.1.2 Avantages et inconvénients :

❖ Avantages :

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

❖ Inconvénients :

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces de pont.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

III.3.1.3 Implantation des appuis :

Pour cette variante, on a proposé d'implantés 04 appuis intermédiaires, avec 02 culées :

❖ Côté sud :

Tableau III. 2 implantation des appuis et des culées côté sud.

Pile/Culée	PK
C01	26+819.037
P01	26+861.037
P02	26+929.037
P03	26+997.037
P04	27+065.037
C02	27+107.037

❖ Côte nord :

Tableau III. 3 implantation des appuis et des culées cotées nord.

Pile/Culée	PK
C01	26+810.594
P01	26+852.594
P02	26+920.594
P03	26+988.594
P04	27+056.594
C02	27+098.594

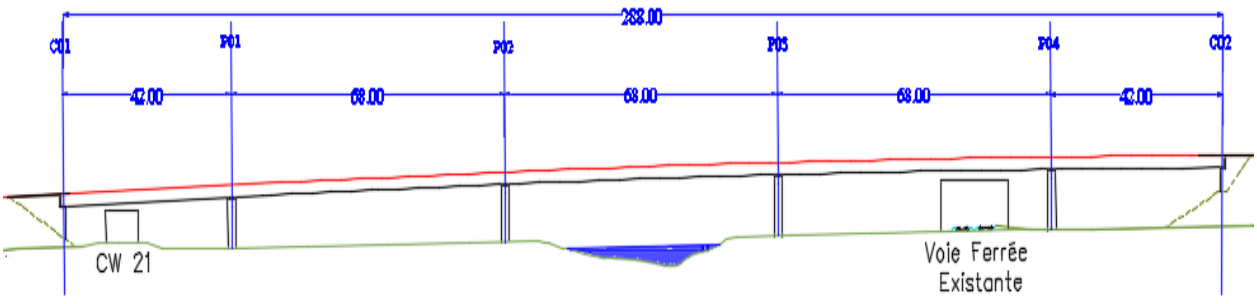


Figure III. 1 implantation des appuis et des culées.

III.3.1.4. Pré-dimensionnement des éléments du tablier :

III.3.1.4 .1. La poutre :

En partie courante, une poutre en I comporte une âme et deux semelles.

❖ Elancement des poutres :

Notre ouvrage a une embouchure de **288m** ce qui nous donne 02 travées de rive de **42m** et 03 travées principales de **68m**, et un tablier de **15.74m** de largeur. Selon le guide de conception des ponts mixte bipoutre on a :

Tableau III. 4 Les valeurs optimale de l'élancement.

	Hauteur constante	**Hauteur variable**	
		Sur appui	**A mi- travée**
Pont isostatique	1/22	1/40 à 1/50	1/33
Pont hyperstatique	1/28	1/25	1/40 à 1/50

Pour des poutres continues de hauteur variable, on a fixé les valeurs suivantes :

- **Sur appui :** 68/25=2.721m on prend $\mathbf{H_{appui}}$ **=2.75m**
- **A mi-travée :** 68/40< H_{clef} <68/50m on prend $\mathbf{H_{clef}}$ **=1.50m.**

❖ Les semelles :

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions de résistance et d'instabilité.

Le tableau suivant montre le choix des semelles en fonction de leur position :

Tableau III. 5 Pré6dimensionnement des poutres métallique.

Position de la section	**Semelle supérieur (mm)**		**Semelle inférieur (mm)**	
	Epaisseur t_s **30≤ts≤150**	**Largeur b_s** **400≤bs≤700**	**Epaisseur t_i** **30≤ti≤150**	**Largeur b_s** **400≤bs≤1300**
Sur appuis	60	700	70	1000
A mi-travée	50	600	60	700

❖ Epaisseur de l'âme des poutres :

L'épaisseur de l'âme de la poutre maitresse doit respecter les quatre conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- Résistance au phénomène de fatigue.

En considérant ces quatre critères nous allons dimensionner l'âme des poutres selon :

$t_w \geq 0.005 h_w$ donc on fixe : **t_w= 45mm.**

II.3.1.4 .2. Pièces de ponts :

Les poutres principales sont reliées entre elles transversalement par des poutres secondaires connectées à la dalle et espacées 4m environ, cette disposition est applicable aux tabliers très larges (13 à 20m), tout en assurant la rigidité transversale.

Vu que notre tablier est assez large (supérieur à 13m), donc on a opté à la mise en place des pièces de pont, dont les dimensions suivantes :

- ❖ L'âme :
  - L'épaisseur : t=10 à 12mm, on prend : **t=12mm.**
  - La hauteur : $l/15 \leq h \leq l/10$, on prend : **h=1m**
- ❖ Membrure :
  - Largeur : l=220 à 300mm, on fixe : **l=300mm.**
  - L'épaisseur : prenons **20mm.** **t_m= 20mm.**

II.3.1.4 .3. Consoles :

Dans certains cas les pièces de pont sont prolongées sous les encorbellements par des consoles, le cas de notre ouvrage.

Prenons le même profil que les pièces de pont :

Tableau III. 6 Pré-dimensionnement des consoles.

Position de la section	L'âme (mm)		Membrure (mm)	
	Epaisseur t_a	Hauteur h	Epaisseur t_m	Largeur l
Section au voisinage de la poutre	12	1000	20	300
Section à l'extrémité du tablier	12	460	20	300

II.3.1.4 .4. La dalle :

Pour notre cas ouvrage en pièces de pont on prend une dalle d'épaisseur constante de 22cm, en béton armé et en précontrainte transversalement.

III.3.2. Variante 02 : Pont à poutres en précontrainte par post-tension :

III.3.2.1. Présentation générale :

Les ponts à poutres en précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie des ponts à poutres sous chaussée en béton.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constantes, placées les plus souvent par parallèles et équidistantes, elles comportent une table de compression font la fibre supérieure, et des talons formant la membrure inférieure, une lame de faible épaisseur est reliée entre ces deux éléments. Les poutres sont réalisées avec un bon rendement mécanique, dont la gamme des portées moyennes qui présente un débord de l'ordre de 50m.

Les poutres sont solidarisées entre eux par des entretoises coulées en place, ont une hauteur voisine de celle des poutres permettant le raidissage transversalement de la structure, et par hourdis formant une couche de roulement qui assure la répartition des efforts.

Ce type d'ouvrage est bien utilisé pour le franchissement droit ou en courbe et aussi bais de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès

III.3.2.2. Avantages et inconvénients :

❖ Avantages :

- Le principal avantage est lié à son mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres et aux échafaudages. On s'affranchit ainsi de nombreuses contraintes liées à la brèche pour la réalisation du tablier.
- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage, puisqu'il est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
- La préfabrication des poutres permet l'amélioration de la qualité et le maîtriser des poutres.
- Une bonne réutilisation des coffrages.
- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût.

❖ Inconvénients :

- La nécessité de disposer d'un personnelle qualifier pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.
- Ce type de tablier, constitué de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes, en revanche, il ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbes.
- Les différentes travées sont reliées par des joints de chaussée assurant la continuité de roulement. Le coût de ces joints (coût initial et coût d'entretien), ainsi que l'inconfort ressenti par l'usager au passage de chaque joint, constituaient le principal inconvénient de ce type de structure.

III.3.2.3. Implantation des appuis :

Après avoir recueilli toutes les données, On propose dans cette variante un pont de 7 travées de longueur totale de 280m.

❖ Côté sud :

Tableau III. 7 Implantation des appuis et des culées côté sud.

Pile/Culée	PK
C01	26+819.037
P01	26+859.037
P02	26+899.037
P03	26+939.037
P04	26+979.037
P05	27+019.037
P06	27+059.037
C02	27+099.037

❖ Côte nord :

Tableau III. 8 Implantation des appuis et des culées côte nord.

Pile/Culée	PK
C01	26+810.594
P01	26+850.594
P02	26+890.594
P03	26+930.594
P04	26+970.594
P05	27+010.037
P06	27+050.037
C02	27+090.037

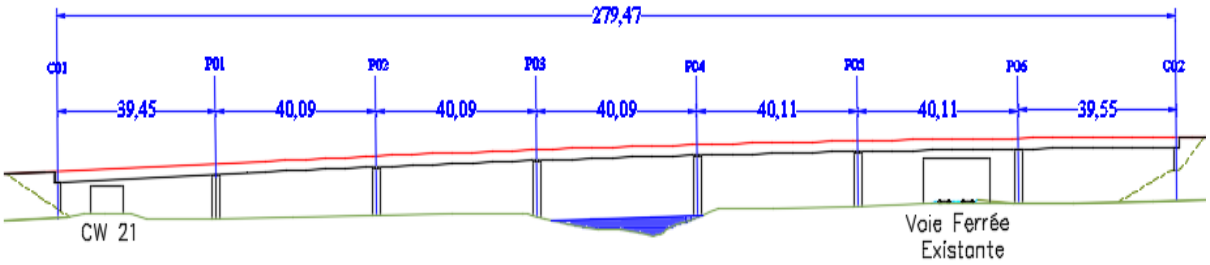


Figure III. 2 Implantation des piles et des culées.

III.3.2.4. Pré-dimensionnement des éléments du tablier :

III.3.2.4.1 Les poutres :

Le tablier de notre ouvrage est de 15.75m de largeur, avec une longueur de 280m, pour cela on a fixé les poutres à une longueur de 40m, les dimensions de ces éléments constrictifs est issu du document SETRA, présente comme suit :

- L'entraxe des poutres :

L'entraxe des poutres est compères entre : $1.5<d<2.5$

On fixe l'entraxe à : **d=1.95m.**

- Hauteur total du tablier :

L'élancement des poutres varie entre : $L/20<H_t<L/17$

On a : L=40m

Donc : $2<H_t<2.35$ on prendra : **H_t=2.25m** (poutre+dalle).

On prend la hauteur de la poutre : **H_p=2m.**

- Nombre des poutres :

Le nombre de poutres est déterminé par la formule suivante :

$$N=(L_a/d)+1$$

Avec : L_a=15.75m la largeur du tablier, d=1.95m.

Donc : N= (15.75/1.95) +1 = 9.07 Prenons : **N=9 poutres.**

- La largeur de la table de compression :

Cette dernière doit prévenir tout risque de déversement et assure la stabilité de la poutre :

$b= 0.6*H_p= 0.6*2= 1.2$ Donc : **b=1.2m.**

- Epaisseur de la table de compression :

L'épaisseur de la table de compression varie entre : $10<e_1<15$ (cm).

On prend une épaisseur de : **e_1=10cm.**

- La largeur du talon :

La largeur du talon varie : $0.6<L_t<0.9$ lorsque l'entraxe des poutres varie de 2.5 à 4m.

On fixe le talon à : **L_t=0.6m.**

- Epaisseur du talon :

L'épaisseur de la table de compression varie entre : $10<e_2<20$ (cm).

On prend une épaisseur de : **e_2=20cm.**

- Epaisseur de l'âme :

On prend les épaisseurs suivantes :

- Epaisseur de l'âme mi travée **b_0=25cm.**
- Epaisseur de l'âme dans la zone intermédiaire **b_0=40cm.**
- Epaisseur de l'âme dans la zone d'about **b_0= 60cm.**

❖ Gousset supérieur :

- A mi- travée : $\alpha_1 = 8°$ avec $\alpha_2 = 45°$
- A l'intermédiaire : $\alpha_1 = 8°$ avec $\alpha_2 = 45°$
- A l'appui : $\alpha_1 = 8°$

❖ Gousset inférieur :

- A mi- travée : $\alpha_3 = 45°$
- A l'intermédiaire : $\alpha_3 = 45°$

III.3.2.4.2. L'entretoise :

Les entretoises ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et de les encastrer à la torsion sur appuis.

❖ La hauteur :

On prend une hauteur au voisinage de la hauteur de la poutre.

Soit : $H_e = 1.5m$.

❖ L'épaisseur :

On fixe l'épaisseur de l'entretoise à :

$E = 30cm$.

III.3.2.4.3. L'hourdi :

Est une dalle en béton armé qui joue le rôle d'une membrure supérieur des éléments de poutraison (poutres et entretoise), et assure la continuité de la surface du tablier, et la répartition transversale des efforts.

❖ Largeur de la dalle :

La dalle prend la largeur de la chaussée roulable et les trottoirs, dans le cas de notre ouvrage on a la voie roulable est de 14.50m et deux trottoir un sud de 0.49m et un du nord de 0.75m.

Donc on a une largeur de :

$L = 15.74m$.

❖ Epaisseur de la dalle :

En général l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répandre mieux aux efforts de flexions transversale, l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,18 et 0,25m.

Donc on opte pour une épaisseur de :

$E_d = 25cm$.

III.3.3. Variante 03 : Pont mixte (poutre en précontrainte par post- tension et précontrainte construits par encorbellements successifs section constante) :

III.3.3.1. Présentation générale :

❖ Poutre préfabriquée par post-tension VIPP :

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont la solution la plus adaptées pour la plupart des ouvrages qui présentent une multitude de travées identiques, ce qui facilite sa réalisation suite au processus itérative de sa mise en place.

❖ Construction par encorbellements successifs :

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol. Cette construction se fait par tronçons à partir des piles après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on fixe ce dernier à la partie de l'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte, ce qui permet au tronçon de devenir alors autoporteur et offre ainsi une possibilité de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant.

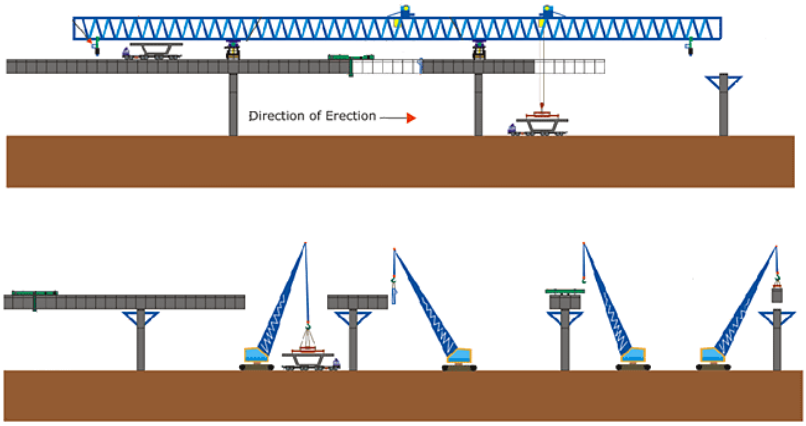


Figure III. 3 Construction par encorbellement successif à partir des piles.

III.3.3.3. Avantages et inconvénients :

❖ Avantages :

- La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique.
- Réduction et meilleure utilisation de coffrage.
- 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.
- La facilité de franchir en courbe.

❖ Inconvénients :

- Consomme plus de béton et de l'acier.
- Nécessité une main d'œuvre qualifiée et de matériel spécifique.
- Poids important ce qui conduit à des appuis et des fondations importantes.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.

II.3.3.4. Implantation des appuis :

Après avoir recueilli toutes les données, On propose dans cette variante un pont de 7 travées de longueur totale de 280m.

❖ Côté sud :

Tableau III. 9 Implantation des appuis et des culées côte nord.

Pile/Culée	PK
C01	26+819.037
P01	26+857.037
P02	26+895.037
P03	26+929.037
P04	26+996.537
P05	27+030.537
P06	27+068.537
C02	27+106.537

❖ Côté nord :

Tableau III. 10 Implantation des appuis et des culées côte nord.

Pile/Culée	PK
C01	26+810.594
P01	26+848.594
P02	26+886.594
P03	26+920.094
P04	26+988.094
P05	27+022.094
P06	27+060.094
C02	27+098.094

III.3.3.5. Pré-dimensionnement de la superstructure :

❖ Conception longitudinal :

Pour cette variante nous allons adapter un pont de 7 travées, comportant 4 travées en poutres préfabriquées (VIPP) équidistantes d'une longueur de 36 m, ainsi 3 travées en voussoirs préfabriquées par encorbellement successifs avec une travée principale de 67.5 m et deux travées de rive de 33.5 m ce qui donne une longueur totale de 280.6 m.

❖ Conception transversale :

Le pré-dimensionnement a été élaboré conformément aux guides de conceptions SETRA (VIPP 1996, ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003).

Cette partie en vas dimensionner deux tabliers différents, un pour les deux travées d'entrer et de sorti de pont et l'autre entre ces deux. Le pré-dimensionnement se résume sur les tableaux suivants :

Tableau III. 11 Pré-dimensionnement de tablier poutre.

Eléments	Ratio usuel	Valeur retenue (cm)
Longueur de la poutre	25 – 40	38 00
Hauteur totale du tablier	L/20 < Ht < L/17	215
Epaisseur de la dalle	16 < e < 25	25
Hauteur de la poutre	Ht = Hp + e	190
Entraxe des poutres	1.30 m < λ < 2.00 m	180
Entraxe des poutres de rives	La : dépend de la largeur de l'ouvrage	1440
Nombre de poutres	N = La/ λ + 1	9 poutres
Largeur de la table de compression	b > 0.6 Hp	115
Epaisseur de la table de compression	12cm < e1 < 15 cm	12
Inclinaison de la table de compression	1/15 < β < 1/10	1/10
Gousset inférieur/supérieur	30° < α < 45°	45°
Largeur des talons	60cm < L < 90 cm	65
Hauteur du talon	10 cm < Et < 20 cm	20
Epaisseur de l'âme E_a à mi-travée	$E_{a\text{-mitravée}} \geq 14 + \Phi$, avec Φ = 8 cm (diamètre de la gaine de précontrainte)	25
Epaisseur des âmes en zone d'about	$E_{a\text{-about}} = b_0$ (talon)	65
Epaisseur de l'entretoise about	25 cm < Ee < 40 cm	35
Hauteur de l'entretoise about	$H_e = H_p - 0.4$	150

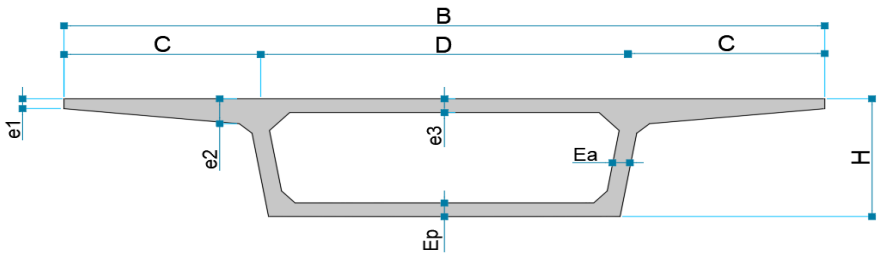


Figure III. 4 Coupe transversale de voussoir.

Tableau III. 12 Pré-dimensionnement de tablier voussoir

Dimensions		Ration usuel	Valeur retenue (cm)
Hauteur du voussoir		L/25≤ Hv ≤L/20	300
Largeur du voussoir		B	1575
Largeur d'encorbellement		C = B/4	394
Entraxe des Ames		D = B - 2C	787
Epaisseur de l'âme		Ea ≥ 26+L/5	40
Inclinaison de l'âme		10% ≤ β ≤ 30%	10%
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	**e_1**	**e_1** ≥ 20 à 25 cm	25
	e_2	(C-Ea/2)/7 ≤ **e_2** ≤ (C-Ea/2)/5	0.60
	e_3	**e_3** ≥ D/25 ou D/30	35
Epaisseur hourdis inf sur pile		35 < E_P < 80 cm	35
Epaisseur hourdis inf sur clef		E_c ≥ 1/3 E_P E_c ≥ 18 a 22 cm	35
Gousset supérieur		30° < α < 45°	45°
Gousset inférieur		40° < β < 45°	40°

❖ Découpage des voussoirs

Pour un pont voussoirs préfabriqué par encorbellements successifs, et en tenant compte des moyens de réalisation disponibles, on adapte alors trois types de voussoirs :

Tableau III. 13 Découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Description	Valeur retenue	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	Ces dimensions sont fixées selon les moyens de transports et les moyens de levage disponible sur site.	2.5 m	2
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages.	2.1m	60
Voussoirs de clavage	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, il varie de 1,5 à 3 m.	2 m	3

III.4. Analyse multicritère :

Dans cette phase, nous procédons au choix une des variantes proposées, afin d'effectue une analyse comparative de priorisation collective, qui vas nous permettre de choisir la variante le plus adapté pour notre ouvrage, on tiendra compte les avantages et les inconvénients de chaque variante.

L'analyse comparative des variantes se résume en quatre aspects majeurs :

- L'économie.
- L'esthétique.
- L'entretien.
- L'exécution.

Tableau III. 14 Couts des trois variantes.

Variante	Couts (DA)
Pont mixte bi-poutre	1 596 655 800
Pont a poutre en précontraint par post-tension	922 389 851
Pont mixte poutre-voussoir	1 001 483 348

Pour plus de détail voire l'annexe B.

III.4.1. Analyse des variantes :

Pour arriver à faire le choix, on va analyser chaque variante séparément.

❖ Variante 01(pont mixte bipoutre) :

C’est la variante qui se réalise rapidement et c’est la plus couteuse (préfabrication, transport, mise en place, entretien).

- Variante 02(pont a poutre) :

Vu à la longueur importante de l’ouvrage, cette variante présente un nombre important d’appuis, qui va influencer sur l’esthétique, ainsi y’aura des piles implanter dans l’oued Soummam qui est très agressive en hiver, en revanche ce tablier se caractérise par sa simplicité et rapidité et c’est la variante là moins couteuse.

- Variante 03(pont mixte poutre-voussoir) :

C’est la variante qui répond mieux aux contraintes du site, car elle permet d’éviter l’implantation des piles dans l’oued Soummam, ainsi de franchir le chemin de wilaya et la ligne ferroviaire toute en respectant le gabarit, et économiquement parlons cette variante est moyennement couteuse et la plus esthétique.

III.4.2. Conclusion :

Après l’analyse et l’évaluation des différentes variantes, on constate que la variante 03 est la plus répondu qui offre le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur les différents facteurs de comparaison, alors en retient le pont mixte poutre-voussoir.

VI CHARGE ET SURCHARGE

charge et sur charge

IV.1. Evaluation des actions :

Les charges et les surcharges agissants sur le pont sont classées en trois catégories suivantes :

- Les charges permanentes (CP).
- Les charges complémentaires permanentes (CCP).
- Les surcharges selon RCPR.

IV.2. Evaluation des actions permanentes (CP) :

IV.2.1. Poids du tablier poutres :

Elle contient seulement le poids propre des poutres et des entretoises avec la dalle.

❖ Poids propre d'une poutre :

Le poids propre de la poutre est donné par :

$$P_{poutre} = \rho_{béton} \times \sum (L_i \times S_i)$$

Avec :

- L_i : Longueur de la section (m).
- $\rho_{béton}$: Poids volumique du béton armé ($\rho_{béton}$=25KN/m^3).
- S_i : Air de la section (m^2).

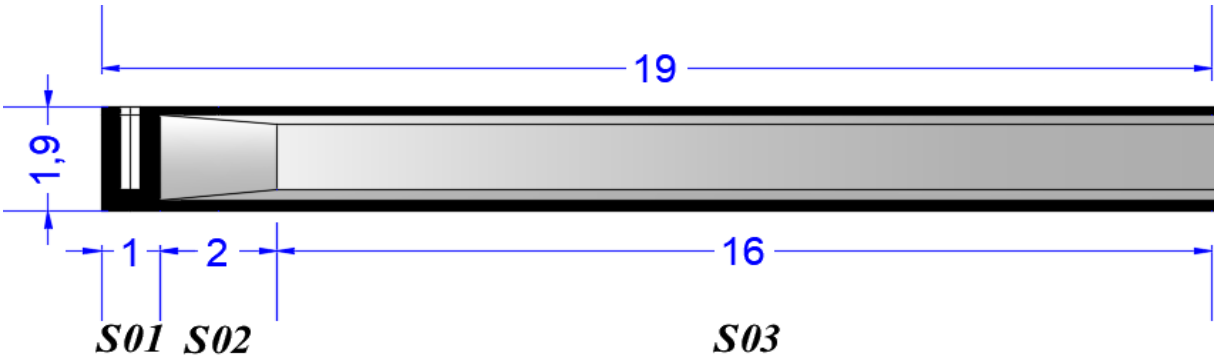


Figure IV. 1 Coupe longitudinale de la poutre représente la variation de la section transversale.

Tableau IV. 1 Poids propre d'une poutre.

Eléments	L(m)	S(m²)	V(m ³)	P(KN)
Section d'about	1*2	1,3013	2,6026	65,065
Section intermédiaire	2*2	1,0035	4,014	100,35
Section médiane	16*2	0,7435	23,792	594,8
Total	38	/	18,5126	760,215

❖ Poids de la dalle :

$$\mathbf{P_{dalle} = L_d.l_d.e.\ \rho_{béton}}$$

Avec :

- L_d : Longueur de la dalle (m).
- l_d : Largeur de la dalle (m).
- e : Epaisseur de la dalle (m).
- $\rho_{béton}$: Poids volumique du béton armé ($\rho_{béton}$=25KN/m^3).

Donc : $\mathbf{P_{dalle} = 38 \times 15{,}75 \times 0{,}25 \times 25}$

$\mathbf{P_{dalle} = 3740{,}625KN}$

❖ Poids d'une entretoise :

$$\mathbf{P_{entretoise} = S_e.e.\ \rho_{béton}}$$

Avec :

- S_e : Section de l'entretoise (m).
- l_e : Largeur de l'entretoise (m).
- e : Epaisseur de l'entretoise (m).
- $\rho_{béton}$: Poids volumique du béton armé ($\rho_{béton}$=25KN/m^3).

Donc : $\mathbf{P_{entretoise} = 1{,}6566 \times 0{,}35 \times 25}$

$\mathbf{P_{entretoise} = 14{,}49525KN.}$

Tableau IV. 2 Tableau récapitulatif du poids propre de tablier poutres.

Eléments	P(KN)	Nombre	P_{Total} (KN)
Poutre	760,215	9	6841,935
Entretoise	14,49525	16	231,924
Dalle	3740,625	1	3740,625
Poids propre total du tablier poutres (une travée)			10814,454

IV.2.2. Poids du tablier voussoirs :

Le poids propre d'un voussoir est donné par :

$$\mathbf{P_{voussoir} = \rho_{béton} \times \sum (L_i \times S_v)}$$

Avec :

- L_i : Longueur de la section (m).
- $\rho_{béton}$: Poids volumique du béton armé ($\rho_{béton}$=25KN/m^3).
- S_i : Air de la section (m^2).

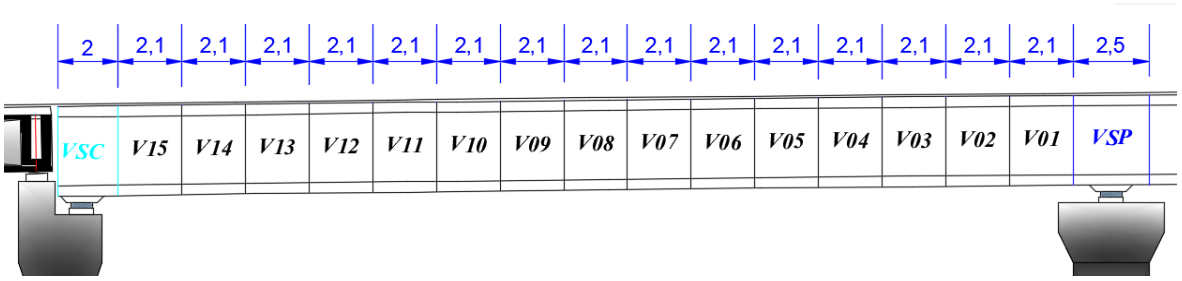


Figure IV. 2 Découpage des voussoirs.

Tableau IV. 3 Tableau récapitulatif du poids propre de tablier voussoirs.

Eléments	L(m)	S(m²)	Nombre	P Total (KN)
Voussoir sur pile	2,50	10,81	2	1351,25
Voussoir de clef	2,00	10,81	3	1621,5
Voussoir courant	2,10	10,81	60	34058,5
Poids propre total des voussoirs				37024,2500

IV .3. Poids des charges complémentaires :

❖ Corniche :

Pour notre ouvrage, on a deux corniches (gauche et droite), le poids propre est donné par :

$$P_{corniche} = S_c \cdot \rho_{béton}$$

Avec :

- $\rho_{béton}$: Poids volumique du béton armé ($\rho_{béton}$=25KN/m^3).
- S_c : Air de la section (m^2).

Tableau IV. 4 Tableau récapitulatif du poids propre des corniches.

Eléments	S(m²)	P Total (KN)
Corniche gauche	0,2801	7,0025
Corniche droite	0,1323	3,075
Poids propre total des corniches		10,31

❖ **Glissière de sécurité et garde-corps :**

Le poids de glissière de sécurité + garde-corps pour les deux côtes est pris : P_g= 2KN/ml.

❖ Revêtement et étanchéité :

$$P_r = E^* \rho_r$$

Avec :

- ✦ ρ_r : Poids volumique du revêtement (ρ_r =2'KN/m^3).
- ✦ E : L'épaisseur du revêtement + étanchéité (m).

Donc :

P_r = (0,06+0,02) *24 **P_r = 1,92KN**

Tableau IV. 5 Tableau récapitulatif du poids des compléments des charges.

Eléments	Tablier poutres (KN)	Tablier voussoirs (KN)
Corniches	1569,182	1405,9747
Glissière de sécurité et garde de corps	304,4	272,74
Revêtement et étanchéité	292,224	261,8304
Poids des CCP de chaque tablier	2165,806	1940,5451
Poids total CCP de l'ouvrage	4106,3511	

Le tableau suivant récapitule toutes les valeurs des charges permanentes et les charges permanentes complémentaires :

Tableau IV. 6 Les valeurs des charges permanentes.

Les éléments		P(KN)
Tablier poutres	**CP**	42794,088
	CCP	2165,806
Tablier voussoirs	**CP**	37024,2500
	CCP	1940,5451
Poids total des charges permanentes	**83924,6891**	

IV.4. Evaluation des actions dues au trafic :

IV.4.1. Caractéristiques du pont :

- Largeur roulable : 14.5 m
- Largeur chargeable : 13.5 m
- Largeur d'une voie 4,5 m
- Nombre de voies : 3
- Classe de ponts : Lr ≥ 7m Donc : **Pont de 1ère classe.**

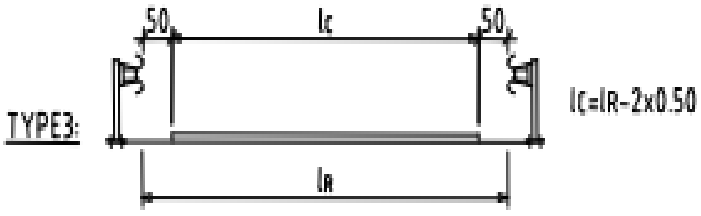


Figure IV. 3 Largeur chargeable et largeur roulable.

IV.4.2. Surcharges d'exploitations à considérer :

Selon le RCPR Les systèmes de surcharges à prendre en considération sont :

- ❖ Les systèmes de surcharges routier A et B (B_c et B_t).
- ❖ En accord avec les surcharges suivantes ont aussi été appliquées :
  - Charge militaire Mc120.
  - Convoi exceptionnel D240.

IV.4.3. Les cas de chargement :

- ❖ Tablier poutres : le tablier poutre présente un seul cas de chargement sur le long d'une seule travée de 38m.
- ❖ Tablier voussoirs : Dans ce tablier on a 5 cas de chargement dont ils sont présentés ci-dessous :

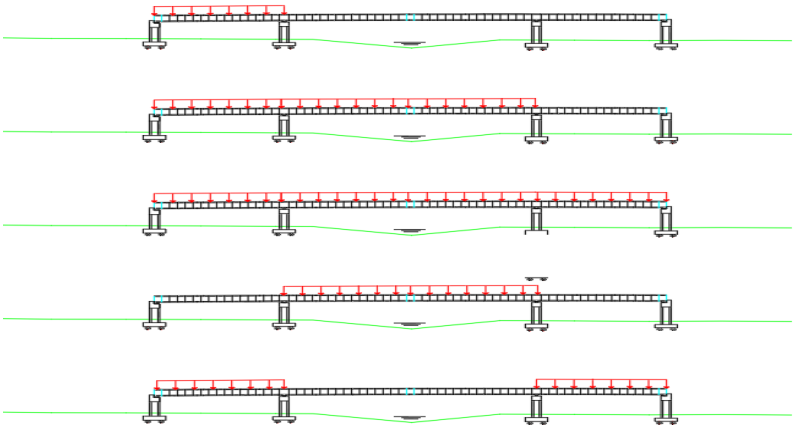


Figure IV. 4 Cas de charge.

IV.3.4. Système de charge A(L) :

La charge A(l), exprimée en [KN/m^2] est donnée en fonction de la longueur où celle-ci est appliquée, exprimée en m, par :

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

- L : la longueur chargée du tablier (m).

La valeur de la charge A est multiplier par un coefficient a_1 qui dépond du nombre de voie et de classe du pont :

Tableau IV. 7 coefficient a_1.

Nombre de voies					
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	1	1	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

La valeur obtenue est multipliée par un coefficient a_2 :

$$a_2 = \frac{V0}{V}$$

Avec :

- V : La largeur d'une voie (m). V = 4.5m
- V_0 : Selon RCPR V_0=3,5m (Pont de 1er classe).

Tableau IV. 8 Valeurs de A(L) pour le tablier poutres.

Nombre des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1	38	9,50	1	0,78	7,41	4,50	33,35
2	38	9,50	1	0,78	7,41	9,00	66,69
3	38	9,50	0,9	0,78	6,67	13,50	90,03

Tableau IV. 9 Valeurs de A(L) pour le tablier voussoirs.

Cas de chargement	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1 Cas	34,75	10,00	1	0,78	7,78	13,50	105,01
2 Cas	102,25	5,45	1	0,78	4,24	13,50	57,24
3 Cas	137	4,72	1	0,78	3,67	13,50	49,52
4 Cas	67,5	6,83	1	0,78	5,31	13,50	71,70
5 Cas	69,5	6,72	1	0,78	5,22	13,50	70,53

IV.3.5. Système de charge B :

Système de charge B comporte trois systèmes à appliquer séparément, et indépendant l'un de l'autre.

IV.3.5.1. Système de charge B_c :

Le système B_c se compose de camions (300KN) à trois essieu comme la montre la figure :

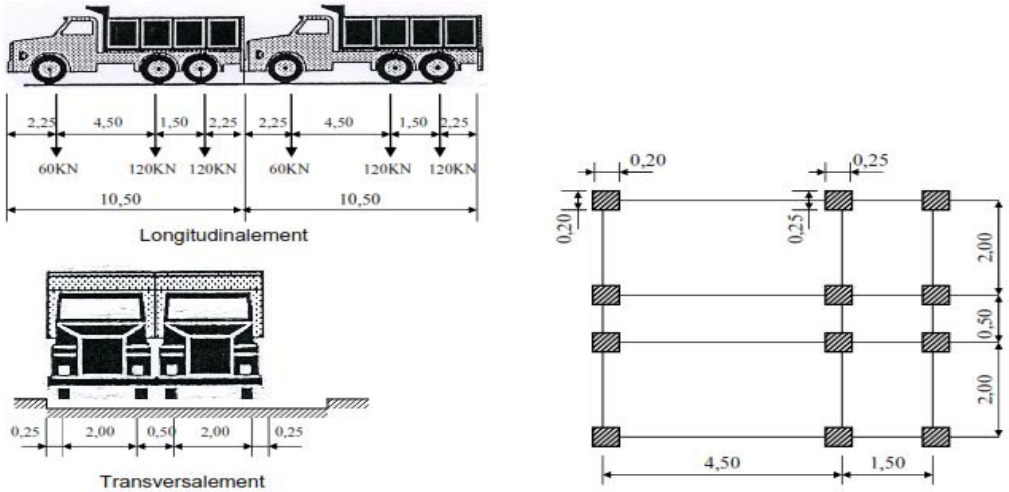


Figure IV. 5 Système de charge B_c

La valeur de la charge B_c, est donnée par :

$$Bc = 2 \times (300 \times N \times bc)$$

Avec :

- N : Nombre de voies prises dans le calcul.
- b_c : coefficient donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV. 10 coefficient b_c.

Nombre de voies					
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
2	1	1	-	-	-
3	1	0,8	-	-	-

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 11 Valeurs de B_c.

N° des voies	B_c (kN)	b_c	B_c x b_c (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

IV.3.5.2. Système de charge B_t :

Un tandems type de système B_t comporte deux essieux, dits « essieux tandems » (160 KN).

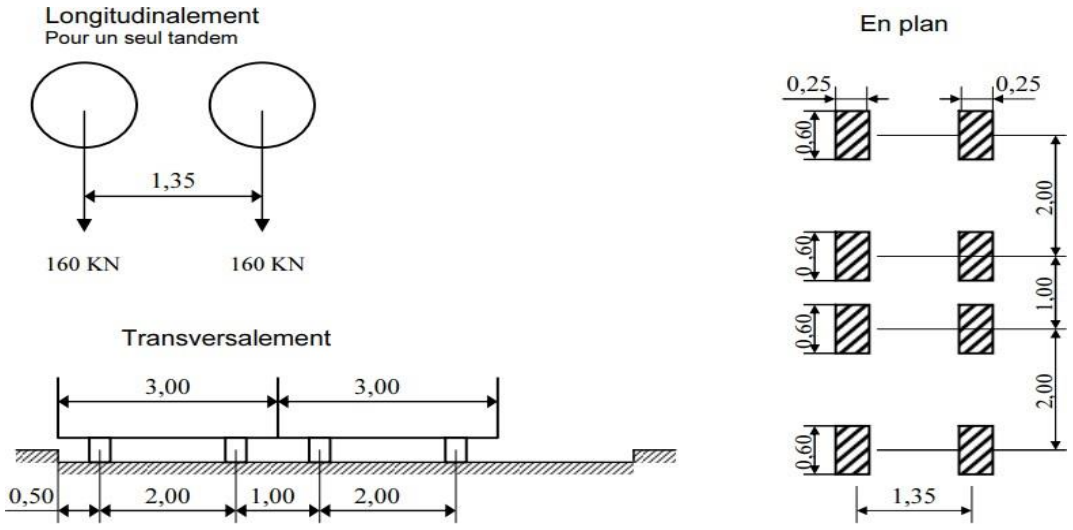


Figure IV. 6 Disposition du système Bt dans la chaussée.

La valeur de la charge B_c, est donnée par :

$$B_t = 2 \times (160 \times N \times b_t)$$

Avec :

- N : Nombre de voies prises dans le calcul.
- b_t : coefficient donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV. 12 coefficient b_t.

B_t	
1er classe	1,2
2éme classe	1

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 13 Valeurs de B_c.

N° des voies	B_t (kN)	b_t	B_t x b_t (kN)
1	**320**	**1,2**	**384**
2 – 3	**640**	**1,2**	**768**

IV.3.6. Charge militaire Mc120 :

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles avec une charge totale de 1100 KN.

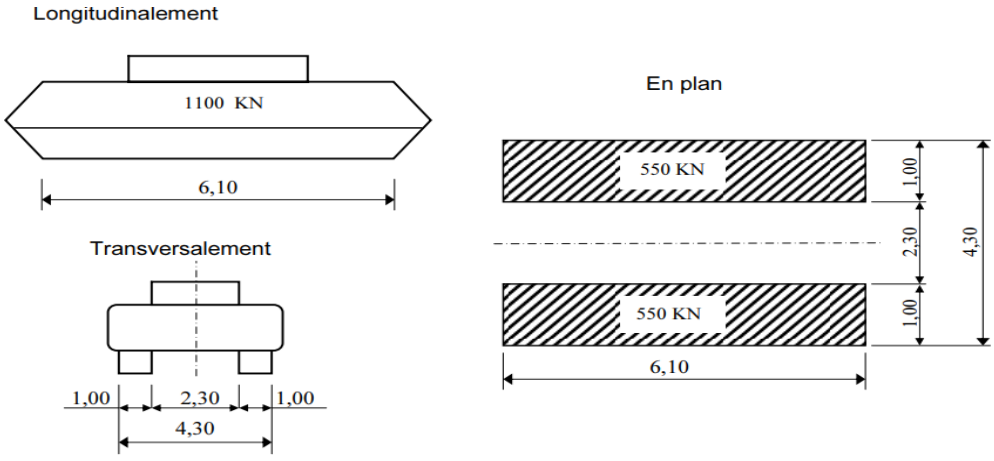


Figure IV. 7 Disposition du système Mc120 dans la chaussée.

IV.3.7. Convoi exceptionnel type D240 :

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total.

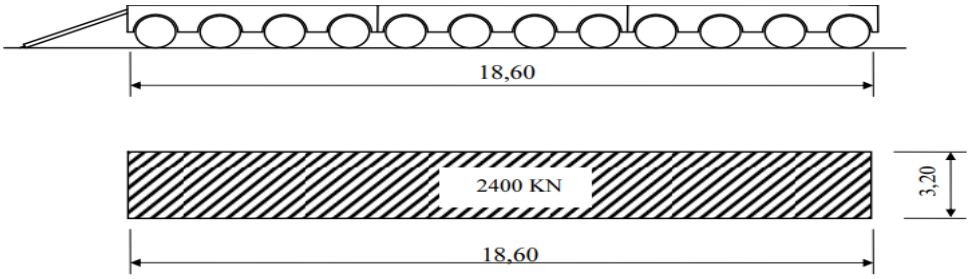


Figure IV. 8 Convoi type D240.

IV.3.8. Coefficient de majoration dynamique :

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Avec :

- L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
- G : sa charge permanente (Poids propre + CPP).
- S : sa surcharge maximale.

Les résultats sont inscrits dans les deux tableaux ci-dessous :

Tableau IV. 14 Valeurs du coefficient de majoration dynamique pour le tablier poutres.

Système de charg	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	38	12340,184	1920	1,067
B_t			768	1,056
Mc120			1100	1,060

Tableau IV. 15 Valeurs du coefficient de majoration dynamique pour le tablier voussoirs.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	34,75	11274.2	1710	1.072
	102,25	32509.0	1710	1.026
	137	43098.8	1710	1.020
	69,5	22548.4	1710	1.038
Bt	34,75	11274.2	768	1.060
	102,25	32509.0	768	1.022
	137	43098.8	768	1.017
	69,5	22548.4	768	1.032
Mc120	34,75	11274.2	1100	1.065
	102,25	32509.0	1100	1.024
	137	43098.8	1100	1.018
	69,5	22548.4	1100	1.034

IV.3.9. Efforts de freinage :

IV.3.9.1. Système de charge A(L) :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné (en KN) par :

$$\mathbf{F} = \frac{\mathbf{A} \times \boldsymbol{S}}{\mathbf{20} + \mathbf{0,0035} \times \boldsymbol{S}}$$

Avec :

- S : est la surface chargée en (m²).

Tableau IV. 16 Valeurs de l'effort de freinage F(KN) de système A pour le tablier poutres.

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	171,00	7,41	61,51
2	342,00	7,41	119,56
3	513,00	6,67	156,97

Tableau IV. 17 Valeurs de l'effort de freinage F(KN) de système A pour le tablier voussoirs.

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)	F (kN/ml)
Cas 1	469,13	7,78	168,61	12,49
Cas 2	1380,38	4,24	235,68	17,46
Cas 3	1849,50	3,67	256,26	18,98
Cas 4	911,25	5,31	208,70	15,46
Cas 5	938,25	5,22	210,53	15,59

IV.3.9.2. Système de charge B_c :

Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids 300 KN.

V ETUDE DU TABLIER VOUSSOIR

étude du tablier voussoir

V.1. INTRODUCTION :

La construction des ponts par encorbellement successif consiste à réaliser un tablier à partir des piles (cas générale) en confectionnent des voussoirs soit dans des ateliers de préfabrications, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles.

Ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau, le système mécanique dans cette phase est isostatique. Après la réalisation de clavage entre les extrémités de fléaux adjacents et la mise en tension des câbles de continuité, le système mécanique devient hyperstatique.

V.2. STABILTE EN PHASE DE CONSTRUCTION :

V.2. 1 Différentes phases de construction d'un fléau :

On commence par placer les voussoirs sur piles qui sont encastrés provisoirement a l'aide des cales d'appuis provisoires de façon à éviter tout basculement sous charges diverse provenant du chantier. Ensuite les voussoirs courants sont placés symétriquement de chaque côté de VSP a l'aide d'une grue.

Dans notre cas on aura 17 phases de construction pour l'achèvement du fléau.

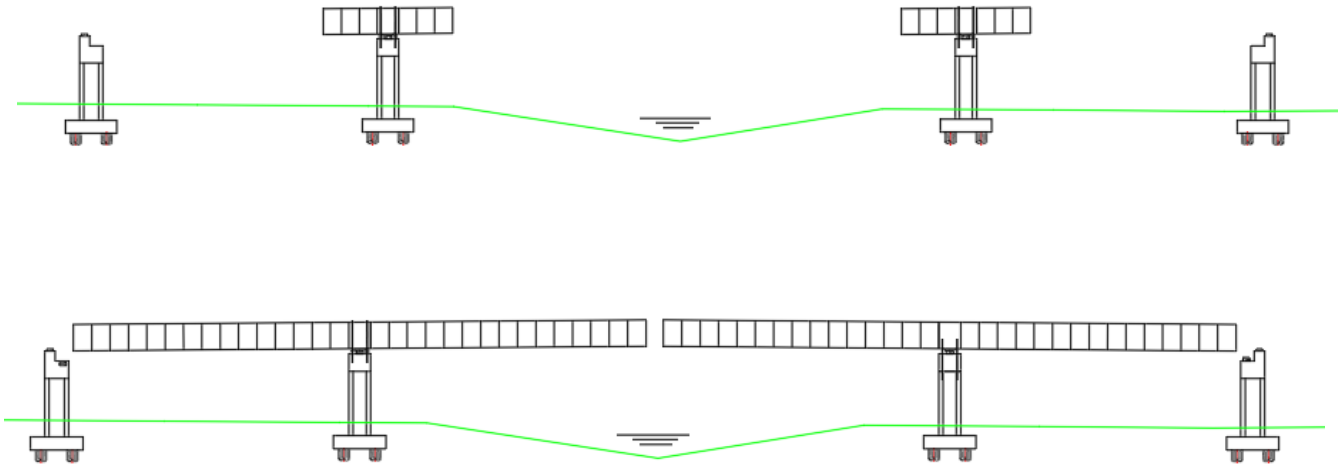


Figure V. 1 Différentes phases de construction.

V.2.2 Charge à prendre en compte :

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau selon les documents SETRA sont : le poids propre (**G**), charge de chantier connues (Qprc1, Qprc2), charges de chantier aléatoires (Qpra1, Qpra2) ainsi les actions accidentelles (FA).

V.2.2.1 Poids propre du fléau :

Le poids propre du fléau est calculé a partir de la section transversale avec le poids volumique du béton **25 KN/m^3** . Le poids de l'un des deux demi-fléau est majoré de 2% pour avoir $\mathbf{G_{max}}$ et l'autre est minoré pour avoir $\mathbf{G_{min}}$ d'une façon a obtenir le cas le plus défavorable avec l'action variable ou accidentelle considérée.

$$\mathbf{G_{max} = G \times 1.02} \text{ et } \mathbf{G_{min} = G \times 0.98}$$

Tableau V. 1 Evaluation du poids propre d'un demi-fléau.

Phase	Demi-fléau minoré		Demi-fléau majoré	
	G(KN)	G min(KN)	G(KN)	G max (KN)
phase 1	337.81	331.06	337.81	344.57
phase 2	337.81	331.06	905.34	923.45
phase 3	905.34	887.24	1472.87	1502.33
phase 4	1472.87	1443.42	2040.40	2081.21
phase 5	2040.40	1999.59	2607.93	2660.09
phase 6	2607.93	2555.77	3175.46	3238.97
phase 7	3175.46	3111.95	3742.99	3817.85
phase 8	3742.99	3668.13	4310.52	4396.73
phase 9	4310.52	4224.31	4878.05	4975.61
phase 10	4878.05	4780.49	5445.58	5554.49
phase 11	5445.58	5336.67	6013.11	6133.37
phase 12	6013.11	5892.85	6580.64	6712.26
phase 13	6580.64	6449.03	7148.17	7291.14
phase 14	7148.17	7005.21	7715.70	7870.02
phase 15	7715.70	7561.39	8283.23	8448.90
phase 16	8283.23	8117.57	8850.76	9027.78
phase 17	8850.76	8673.75	8850.76	9027.78

V.2.2.2 Charges de chantier connues :

Pour les ouvrages préfabriqués, il s'agit du poids de la poutre de lancement noté Q_{PRC1}. Dans notre cas on va utiliser une grue alors cette charge est négligeable.

V.2.2.3 Charges de chantier aléatoire :

Les charges de chantier aléatoire correspondent aux matériaux posés sur le fléau en construction (rouleau de câbles, petit engin), ces charges sont données par deux actions :

- Une charge répartie notée $\mathbf{Q_{PRA1}}$ = 0.2 KN/m^2 appliquée sur le demi-fléau majorée
- Une charge concentré notée $\mathbf{Q_{PRA2}}$ = 50+5×B KN appliquée à l'extrémité de dernier voussoir terminer.

Pour notre projet :

Tableau V. 2 Les charges prise en compte.

Largeur de tablier B (m)	Q_{PRA1} = 0.2×B (KN/m)	Q_{PRA2} = 50+5×B (KN)
15.75	3.15	128.75

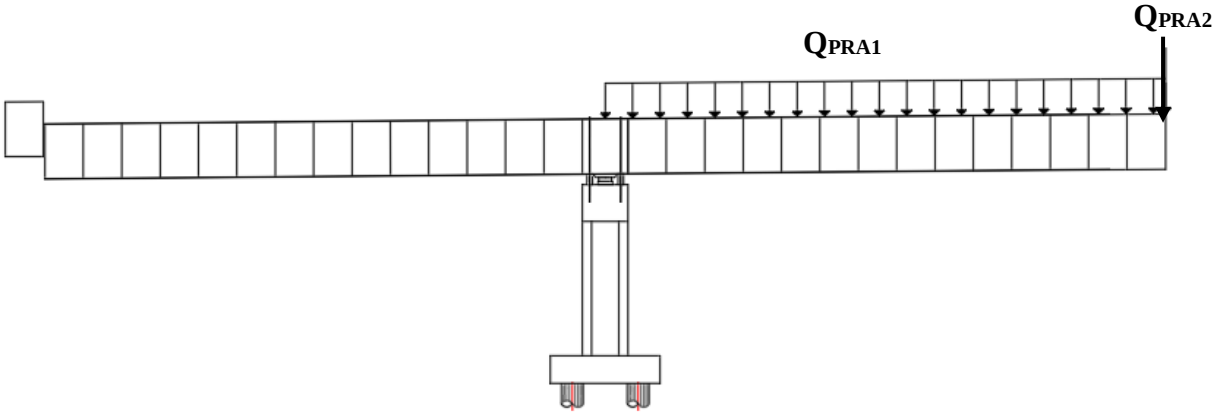


Figure V. 2 Situation temporaire de construction a considérer.

V.2.2.4 Charge due au vent :

L'action du vent selon le guide SETRA elle est prise en compte dans la charge Q_{PRA1} et cela dans le cas où la portée de l'ouvrage est inférieure à 120m, c'est bien notre cas. Ainsi notre ouvrage présente des faibles élévations alors l'effet complémentaire du vent (Q_v) en le néglige.

V.2.2.5 Actions accidentelles :

La chute de l'ensemble ou l'une des voussoirs préfabriqués en cours de pose est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2, pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation de demi-fléau concerné par la chute, cela revient à inverser le poids de dernier voussoir sur l'un des demi-fléau.

FA = - 567.53 KN

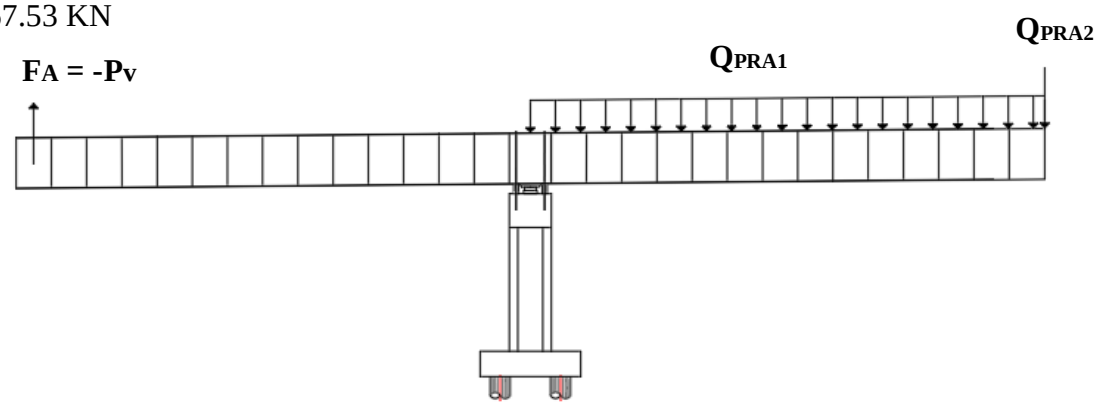


Figure V. 3 Situation Accidentelle à considérer.

V.2.3 Combinaisons d'action :

On considère que la phase dimensionnante est la pause de la dernière paire de voussoir, alors on suppose que l'un des deux voussoirs est posé et l'autre pas encore, donc le fléau étudier est en déséquilibre d'un voussoir.

Le guide SETRA, propose deux combinaisons d'action au cours de réalisation a prendre en compte :

- **Fondamentale Type A** : une justification vis-à-vis l'état limite ultime d'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses cales.
- **Accidentelle de Type B** : une justification vis-à-vis l'état limite de résistance sous combinaison accidentelle, le fléau peut décoller de ses cales mais la sécurité est assurée.

Tableau V. 3 Récapulations des Combinaisons d'actions.

Type de combinaison		G max	G min	Qprc1 max	Qprc1 min	Qpra1	Qpra2	FA
type A	A1	1.1	1.1	1.25	1.25	1.25	1.25	0
	A2	0.9	0.9	1.25	1.25	1.25	1.25	0
Type B	B1	1.1	1.1	1	1	1	1	1
	B2	0.9	0.9	1	1	1	1	1

V.2.4 Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau :

V.2.4.1 Effets du au poids propre :

L'effort tranchant et le moment fléchissent sont données par les formules suivantes :

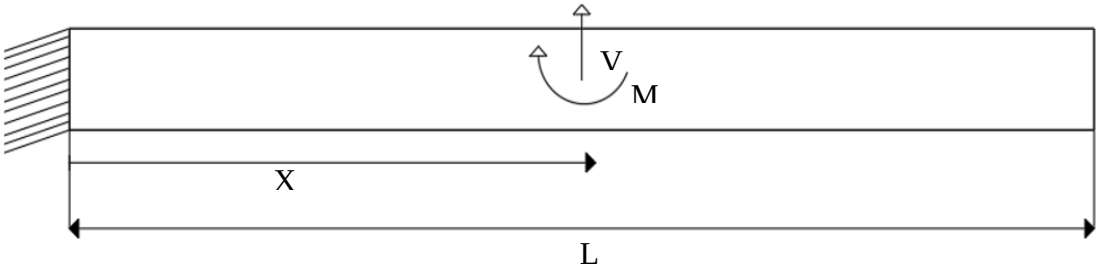


Figure V. 4 Effets du poids propre sur le demi-fléau.

- La variation de l'effort tranchant : $V(X) = Ra - G \times X$
- La variation du moment fléchissent : $M(X) = Ma + Ra \times X - \frac{G \times X^2}{2}$
- Ra = $G \times L$
- Ma = $-\frac{G \times L^2}{2}$

V.2.4.2 Effets des surcharges répartie de chantier Q_{PRA1} :

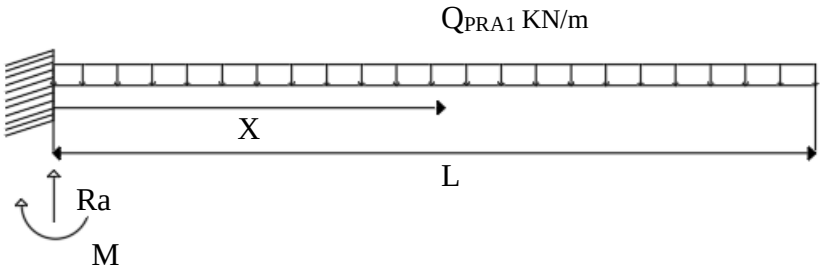


Figure V. 5 Effets de charge Q_{PRA1} .

- La variation de l'effort tranchant : $V(X) = Ra - Q_{PRA1} \times X$
- La variation du moment fléchissent : $M(X) = Ma + Ra \times X - \frac{Q_{PRA1} \times X^2}{2}$
- Ra = $Q_{PRA1} \times L$
- Ma = $-\frac{QPRA1 \times L^2}{2}$

V.2.4.3 Effets des surcharges concentré de chantier Q_{PRA2} :

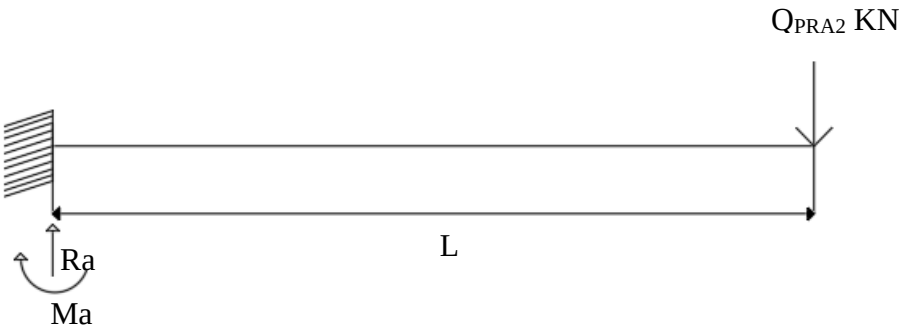


Figure V. 6 Effet de la charge Q_{PRA2}.

- La variation de l'effort tranchant : $V(X) = Ra$
- La variation du moment fléchissent : $M(X) = Ma + QPRA2 \times X$
- Ra = Q_{PRA2}
- Ma = $-Q_{PARA2} \times$ L

V.2.4.4 Effets de la force accidentelle :

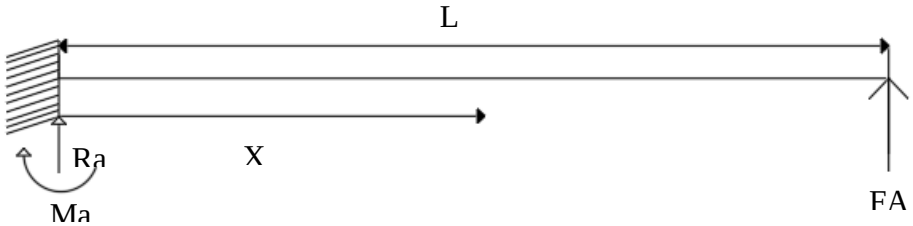


Figure V. 7 Effet de la force accidentelle FA.

- La variation de l'effort tranchant : $V(X) = -Ra$
- La variation du moment fléchissent : $M(X) = FA \times (L - X)$
- Ra = -FA

Tableau V. 4 Evaluation des moments fléchissant sur le demi-fléau.

X(m)	G	G min	G max	Qpra1	Qpra2	FA	FA majoré
	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)
0	-146808.22	-143872.06	-149744.38	-1689.29	-4216.56	18827.32	37654.64
1.25	-135815.35	-133099.05	-138531.66	-1562.79	-4055.63	18108.72	36217.44
3.35	-118310.26	-115944.06	-120676.47	-1361.37	-3785.25	16901.47	33802.94
5.45	-102012.42	-99972.17	-104052.67	-1173.83	-3514.88	15694.22	31388.45
7.55	-86921.83	-85183.39	-88660.26	-1000.19	-3244.50	14486.98	28973.95
9.65	-73038.48	-71577.71	-74499.25	-840.44	-2974.13	13279.73	26559.46
11.75	-60362.38	-59155.13	-61569.63	-694.58	-2703.75	12072.48	24144.96
13.85	-48893.53	-47915.66	-49871.40	-562.61	-2433.38	10865.23	21730.46
15.95	-38631.92	-37859.28	-39404.56	-444.53	-2163.00	9657.98	19315.97
18.05	-29577.57	-28986.01	-30169.12	-340.34	-1892.63	8450.74	16901.47
20.15	-21730.46	-21295.85	-22165.07	-250.05	-1622.25	7243.49	14486.98
22.25	-15090.59	-14788.78	-15392.41	-173.64	-1351.88	6036.24	12072.48
24.35	-9657.98	-9464.82	-9851.14	-111.13	-1081.50	4828.99	9657.98
26.45	-5432.61	-5323.96	-5541.27	-62.51	-811.13	3621.74	7243.49
28.55	-2414.50	-2366.21	-2462.79	-27.78	-540.75	2414.50	4828.99
30.65	-603.62	-591.55	-615.70	-6.95	-270.38	1207.25	2414.50
32.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau V. 5 Evaluation des efforts tranchant sur demi-fléau

X(m)	G	G min	G max	Qpra1	Qpra2	FA	FA majoré
	V(KN)	V(KN)	V(KN)	V(KN)	V(KN)	V(KN)	V(KN)
0	8965.39	8786.08	9144.70	103.16	128.75	-574.88	-1149.76
1.25	8623.20	8450.73	8795.66	99.22	128.75	-574.88	-1149.76
3.35	8048.32	7887.35	8209.28	92.61	128.75	-574.88	-1149.76
5.45	7473.44	7323.97	7622.90	85.99	128.75	-574.88	-1149.76
7.55	6898.56	6760.59	7036.51	79.38	128.75	-574.88	-1149.76
9.65	6323.68	6197.20	6450.13	72.76	128.75	-574.88	-1149.76
11.75	5748.80	5633.82	5863.75	66.15	128.75	-574.88	-1149.76
13.85	5173.92	5070.44	5277.36	59.53	128.75	-574.88	-1149.76
15.95	4599.04	4507.06	4690.98	52.92	128.75	-574.88	-1149.76
18.05	4024.16	3943.68	4104.60	46.30	128.75	-574.88	-1149.76
20.15	3449.28	3380.29	3518.22	39.69	128.75	-574.88	-1149.76
22.25	2874.40	2816.91	2931.83	33.07	128.75	-574.88	-1149.76
24.35	2299.52	2253.53	2345.45	26.46	128.75	-574.88	-1149.76
26.45	1724.64	1690.15	1759.07	19.84	128.75	-574.88	-1149.76
28.55	1149.76	1126.76	1172.68	13.23	128.75	-574.88	-1149.76
30.65	574.88	563.38	586.30	6.61	128.75	-574.88	-1149.76
32.75	0.00	0.00	0.00	0.00	128.75	-574.88	-1149.76

V.2.5 Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte :

En cours de construction, le tablier se présente sous forme de deux console égales qui constitue un fléau dont l'équilibre statique pose un problème spécifique a ce type de construction, pour cela on prévoit un encastrement provisoire du fléau.

On va utiliser la méthode de clouage par précontrainte vertical car elle est la plus économique pour des travées dont la portée est inférieure à 120 mètres, elle consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis.

- M et N sollicitation résultante de A1 et B1
- Ra et Rb : les réactions d'appuis provisoire
- Fi : force de n câble d'une file
- e : entraxe des appuis provisoires
- d : entraxe cale-câble

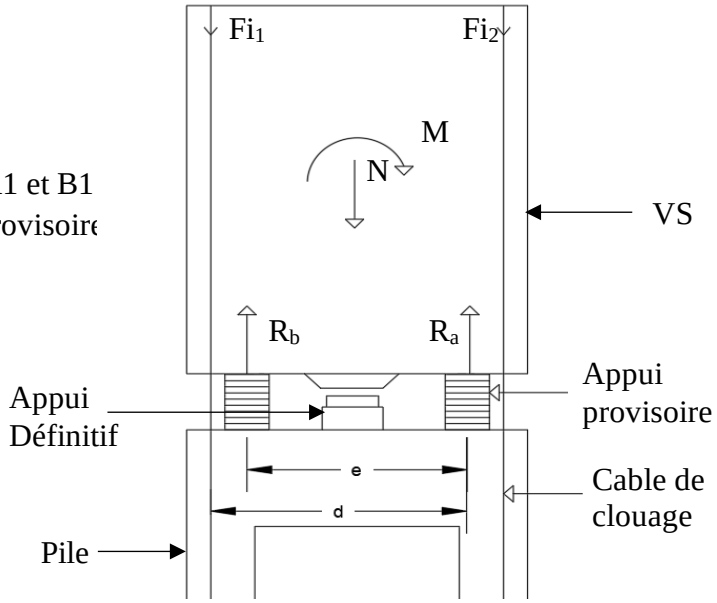


Figure V. 8 Schéma descriptif de clouage.

V.2.5.1 Calcul nombre de câbles :

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts M/**N** de chaque Combinaison A et B :

- Si **M/N < e/2** → le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires.
- Si **M/N > E/2** → les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour calculer le nombre **n** de câbles à disposer.

L'aménagement de la tête de pile donne : **e = 1.7 m e/2 = 0.85 m** et **d = 1.97 m**

❖ Vérification :

Tableau V. 6 Vérification de l'excentrement.

	M	N	M/N	e/2	Verification
COM.A1 f. majoré	172101.13	10349.06	44.38	0.85	**M/N < e/2**
COM.B1 f. minoré	126510.47	9321.72			non-Verifier

La condition n'est pas vérifiée d'où les câbles de clouage sont nécessaires.

❖ Calcul du nombre de câbles :

On utilise des câbles de précontrainte type 12T15s alors :

- σ_{p0} = min(0.8×$\mathbf{f_{prg}}$; 0.9×$\mathbf{f_{peg}}$) = 1488 MPA avec $\mathbf{f_{prg}}$ = 1860 MPA ; $\mathbf{f_{peg}}$ = 1674 MPA
- S : section de d'un cable $12T15_S$ = 1800 mm^2
- ΔP = 25%

On a :

$$n.s = \frac{\frac{M}{e} - \frac{N}{2}}{(1-\Delta P)\sigma 0} = 0.023 \rightarrow n = \frac{0.023}{1800\times10^{-6}} = 12.77$$

Donc on prend **n = 14 câbles.**

V.3 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE :

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellement successif est assurée par deux familles de câbles : **les câbles de fléau** et **les câbles de continuité**.

- Les câbles de fléau : ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport a l'axe de la pile au fur et a mesure de l'avancement de la construction.

- Les câbles de continuités : ils sont enfilés au voisinage de la clef de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. Ces câbles engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique. La plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inferieure à la suite des moments dus aux charges d'exploitation.

V.3.1 Etude de la précontrainte du fléau :

V.3.1.1 Détermination du nombre de câbles de fléau :

Les câbles de fléau sont dimensionnés pour jouer un double rôle :

- En construction : reprendre les moments négatifs dus aux poids propres des voussoirs et aux surcharges de chantier ainsi d'assurer la stabilité de fléau.
- En service : participer avec les câbles de continuités pour reprendre les moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

Le nombre de câbles du fléau sont déterminer d'après la relation : $\boldsymbol{n \geq \frac{P}{(1-\Delta P)\times P0}}$

Avec :

- **P** : force de la précontrainte.
- **P_0** : effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.
- **ΔP:** pertes de tension estimées à 25 %.

Les câbles de précontrainte de fléau dimensionnés dans la phase de construction créent des contraintes de compression dans les fibres supérieures et des contraintes de traction dans les fibres inférieures du voussoir afin de reprendre le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.

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

- σ_p sup = $-\frac{P}{S}-\frac{P\times e\times v}{I}$ (compression)
- σ_p inf = $-\frac{P}{S}+\frac{P\times e\times v'}{I}$ (traction)

Etant donné que l'effort de précontrainte **P** reprend le moment négatif maximal à l'encastrement, Alors il suffit d'équilibrer les contraintes dues à la surcharge avec celles dues à la précontrainte pour avoir cet effort.

Ce qui nous donne :

$$-\frac{P}{S}-\frac{P\times e\times v}{I}+\frac{M\times v}{I}=0 \quad \text{(En fibre supérieure)}$$

$$-\frac{P}{S}+\frac{P\times e\times v'}{I}-\frac{M\times v'}{I}=0 \quad \text{(En fibre inférieure)}$$

Alors on tire : $$\mathbf{P}=\frac{\frac{M\times V}{Iz}}{\frac{1}{S}+\frac{e\times V}{I}}$$

Avec :

- **σ_p sup** : contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieure par l'application de l'effort de précontrainte.
- **σ_p inf** : contrainte de traction au niveau des fibres inférieure générée par l'application de l'effort de précontrainte.
- **P :** La force de précontrainte.
- **V :** La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.
- **V' :** La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.
- **I :** Le moment d'inertie longitudinal de la section.
- **e :** L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité, e = V- d
- **M** : moment maximal dû aux poids propres et surcharge.
- **S** : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :

$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{\text{câbles 12T15s}}$; S=1800mm^2 ➔ P_0 = 2678.4 KN

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P et le nombre de câbles :

d = 0.15m ; V = 1.08m ; e = 0.93m ; S = 10.95m^2 ; I = 14.15m^4 ;

M_{max} = 172101.13 KN.m (combinaison A1 (AXE VSP)

P = 80.93 MN ➔ n ≥ 40.62 on prend n = 42 câbles de 12T15s

V.3.1.2 Répartitions des câbles dans chaque voussoir :

Pour éviter le phénomène de torsion, on doit répartir symétriquement les câbles dans chaque âme d'un voussoir. Pour cela, le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement, considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir.

Le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau V. 7 La répartition des câbles de fléau dans chaque voussoir.

Section	x (m)	M (MN.m)	V (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
Axe VSP	0	172.10	1.08	14.15	10.95	0.93	80.93	40.62	42
Fin VSP	1.25	172.10	1.08	14.15	10.95	0.93	74.96	40.62	42
Fin V01	3.35	159.41	1.08	14.15	10.95	0.93	65.45	37.62	38
Fin V02	5.45	120.32	1.08	14.15	10.95	0.93	56.58	28.39	30
Fin V03	7.55	102.83	1.08	14.15	10.95	0.93	48.36	24.27	26
Fin V04	9.65	86.72	1.08	14.15	10.95	0.93	40.78	20.47	22
Fin V05	11.75	71.97	1.08	14.15	10.95	0.93	33.85	16.99	18
Fin V06	13.85	58.60	1.08	14.15	10.95	0.93	27.56	13.83	14
Fin V07	15.95	46.60	1.08	14.15	10.95	0.93	21.91	11.00	12
Fin V08	18.05	35.98	1.08	14.15	10.95	0.93	16.92	8.49	10
Fin V09	20.15	26.72	1.08	14.15	10.95	0.93	12.57	6.31	8
Fin V10	22.25	18.83	1.08	14.15	10.95	0.93	8.85	4.44	6
Fin V11	24.35	12.32	1.08	14.15	10.95	0.93	5.79	2.91	4
Fin V12	26.45	7.18	1.08	14.15	10.95	0.93	3.38	1.69	2
Fin V13	28.55	3.42	1.08	14.15	10.95	0.93	1.61	0.81	2
Fin V14	30.65	1.02	1.08	14.15	10.95	0.93	0.48	0.24	2
Fin V15	32.75	0.00	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	0.00	0

Tableau V. 8 : Le nombre de câbles arrête pour chaque voussoir.

x (m)	0	1.25	3.35	5.45	7.55	9.65	11.75	13.85
N retenus	42	38	34	30	26	22	18	14
N arête	42	42	4	8	4	4	4	4

X (m)	15.95	18.05	20.15	22.25	24.35	26.45	28.55	30.65	32.75
N retenus	12	10	8	6	4	2	2	2	0
N arête	2	2	2	2	2	2	0	0	2

V.3.1.3 Disposition des câbles de fléau :

Les armatures de précontrainte doivent être disposées dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts, permettre un bétonnage correct et à éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, alors on devra respecter la distance minimale entre les conduits et respecter l'enrobage.

- L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles **:** $e_h \geq 2.\Phi_g$ → $\mathbf{e_h \geq 20cm}$
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : $e_v \geq 2.\Phi_g$ → $\mathbf{e_v \geq 20cm}$
- L'enrobage : C = max (3/4 a, Φg , d) avec d = 4 cm, a = Φ_g = 10 cm → **C ≥ 10cm**
- L'entraxe des ancrages : Y ≥ B+3 avec B = 20cm → **Y ≥ 23cm**
- Distance entre l'axe de l'ancrage et le parement : Y' ≥ 0.5 Y +10 → **Y' ≥ 21.5cm**
- L'entraxe des ancrages : X ≥ A+3 avec A = 24cm
  → **A ≥ 27cm**
- Distance entre l'axe de l'ancrage et le parement :
  X' ≥ 0.5 X +10 → **X' ≥ 23.5cm**

Voici un schéma qui illustre la disposition des câbles de fléau dans le gousset supérieur de VSP :

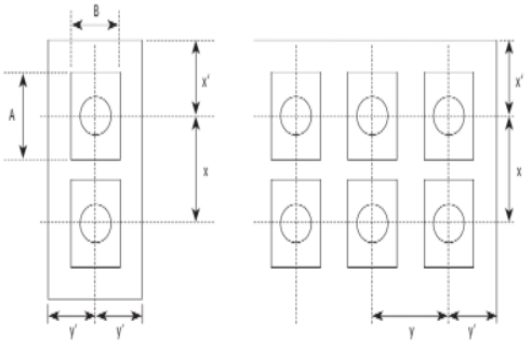


Figure V. 9 Schéma illustratif.

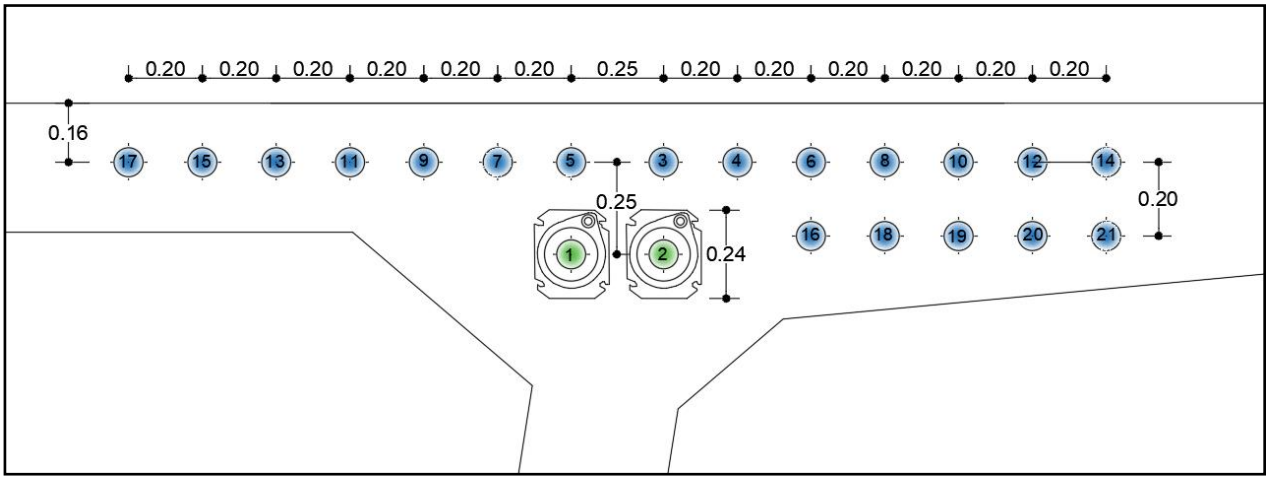


Figure V. 10 Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP.

V.3.1.4 Tracé des câbles en plan :

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Pour s'ancrer, ils prennent une trajectoire en plan de forme '**S**'jusqu' à l'ancrage.

❖ Allure en plan des câbles de fléau :

- L'équation de la parabole : $\mathbf{Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)(X/L)^2}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\boldsymbol{\beta_i(x) = Arctg\left(\frac{2\times(Zi-Zi+1)}{Xi}\right)}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\boldsymbol{\beta_{i+1}(x) = Arctg\left(\frac{2\times(Zi+1)}{Xi+1}\right)}$
- Le rayon de courbure **:** $\mathbf{R_i(x) = \frac{(Xi)^2}{2\times(Zi-Zi+1)}}$ **;** $\mathbf{R_{i+1}(x) = \frac{(Xi+1)^2}{2\times(Zi+1-Zi+2)}}$

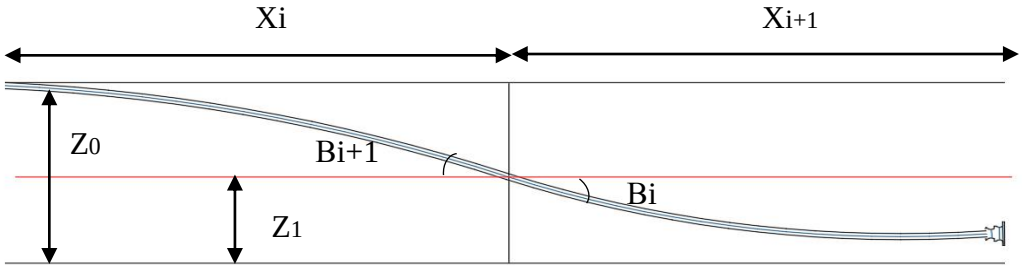


Figure V. 11 Tracé en plan des câbles de fléau.

V.3.1.5 Tracé des câbles en élévation :

Le câble en élévation suit une ligne droite jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage où il emprunte une courbe parabolique. Le tracé devra satisfaire les principes suivants :

- Éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique vers le bas.
- Les câbles dont l'ancrage est au même niveau (C1, C2) ne subissent aucune déviation en élévation.
- Augmenter le rayon de courbure.
- L : longueur d'un voussoir.
- d_1 : distance du point d'ancrage a la fibre supérieure.
- d_0 : distance du câble a la fibre supérieure.
- R : rayon minimal de câbles (R_{min}=3m).

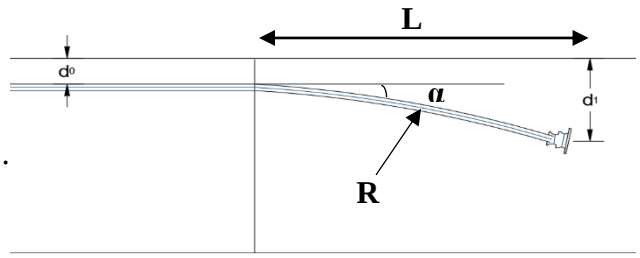


Figure V. 12 Tracé en élévation des câbles de fléau.

❖ Allure en élévation des câbles de fléau :

- L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1-d_0) \times (\frac{X}{L})^2$
- L'angle de déviation : $\alpha_n = Arctg\ (2 \times (d_1-d_0) \times (\frac{X}{L^2}))$
- Le rayon de courbure : $R_c(x) = \frac{X^2}{2\times(d1-d0)} \geq \mathbf{R_{min}}$ avec $\mathbf{R_{min}} = 3m$

V.3.1.6 Exemple de calcul :

On prend comme exemple le câbles 4, en considère que les deux courbes on la même allure mais en sens opposé.

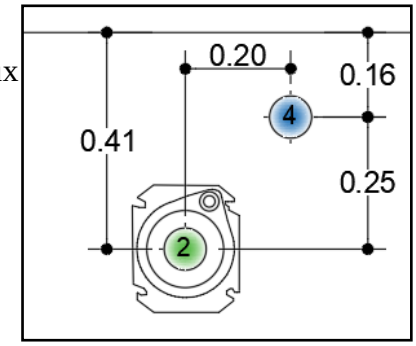


Figure V. 13 Position de câble 4.

Application Numérique :

$L = 2.1m$
$X_0 = X_1 = 1.05m$
$Z_0 = 0.2m$; $Z_1 = 0.1m$
$d_0 = 0.16m$; $d_1 = 0.41m$

➢ **En élévation**

$$Y = 0.16 + (0.41 - 0.16) \times (\frac{X}{2.1})^2 \rightarrow \mathbf{Y = 0.16 + 0.056\ X^2}$$

$$R_c = \frac{2.1^2}{2\times(0.41-0.16)} \rightarrow \mathbf{R_c = 8.82m}$$

$$\alpha_n = Arctg\ (\frac{2\times(0.41-0.16)}{2.1}) \rightarrow \mathbf{\alpha_n = 0.233\ rad}$$

➢ **En plan**

$$Z = 0.2 + (0.1 - 0.2) \times (\frac{X}{1.05})^2 \rightarrow \mathbf{Z = 0.2 - 0.09\ X^2}$$

$$R = \frac{1.05^2}{2\times(0.2-0.1)} \rightarrow \mathbf{R = 5.51m}$$

$$\beta = Arctg\ (\frac{2\times(0.2-0.1)}{1.05}) \rightarrow \mathbf{\beta = 0.188\ rad}$$

Le reste de calculs sont présentées dans l'Annexe C.

Le tracé final des câbles du fléau sont représentés comme suit :

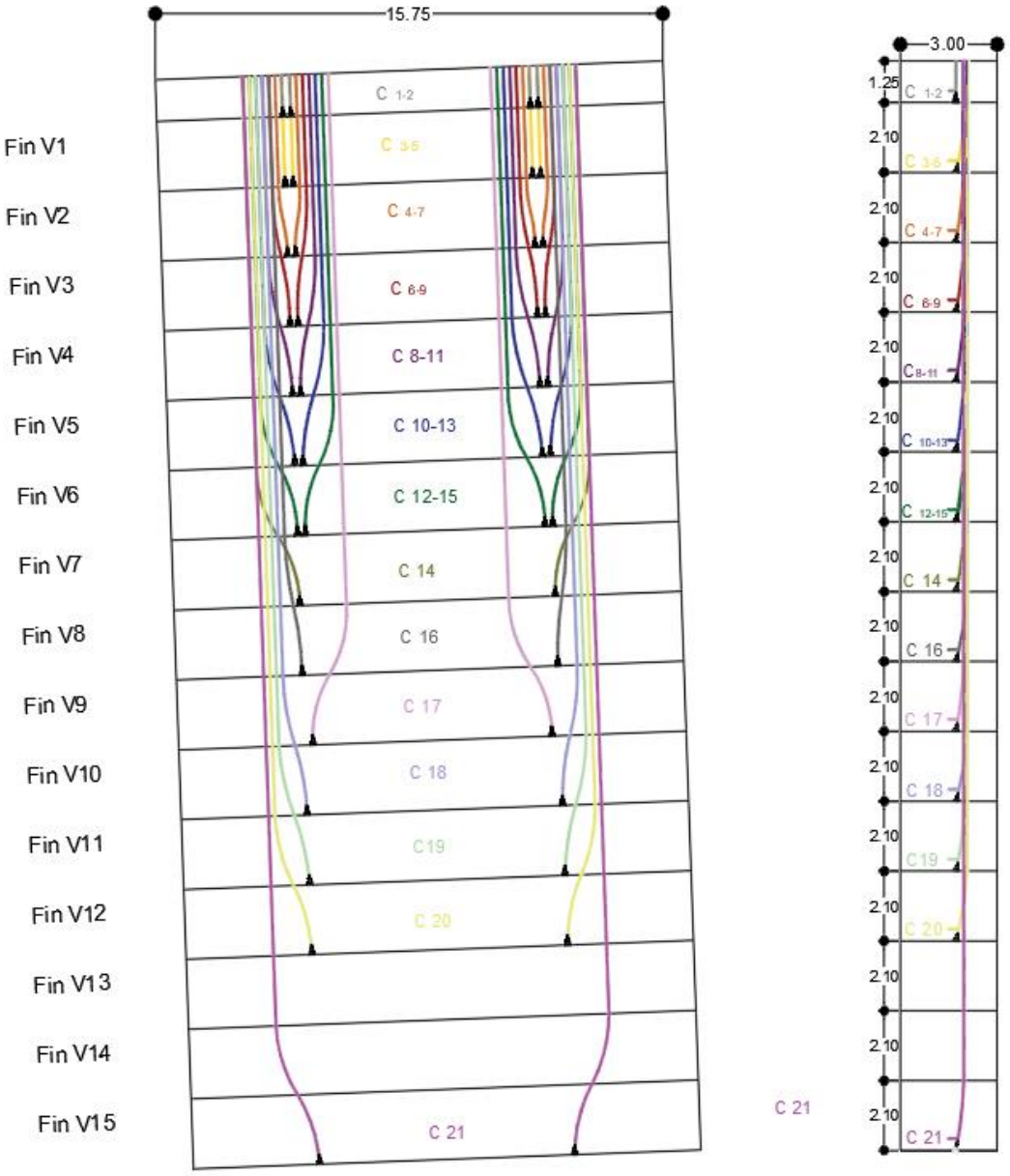


Figure V. 14 Tracé en plan et en élévation des câbles du fléau.

V.3.2 Etude de la précontrainte de continuité :

Les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux. Sont disposé au voisinage de la clé de chaque travée pour assurer la continuité du tablier et s'opposer au moment hyperstatique qui en résultent.

Ces câbles sont situés dans les goussets inferieure et sont ancré dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inferieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitations.

V.3.2.1 Modélisation :

La modélisation sera faite avec un modèle de calcul, qui reflète le modèle réel et qui sera capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

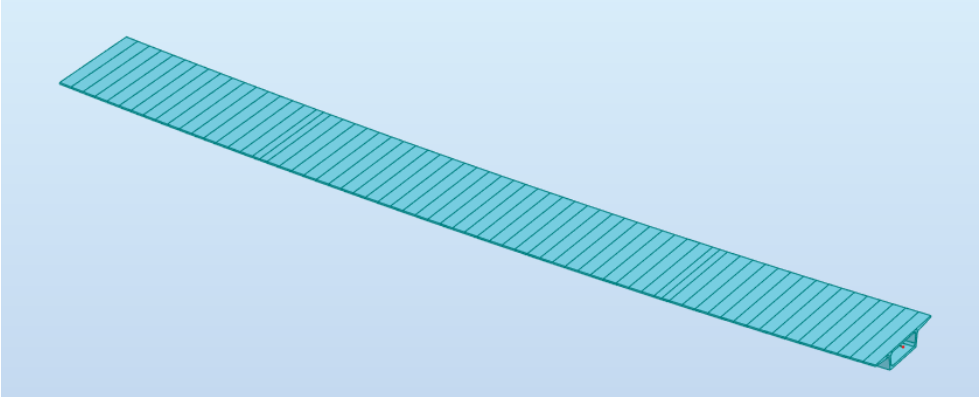


Figure V. 15 Modélisation du tablier.

V.3.2.2 Combinaison d'actions :

Selon le RCPR on doit considérer les combinons de charges suivantes :

Tableau V. 9 : Combinaison de charges en phase de service.

Combinaison		G	AL	BC	Bt	Mc120	D240	T
ELS	COMB 1	1	1.2	0	0	0	0	0.6
	COMB 2	1	0	1.2	0	0	0	0.6
	COMB 3	1	0	0	1.2	0	0	0.6
	COMB 4	1	0	0	0	1	0	0.6
	COMB 5	1	0	0	0	0	1	0.6
ELU	COMB 1	1.35	1.6	0	0	0	0	0.9
	COMB 2	1.35	0	1.6	0	0	0	0.9
	COMB 3	1.35	0	0	1.6	0	0	0.9
	COMB 4	1.35	0	0	0	1.35	0	0.9
	COMB 5	1.35	0	0	0	0	1.35	0.9

V.3.2.3 Résultats :

Les résultats des sollicitations maximales (M, V) obtenus sont représentés si dessous sous forme de diagrammes, et se sont donnés en KN pour les efforts tranchants, et en KN.m pour les moments :

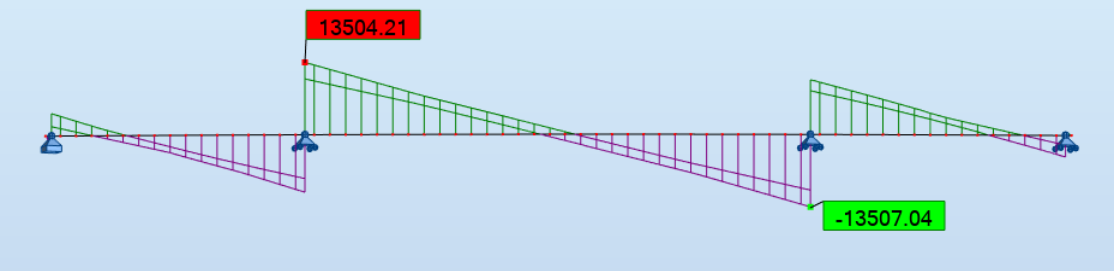


Figure V. 16 Effort tranchant max à l'ELS.

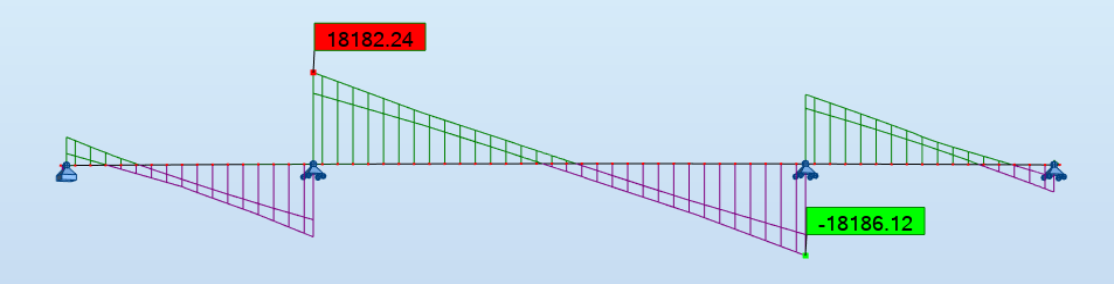


Figure V. 17 Effort tranchant max à l'ELU.

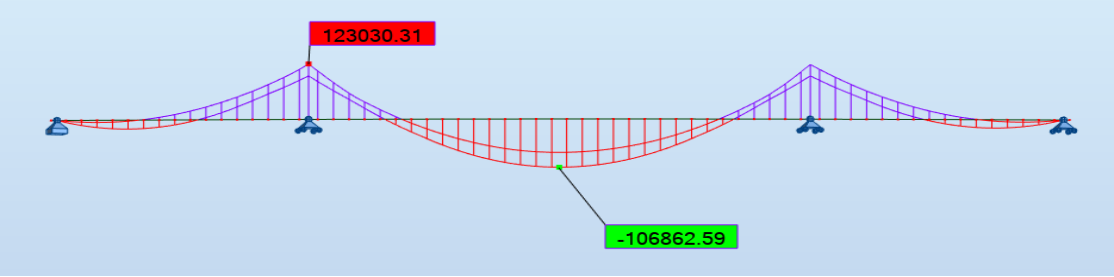


Figure V. 18 Moment max à l'ELS.

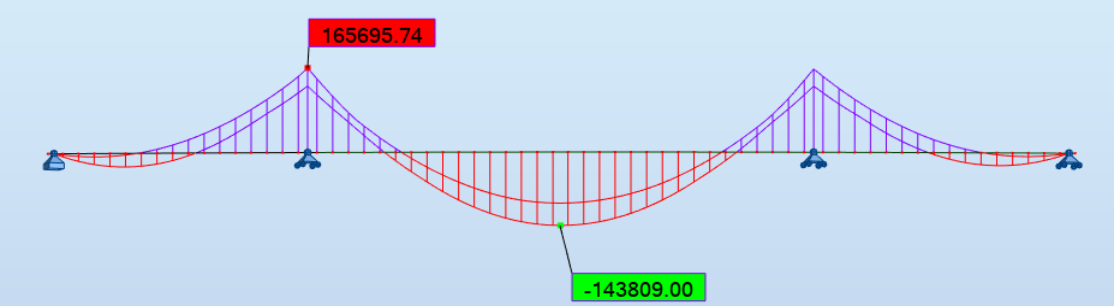


Figure V. 19 Moment max à l'ELU.

V.3.2.4 Détermination du nombre de câbles de continuité en la travée principale :

Les câbles de continuités seront calculés avec le moment max positif à L'ELS du a la combinaison la plus défavorable, dans notre cas la combinaison qui donne le moment max est :

$$\mathbf{G + 1.2AL_4 + 0.6T} \rightarrow \mathbf{M_{max} = 106862.59\ KN.m}$$

On applique les formules suivantes pour déterminer :

- Les efforts de précontraintes

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{M \times V'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V'}{I}} \quad \mathbf{avec\ \ e = V' - d}$$

- Le nombre de câbles :

$$n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P) \times P0}$$

Avec :

- M : le moment fléchissant du a la combinaison de AL_4
- V' : distance du CDG de la section a la fibre inférieure
- P : l'effort de la précontrainte
- ΔP : les pertes estimées a 25%

On prend comme exemple de calcul la FIN V15

Application Numérique

M = 106862.59 KN.m (combinaison ELS : G + 1.2AL_4 + 0.6T)
V' = 1.92m; d = 0.15m; e = 1.77m;
I = 14.15m^4 ; S= 10.95m^2
P_0 = 2678.4 KN ; ΔP=0.25 ; → P = 43741.64 KN
N = 21.95 → N retenu = 22 câbles de 12T15s

La travée principale est la travée la plus sollicité, le tableau suivant résume le nombre de câble de continuités nécessaire dans chaque fin voussoir pour cette travée :

Tableau V. 10 Nombre de câbles par voussoir pour la travée principale.

Section	M (MN.m)	H (m)	V'(m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
FIN V4	-.9.33	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	-3.82	0	0
FIN V5	12.65	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	5.18	2.60	4
FIN V6	28.81	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	11.79	5.92	6
FIN V7	43.43	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	17.78	8.92	10
FIN V8	57.44	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	23.51	11.80	12
FIN V9	69.75	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	28.55	14.33	16
FIN V10	80.31	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	32.87	16.50	18
FIN V11	89.1	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	36.47	18.30	20
FIN V12	96.13	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	39.35	19.75	20
FIN V13	101.4	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	41.51	20.83	22
FIN V14	104.9	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	42.94	21.55	22
FIN V15	106.86	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	43.74	21.95	22
FIN V15	106.86	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	43.74	21.95	22
FIN V14	104.9	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	42.94	21.55	22
FIN V13	101.4	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	41.51	20.83	22
FIN V12	96.13	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	39.35	19.75	20
FIN V11	89.1	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	36.47	18.30	20
FIN V10	80.31	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	32.87	16.50	18
FIN V9	69.75	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	28.55	14.33	16
FIN V8	57.44	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	23.51	11.80	12
FIN V7	43.43	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	17.78	8.92	10
FIN V6	28.81	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	11.79	5.92	6
FIN V5	12.65	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	5.18	2.60	4
FIN V4	-9.33	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	-3.82	0	0

❖ Disposition des câbles :

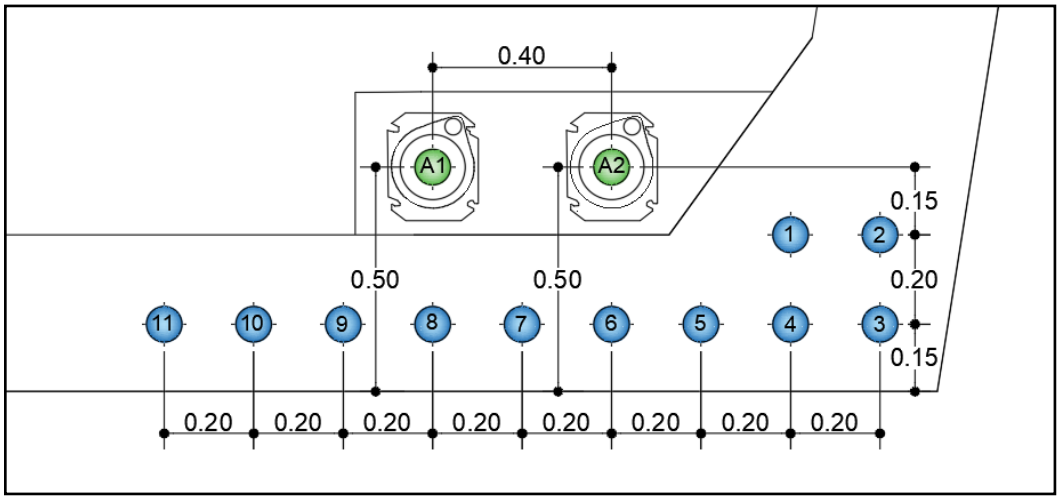


Figure V. 20 Disposition des câbles de continuités de travée principale.

❖ Tracé des câbles :

Les équations et les paramètres du tracé en plan et en élévation sont présenté sur les tableaux suivants :

Tableau V. 11 L'allure de tracé en plan des câbles de continuités de la travée principale.

Cables	Zi (m)	Z i+1(m)	Xi (m)	Ri (m)	β	Z(X)
C6-C8	Rectiligne en plan					
C1-C4-C5	0.4	0.2	1.05	2.756	0.364	$0.4 - 0.181\ X^2$
C2-C3-C11	0.6	0.3	1.05	1.838	0.519	$0.6 - 0.272\ X^2$
C7-9	0.2	0.1	1.05	1.838	0.519	$0.2 - 0.091\ X^2$
C10	0.8	0.4	1.05	1.378	0.651	$0.8 - 0.362\ X^2$

Tableau V. 12 L'allure de tracé en élévation des câbles de continuités de la travée principale.

Cables	d0 (m)	d1 (m)	L (m)	Ri (m)	α rad	Y(X)
C1-C2	0.25	0.5	2.1	8.82	0.2337	$0.25 + 0.307\ X^2$
C3-C4-C5-C6-C7-C8-C9-C10-C11	0.15	0.5	2.1	6.3	0.3218	$0.15 + 0.229\ X^2$

❖ Présentation graphique du tracé des câbles :

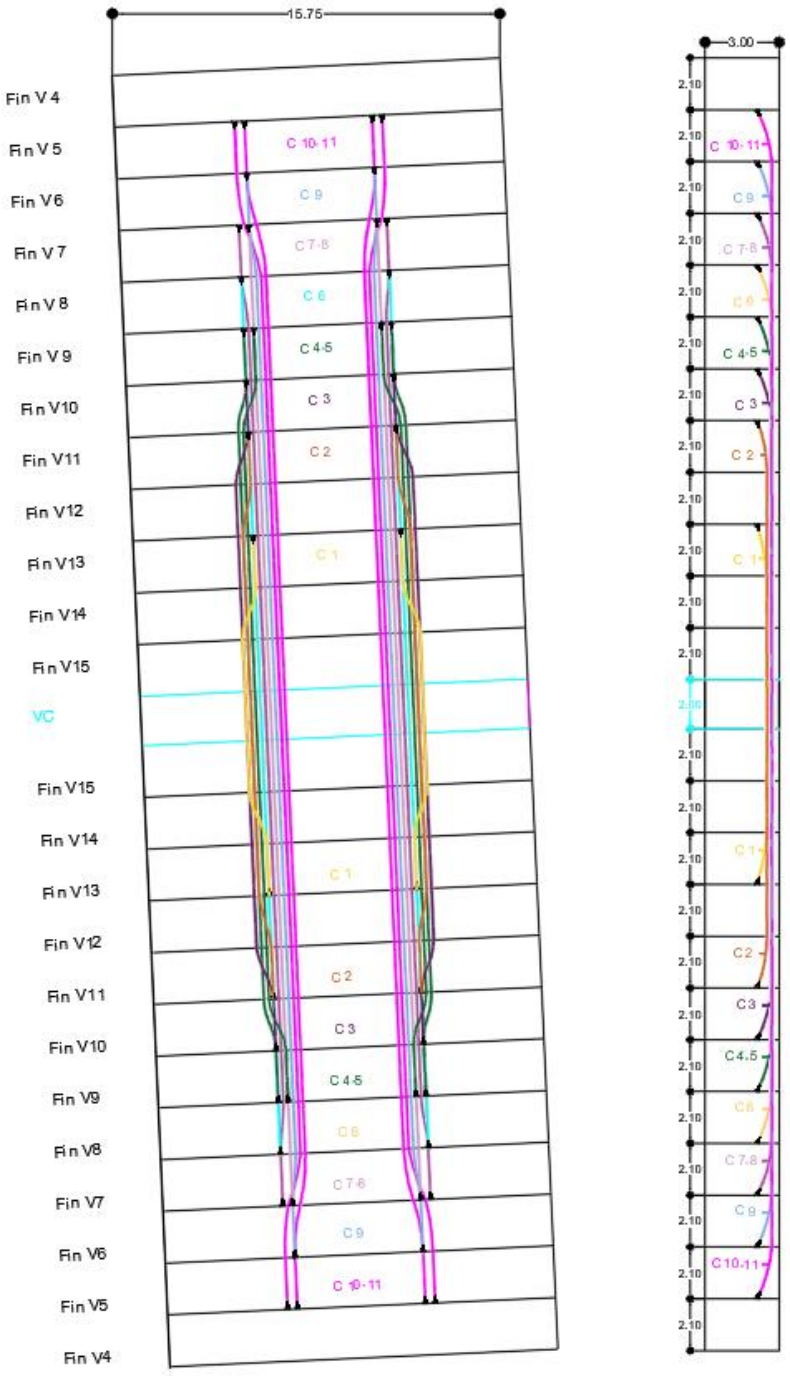


Figure V. 21 Tracé en plan et en élévation des câbles de continuité de la travée principale.

V.3.2.5 Détermination du nombre de câbles de continuités en travée de rive :

Pour solidariser la travée de rive, des câbles de continuités sont nécessaire, ces câbles ont le même rôle et les même démarche (formule) de calculs que ceux de la travée principale.

On prend comme exemple de calcul la FIN V12 :

Application Numérique :

M = 19805.25 KN.m (combinaison ELS : G + 1.2AL_4 + 0.6T)
V' = 1.92m; d = 0.15m; e = 1.77m;
I = 14.15m^4 ; S= 10.95m^2
P_0 = 2678.4 KN ; ΔP=0.25 ; → P = 8106.8 KN
N = 4.035 → N retenu = 6 câbles de 12T15

Le tableau suivant résume le nombre de câble de continuités nécessaire dans chaque fin voussoir pour cette travée rive :

Tableau V. 13 Nombres des câbles de continuités par voussoir pour la travée de rive.

Section	M (MN.m)	H (m)	V'(m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus	N arête
Début Vc	0	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	0.00	0.00	0	2
Fin Vc	4.57	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	1.87	0.94	2	2
FIN V15	11.28	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	4.62	2.32	4	0
FIN V14	16.06	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	6.57	3.30	4	0
FIN V13	18.897	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	7.74	3.88	4	2
FIN V12	19.805	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	8.11	4.07	6	6
FIN V11	18.897	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	7.74	3.88	4	2
FIN V10	16.06	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	6.57	3.30	4	0
FIN V9	11.28	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	4.62	2.32	4	0
FIN V8	4.57	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	1.87	0.94	2	2
FIN V7	-4.57	3.00	1.92	14.15	10.95	1.77	-1.87	-0.94	0	2

❖ Disposition des câbles :

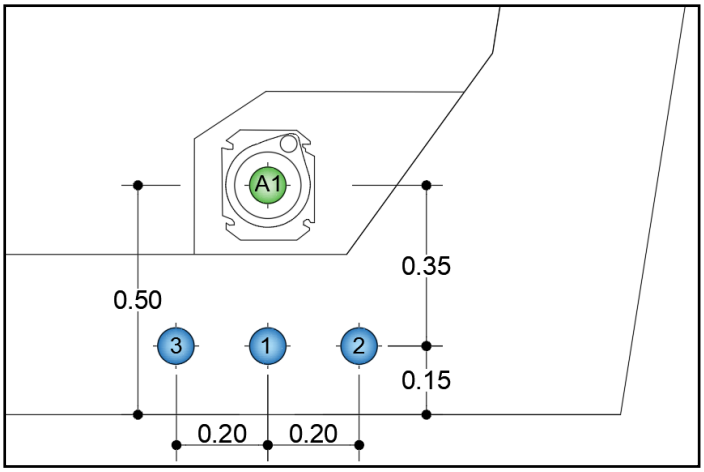


Figure V. 22 Disposition des câbles de continuités de la travée de rive.

❖ Tracé des câbles :

Les équations et les paramètres du tracé en plan et en élévation sont présenté sur les tableaux suivants :

Tableau V. 14 L'allure de tracé en plan des câbles de continuités de la travée de rive.

Cables	Zi (m)	Z i+1(m)	Xi (m)	Ri (m)	β rad	Z(X)
C1-C3	Rectiligne en plan					
C2	0.2	0.1	1.05	5.5125	0.1882	$0.2 - 0.091\ X^2$

Tableau V. 15 L'allure de tracé en élévation des câbles de continuités de la travée de rive.

Cables	d_0 (m)	d_1 (m)	L (m)	R_i (m)	α rad	Y (X)
C1-C2-C3	0.15	0.5	2.1	6.3000	0.3218	$0.15 + 0.229\ X^2$

❖ Présentation graphique de tracé des câbles :

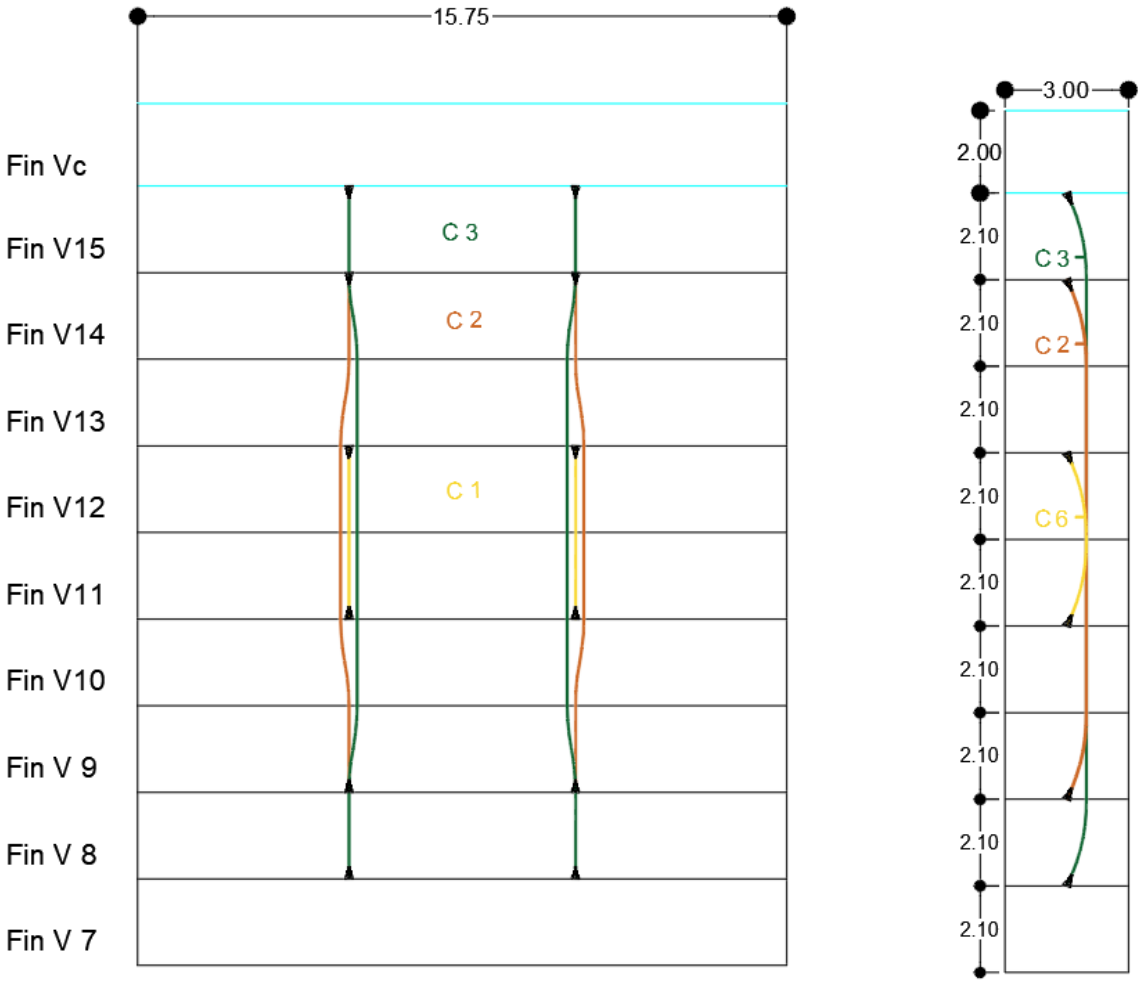


Figure V. 23 Tracé en plan en élévation des câbles de continuités de la travée de rive.

V.3.3 Evaluation des pertes de la précontraintes :

La force de la précontrainte dans les armatures d'un élément en béton précontraint tend à diminuer, à la fois dans le temps et instantanément, cette diminution est due à plusieurs phénomènes, attribués au comportement du matériau, au mode de précontrainte et au procédé de mise en tension.

V.3.3.1 pertes de tension instantanées :

Elles se produisent au moment de la mise en tension des câbles et on distingue :

- Pertes de tension par frottement $\Delta\boldsymbol{\sigma_{\varphi}}$
- Pertes de tension par recul de l'ancrage $\Delta\boldsymbol{\sigma_g}$
- Pertes de tension par déformation instantané du béton $\Delta\boldsymbol{\sigma_e}$

❖ Pertes de tension par frottement :

Ces pertes se manifestent à la suite d'un frottement droit ou de courbure des câbles sur la gaine lors de la mise en tension, et il se détermine selon la formule suivante :

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_{\varphi}}(\mathbf{x}) = \boldsymbol{\sigma_{P0}} \times (\mathbf{1} - \boldsymbol{e}^{-(\mathbf{f}\times\boldsymbol{\theta} + \boldsymbol{\varphi}\times\mathbf{x}))})$$

Avec :

- $\boldsymbol{\sigma_{p0}}$**:** la tension à l' origine, $\boldsymbol{\sigma_{p0}}$ **= 1488 MPa**
- **e** : la base des logarithmes népériens.
- **f** : coefficient de frottement, **f = 0,20 rad-1**
- **θ** (**rd**): somme des déviations angulaires du câble sur la distance x.
- $\boldsymbol{\varphi}$ **= 0,003:** coefficient de frottement en ligne, $\boldsymbol{\varphi}$ **= 0,003 m-1**
- **X** : la distance de la section considérée (m).

Dans la phase de construction, le câbles subit des déviations **α** en élévation et β en plan d'où la variation **θ** égale a :

- **θ = α + β** lorsque les déviations se succèdent**.**
- **tg θ =** $\sqrt{\mathbf{tg^2\alpha + tg^2\beta}}$ lorsque les déviations ont lieu simultanément.

❖ Pertes de tension par le recul de l'ancrage :

Ces pertes se manifestent suite au glissement de l'armature par rapport à son ancrage, au tassement et à la déformation de l'ancrage. L'influence de cette diminution de tension dans le câble s'atténue au fur et à mesure que l'on s'éloigne de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d », et est définie comme suit :

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_g}(\mathbf{x}) = \mathbf{2} \times \boldsymbol{\sigma_{P0}} \times \mathbf{k}\,(\mathbf{d} - \mathbf{x}) \text{ avec } \boldsymbol{k} = \boldsymbol{f} \times \frac{\boldsymbol{\theta}}{\boldsymbol{l}} + \boldsymbol{\varphi} \text{ et } \mathbf{d} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{Ep} \times \boldsymbol{g}}{\boldsymbol{\sigma P0} \times \mathbf{k}}}$$

❖ Pertes de tension dus au raccourcissement du béton :

La mises en tension des câbles est successives, alors ce fait de ne pas tendre en même temps provoque une perte de tension, en effet la mise en tension du premier câble va entraîner un raccourcissement dans le béton, de même lors de mise en tension du deuxième câble et ainsi de suite.

Pour cela on a une valeur moyenne de ces pertes qui vaut :

$$\Delta\sigma e(x) = \frac{n-1}{2n} Ep \times \frac{\sigma b}{Eb}$$

Selon le BPEL on aura une formule simplifier :

$$\Delta\sigma_e = \frac{1}{2} \times \frac{Ep}{Eb} \sigma_b \text{ avec } \frac{Ep}{Eb} = 5.28 \text{ d'où : } \Delta\sigma e = 2.64 \times \sigma_b(x)$$

$$\text{et } \sigma_b(x) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M \times e}{I}$$

Avec :

- σ_b : contrainte finale du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes.
- E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.
- E_{bi} : module de déformation instantanée du béton.
- **P** : effort de précontrainte, **P = P0 (1 - ΔP).**
- M_p : moment dû au poids propre.

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

V.3.3.2 Pertes de tension instantanées différés :

La tension dans les câbles s'atténue progressivement au cours du temps, et on distingue :

- Les pertes de tension dues au retrait.
- Les pertes de tension dues au fluage du béton.
- Les pertes de tension dues à la relaxation des aciers.

❖ **Pertes par retrait :**

Au cours de son durcissement le béton subit une diminution de volume dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : **εr [1 – r (t0)]**. Alors : $\Delta\sigma_r$ **= Ep εr [1 – r (t0)].**

Plus souvent, on peut négliger la valeur **r (t_0)** devant 1, ce qui donne **: $\Delta\sigma r \approx$ Ep εr**

Avec :

- **εr**: retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée (humide).
- **r (t)** : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

❖ Pertes par fluage :

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante. A la différence du retrait, le fluage commence au moment du chargement et se développe pendant la durée d'application de ce dernier.

- La perte par fluage vaut : $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$
- La déformation finale de fluage : $\varepsilon_f = \frac{\sigma M - \sigma b}{Eb}$

Avec :

- **σ_M:** contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le **BPEL** cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1.5 \times \sigma_b$

  D'où : $\Delta\sigma_{fl}(x) = 2.5 \times \sigma_b(x) \times \frac{Eb}{Eij}$

❖ **σ_b:** contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

❖ Pertes par relaxation :

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension. Cette perte dépend de l'acier et de son traitement. La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$\Delta\sigma\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}\,(\mu - \mu_0) \times \sigma i(x)$, avec: $\mu = \frac{\sigma i(x)}{fprg}$

ρ_{1000} **(%) = 2,5 %** : relaxation garantie à 1 000 h.

μ_0 **:** coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation(TBR).

$\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

❖ Les pertes différées finales :

Les pertes différées finales seront évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_\rho$$

V.3.3.3 les pertes totales :

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanés et différés :

$$\Delta\sigma_t = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$$

V.3.3.4 Applications sur les câbles de fléau

❖ Exemple de calcul :

On prend comme exemple les câble C 4-7 a la fin de **VSP**.

Application numérique

- Pertes par frottement :

$\beta = 0.188$ rad ; $\alpha = 0.234$ rad → $\theta = 0.422$ rad

$\varphi = 0{,}003\ m^{-1}$

$f = 0{,}20\ rd^{-1}$

$\sigma_{p0} = 1\ 488$ MPa

$\Delta\sigma_{\varphi} = 142.60$ MPA

- Pertes par recul d'ancrage :

EP = 190 000 MPa

l = 2.1 m; x = 5.45 m

g = 0.002 m.

$\theta = 0.422$ rad.

Ce qui donne : d = 3.46m et **$\Delta\sigma_g = 23.36$ MPA**

- Pertes par raccourcissement du béton :

$M_p = 135.42$ MN.m ; n = 42 câbles.

$\Delta P_{\varphi+g} = 9.41$ %

$P_0 = 2{,}68$ MN → P = 2.43 MN

e = 0.849 m ; B = 10.95 m^2 ; I = 14.15 m^4

$\Delta\sigma_e = 22.42$ MPa

- Pertes par retrait :

$\xi r = 2\times10^{-4}$

$\Delta\sigma_r = 38$ MPa

- Pertes par fluage :

$M_p = 135.42$ MN.m ; n = 42 câbles

$\Delta P_{Ins} = 10.92$ %

$P_0 = 2.68$ MN

e = 0.849 m ; B = 10.95 m^2 ; I = 14.15 m^4

$E_p = 190\ 000$ MPa ; $E_{bi} = 35\ 981{,}73$ MPa

$\Delta\sigma_{fl} = 112.06$ MPA

- Pertes par relaxation :

$\sigma i = 1\ 348{,}21$ MPa

$f prg = 1\ 860$ MPa.

$\rho_{1\ 000} = 2.5$ %.

$\mu_0 = 0.43$

$\mu = 0.713$

$$\Delta\sigma_{\rho} = 56.21 \text{ MPA}$$

Un calcul plus détailler dans L'Annexe C.

Les résultats finaux sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 16 Les pertes de tension moyenne des câbles de fléau.

Section	$\Delta\sigma_{inst}$ MPA	$\Delta\sigma_{def}$ MPA	$\sum\Delta\sigma$ MPA	$\sum\Delta\sigma$ %
AXE VSP	165.27	205.24	370.51	**24.90%**
FIN VSP	162.43	196.89	359.32	24.15%
FIN V1	157.01	182.81	339.82	22.84%
FIN V2	153.77	169.55	323.32	21.73%
FIN V3	150.64	153.72	304.36	20.45%
FIN V4	152.30	141.73	294.02	19.76%
FIN V5	151.91	130.64	282.56	18.99%
FIN V6	150.64	124.89	275.53	18.52%
FIN V7	170.05	114.71	284.77	19.14%
FIN V8	144.33	111.84	256.17	17.22%
FIN V9	154.93	104.19	259.12	17.41%
FIN V10	138.80	101.85	240.64	16.17%
FIN V11	129.45	99.42	228.87	15.38%
FIN V12	147.16	94.27	241.44	16.23%
FIN V13	13.80	110.92	124.72	8.38%
FIN V14	24.32	108.16	132.48	8.90%
FIN V15	108.54	95.77	204.31	13.73%

❖ CONCLUSION :

Après ces calculs en constate que les pertes totales calculer sont proches à celles supposés au début (25%), alors pour la suite de calcul en prend **$\Delta\sigma$ = 24.9%.**

V.3.4 Vérifications des contraintes normales :

L'application de la précontrainte engendre l'apparition de contraintes normales en fibres supérieures et inférieures en phase de construction comme en phase de service, alors on doit vérifier, que les contraintes normales dans chaque section restent inférieures aux valeurs limites admissibles :

$\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$.

d'où : $\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe+M}{I} y$

Avec :

- **P** : effort de précontrainte.
- **B** : surface de la section considérée.
- **I** : inertie de la section considérée.
- **e** : excentricité du câble de précontrainte moyen.
- **M** : moment extérieur.
- **y** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

V.3.4.1 Vérification des contraintes en phase de construction :

- $\sigma_{bc} = 0,6 \times fc28 = 0,6 \times 35 = 21$ **MPa;**
- $\sigma_{bt1} = -1,5 \times ft28 = 1,5 \times 2,7 = -4,05$ **MPa,** hors section d'enrobage;
- $\sigma_{bt2} = -0,7 \times ft28 = 0,7 \times 2,7 = -1,89$ **MPa**, en section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 17 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Section	N cables	M (MN.m)	V'(m)	V (m)	I (m^4)	S (m^2)	e_{moy} (m)	P (MN)	σsup (MPa)	σinf (MPa)	OBS
Axe VSP	42	172.10	1.92	1.08	14.15	10.95	0.85	84.14	13.16	-1.99	**Verf**
Fin VSP	38	159.41	1.92	1.08	14.15	10.95	0.85	77.93	11.91	-1.80	**Verf**
Fin V01	34	139.18	1.92	1.08	14.15	10.95	0.84	68.31	10.61	-1.54	**Verf**
Fin V02	30	120.32	1.92	1.08	14.15	10.95	0.83	59.31	9.32	-1.28	**Verf**
Fin V03	26	102.83	1.92	1.08	14.15	10.95	0.78	52.03	7.87	-0.74	**Verf**
Fin V04	22	86.72	1.92	1.08	14.15	10.95	0.76	44.44	6.58	-0.48	**Verf**
Fin V05	18	71.97	1.92	1.08	14.15	10.95	0.72	37.59	5.28	-0.21	**Verf**
Fin V06	14	58.60	1.92	1.08	14.15	10.95	0.75	30.05	4.18	-0.30	**Verf**
Fin V07	12	46.60	1.92	1.08	14.15	10.95	0.74	24.04	3.56	-0.22	**Verf**
Fin V08	10	35.98	1.92	1.08	14.15	10.95	0.75	18.53	2.97	-0.19	**Verf**
Fin V09	8	26.72	1.92	1.08	14.15	10.95	0.71	14.02	2.34	-0.08	**Verf**
Fin V10	6	18.84	1.92	1.08	14.15	10.95	0.71	9.89	1.75	-0.05	**Verf**
Fin V11	4	12.33	1.92	1.08	14.15	10.95	0.70	6.49	1.16	-0.03	**Verf**
Fin V12	2	7.19	1.92	1.08	14.15	10.95	0.70	3.80	0.58	-0.01	**Verf**
Fin V13	2	3.42	1.92	1.08	14.15	10.95	0.72	1.78	0.59	-0.03	**Verf**
Fin V14	2	1.02	1.92	1.08	14.15	10.95	0.72	0.53	0.59	-0.03	**Verf**
Fin V15	0	0.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.67	0.00	0.00	0.00	**Verf**

V.3.4.2 Vérification des contraintes en phase de service :

Dans cette phase on distingue deux états de vérifications :

- **Etat à vide** : on prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- **Etat en charge** : on prend en considération les charges et surcharges.

  - ✓ $\sigma_{bc} = 0,6 \times fc28 = 0,6 \times 35 = 21$ **MPa;**
  - ✓ $\sigma_{bt1} = -1,5 \times ft28 = -1,5 \times 2,7 = -4,05$ **MPa,** hors section d'enrobage;
  - ✓ $\sigma_{bt2} = -1.0 \times ft28 = -1.0 \times 2,7 = -2.7$ **MPa**, en section d'enrobage.

Les résultats sont mentionnés dans L'Annexe C.

V.3.5 Armature des zones tendues :

Selon le **BPEL (Art.6.1,32)** on doit disposer une section d'armature passive minimal As dans les zones ou on a des tractions du béton.

$$\mathbf{As} = \frac{Bt}{1000} + \left(\frac{N_{bt}}{fe} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}\right)$$

Avec :

- B_t : aire nette de la section du béton en traction.
- σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
- N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

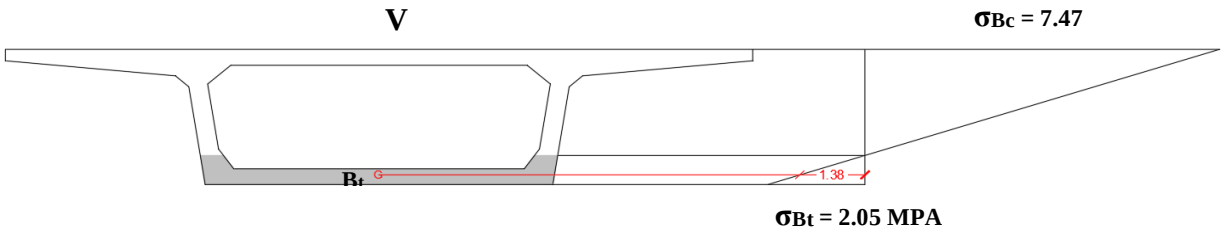


Figure V. 24 : Diagramme des contraintes a x = 90.5m

On a :

$B_t = 2.92\ m^2$; $\sigma_{Bt} = 2.05$ MPA **;** $\sigma_{NBt} = 1.48$ MPA ➔ $N_{Bt} = 4.32$ MN

$$\mathbf{As} = \frac{2.92}{1000} + \left(\frac{4.32}{500} \times \frac{2.7}{2.05}\right) \rightarrow \quad \mathbf{As = 142.9\ cm^2\ (19.65\ cm^2/ml)}$$

Alors on prend : **4 HA 25 /ml** avec **e = 25 cm**.

V.3.6 Vérification des contraintes tangentiels :

V.3.6.1 Vérification vis-à-vis à l'ELS :

Dans une poutre caisson, l'âme est le parti la plus sollicitée en effort tranchant.

V.3.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant :

❖ Effort tranchant dus aux charges extérieures :

L'effort tranchant extérieur est calculé, sous la combinaison de charge maximale à l'ELS (G+1.2Al$_4$+0.6T). Ce calcul est effectué à l'aide d'un outil informatique.

Pour une poutre continue, Il n´y a pas lieu de justifier vis-à-vis de l´effort tranchant les sections situées à une distance inférieure à **h/2** d´un appui intermédiaire.

❖ Effort tranchant due à la de précontrainte :

Pour une poutre précontrainte par un ensemble d'armatures d'intensité P et d'inclinaison α a la fibre moyenne, on a : $\mathbf{V_p = P \times \sin(\alpha)}$

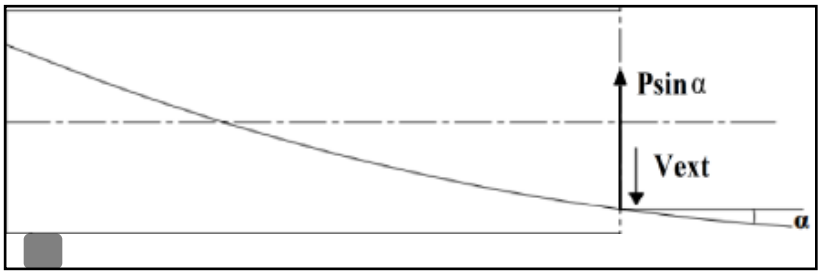


Figure V. 25 : Effort de précontrainte

Pour cet effet on aura un effort tranchant réduit : $\mathbf{V_{red} = V_{ext} - V_p}$

V.3.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Pour la justification des contraintes de cisaillement, on doit vérifier les deux conditions :

$$\tau^2 \leq 0.4 \times f_{tj} \times \left[f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right] \quad \rightarrow \quad \textbf{non rupture par fissuration}$$

$$\tau^2 \leq 2 \frac{ftj}{fcj} (0.6 \times f_{cj} - \sigma_x)\left[f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x\right] \quad \rightarrow \quad \textbf{non rupture par compression-cisaillement}$$

Avec :

$$\tau = \frac{Vred \times Sn}{In \times bn}; \quad \sigma_x = \frac{Psin(\alpha)}{Bn}$$

- τ : contrainte de cisaillement maximale réduite de service
- σ_x : contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette

- **B_n** : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.
- **V_{red}** : effort tranchant maximal réduit de service.
- **S_n** : moment statique nette de la section nette située au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale.
- **I_n** : le moment d'inertie nette.
- **b_n** : l'épaisseur nette obtenue en soustrayant de l'épaisseur brute la somme de tous les évidements se trouvant au niveau considéré, exception faite des conduits injectés qui ne sont comptés que pour leur demi-diamètre. On doit compter au-moins un conduit.

Application numérique :

$P_0 = 2.68$ MN ; $\Delta P = 24.9\%$; $n' = 38$ câbles → $P' = n' \times P_0(1-0.249)$

$\alpha_{moy} = 0.151$ rad ; $V_{ELS} = 12.975$ MN → $V_p = P \times \sin(\alpha)$ → $Vred = V_{ELS} - V_P$

$n = 42$ → $P = n \times P_0(1-0.249)$

$Bn = 10.74$ m2 ; $b_n = 2 \times (e_a - 0.5\phi)$; $I_n = 13.99$ m4 ; $S_n = 11.71$ m3

$f_{c28} = 35$ MPA ; $f_{t28} = 2.7$ MPA

Tableau V. 18 : Résultats des vérifications des contraintes de cisaillement à l'ELS

h/2 (m)	P' (MN)	Vp (MN-	Vred (MN)	P (MN)	σx (MPA)	τ1 (MPA)	τ2 (MPA)	τmax (MPA)	OBS
1.5	76.44	11.46	1.51	84.48	7.78	**2.92**	**4.01**	**1.60**	**Verf**

On a :

$\tau_{max} < \tau$ → les contraintes de cisaillement sont bien vérifier dans la section étudier.

V.3.6.2 Vérification vis-à-vis à l'ELU :

La justification des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

❖ Les bielles comprimées :

Elles consistent à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau u}{\sigma x - \sigma y} \text{ ; avec } \beta_u \geq 30°$$

- **σx, σy:** représentent les contraintes normales au niveau de G. $\sigma x = \frac{P \times \cos(\alpha)}{Bn}$; $\sigma y = 0$
- **τ_u:** contrainte tangentielle ultime. $\tau_u = \frac{Vu\,red \times Sn}{In \times bn}$
- **$V_{u\,red}$:** est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.

La justification de la compression de la bielle de béton se fait par la formule :

$\tau_u \leq \frac{0.85\, fc28}{3\gamma b} \sin(2\beta_u)$; si : $\beta_u = 30°$, alors on obtient :

$$\tau_u \leq \frac{fc28}{4\gamma b}$$

Application numérique :

V_{ELU} = 16.45 MN ; $Vu_{red} = V_{ELU} - V_p$

Bn = 10.74 m2 ; $b_n = 2 \times (e_a - 0.5\phi)$; I_n = 13.99 m4 ; S_n=11.71 m3

βu = 0.467 rad → βu = 26.78° alors on prend βu = 30 deg

Tableau V. 19 Résultats des vérifications des bielles comprimées de béton.

h/2 (m)	Vp (MN)	Vred (MN)	τu (MPA)	σx (MPA)	σy (MPA)	β_u (Rad)	$\beta_{u\,min}$ (Rad)	τu lim (MPA)	OBS
1.5	11.46	4.99	**5.27**	7.78	0	0.467	0.52	**5.73**	**Verf**

On a :

$\tau_{u\,red} < \tau_{u\,lim}$ → les bielles comprimées de béton sont vérifier

❖ La résistance des armatures transversales :

Comprenant la détermination de la section des armatures transversale A_t, donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{bn \times S_t \times \gamma s} \geq [\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}] \times tg\beta$$

Avec :

- A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
- 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.
- γ_s = 1,15: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
- b_n : largeur nette de la section d'appui.

Le minimum d'armature qu'il faut disposer est donné par l'équation : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{bn \times \gamma s}{fe}$

Application numérique :

τ_u = 5.27 MPa ; f_{t28} = 2.7 MPa ; fe = 500 MPa ; γ_s = 1.15 ; b_n = 1 m ; β_u = 30°

$\frac{A_t}{S_t} \geq$ **46.42 cm²/m**

$(\frac{A_t}{S_t})_{min} \geq$ **11.04 cm²/m**

V.4 ETUDE TRANSVERSALE :

La section tubulaire (caisson), présente une grande résistance aux moments de torsion et qui assure une transmission directe des charges verticales aux appuis, ainsi sa résistance à la flexion longitudinale fournie par ses deux hourdis. Pour cette raison cette section est la mieux adaptée à la construction par encorbellement successif.

Pour l'analyse transversale, l'étude se fait sur les deux sections, sur pile et sur clé car là où on aura des moments de flexion maximaux. Dans notre cas on a une seule section à vérifier.

V.4.1 Evaluation des efforts :

V.4.1.1 Modélisation :

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre), appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis (double-simple) à l'extrémité de chaque âme. Pour chaque voussoir on prendra une longueur unitaire égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie.

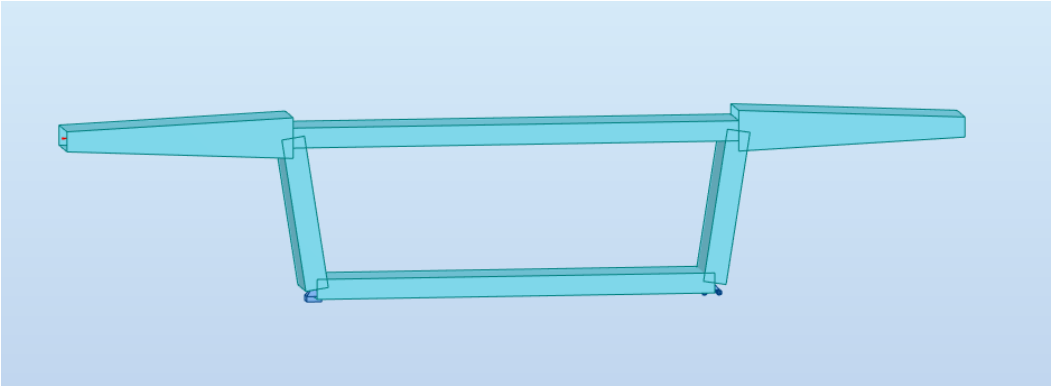


Figure V. 26 Vu 3D du caisson modélisé sur le logiciel.

V.4.1.2 Déterminations des sollicitations :

Les charges et les combinaisons à considérer sont les même que celles utilisé dans l'évaluations des efforts longitudinaux en services.

Le voussoir devra être ferraillé sous un moment propre à la combinaison la plus défavorables, ces combinaisons sont celles énumérées dans **le tableau V. 7**.

V.4.1.3 Résultats :

Les combinaisons qui ont données les sollicitations les plus défavorables :

A **l'ELS** : G + 1.2Bt (2V) et a **l'ELU** : 1.35G + 1.6Bt (2V)

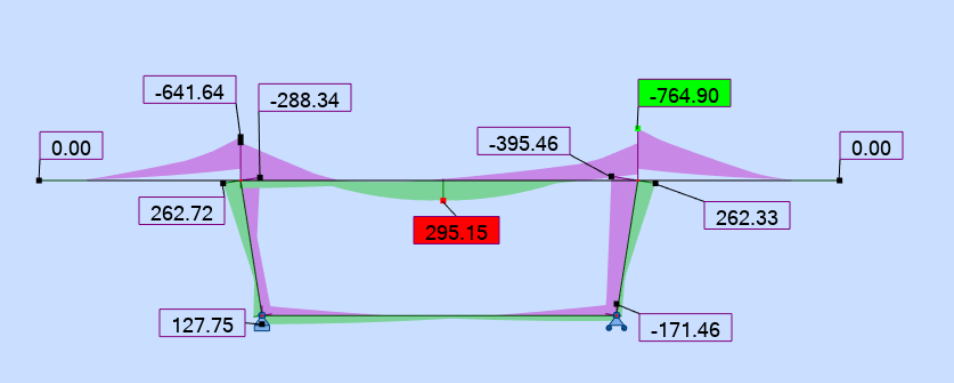


Figure V. 27 Le moment maximum a l'ELU.

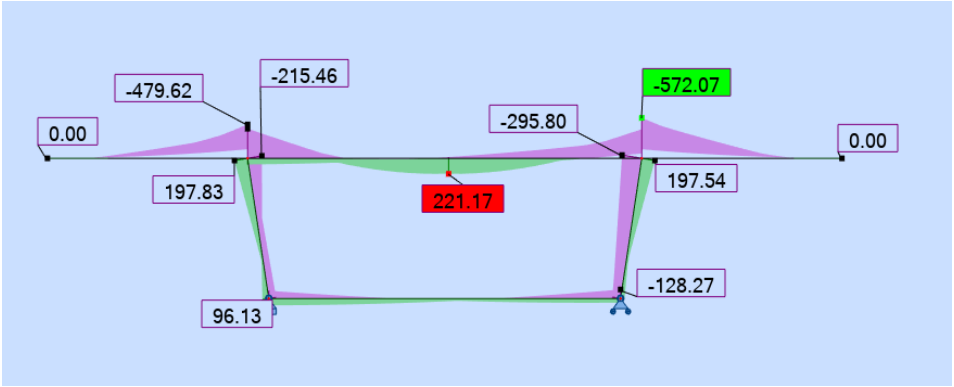


Figure V. 28 Le moment maximum a l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant **:**

Tableau V. 20 Les efforts extrême dans le voussoir.

	Mmax (KN.m)		Mmin (KN.m)		Nmax (KN)	
	Multime	Mservice	Multime	Mservice	Nultime	Nservice
Hourdis supérieure	295.15	221.17	-764.9	-572.07	/	/
Hourdis inférieure	127.75	96.13	-171.46	-128.27	/	/
Ame	262.72	197.83	-304	-227.19	763.2	570.69

IV.4.2 Ferraillage :

Pour un ferraillage adéquat nous allons subdiviser le voussoir en plusieurs éléments, définis ci-dessous :

- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

On néglige l'effet de la torsion par ce que notre rayon est très grand (R = 1100 m)

V.4.2.1 Exemple de calcul du ferraillage de l'hourdis supérieur :

Les fissurations sont jugées préjudiciables, de ce fait, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

❖ Nappe inferieure :

Application numérique :

b= 1m; h= 0.35m; c= 0.05m; M_{ser} = 221.17 KN.m

d= 0.9 × h → **d**= 0.315 m; σ_b = 21 MPA; σ_s = 250 MPA

X= $\frac{15\times\sigma_b}{15\times\sigma_b+\sigma_s}\times d$ → **X**= 0.175 m; **Z**= $d-\frac{X}{3}$ = 0.256 m; M_1= 0.5.b.X.σ_b.Z

M_1 = 470.4 KN.m → $M_{ser} < M_1$ → **Section Sans Armature Comprimées (S S A C)**

As = $\frac{Mser}{Z\times\sigma s}$ **= 34.56 cm²** → **on prend une nappe de 8HA 25 /ml**

A $_{(C.N.f)}$ **= 0.23**$\times\frac{ftj}{fe}\times b\times d$**= 3.91 cm² < As** → **condition vérifier**

❖ Nappe supérieure :

Application numérique :

h= 0.6 m ; d=0.54 m; X=0.3 m; Z= 0.44m; M_1 = 1389.78 KN.m

M_{ser} = 572.07 KN.m < M_1 → **Section Sans Armature Comprimées (S S A C)**

As = $\frac{Mser}{Z\times\sigma s}$ **= 52.05 cm²** → **on prend une nappe de 8HA 32 /ml**

A $_{(C.N.f)}$ **= 6.71 cm² < As** → **Condition vérifier**

❖ **Ferraillage longitudinale**

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

A_{Sl} = $\frac{Ast}{3}$ **= 17.35 cm²** → **on pend 12HA 14 /ml**

V.4.2.2 Exemple de calcul du ferraillage de l'Ame

❖ Nappe externe :

Application numérique :

$e_0 = \frac{Mu}{Nu}$ = 0.34 m > 0.45*d = 0.14 m → **Section Partiellement Comprimée (SPC).**

M_{ua} = M_u + Nu(d - h/2) = 370 KN.m ; **M_{sera} = M_{ser} + Nser(d - h/2)** = 278KN.M

$\mu_a = \frac{Mua}{bd^2\, fbu}$ = 0.188 ; $\gamma = \frac{Mua}{Msera}$ = 1.35 → μ_c = 0.297

$\mu_a < \mu_c$ → **Section sans armature comprimées**

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-\mu a}}{0.8}$ = 0.262 ; **z = d(1 - 0.4 α)** = 0.28 m

μ_a > 0.186 → $\varepsilon_s = 3.5\times10^{-3}\left(\frac{1}{\alpha} - 1\right) = 9.8 \times 10^{-3} > \varepsilon_{es}$ → $\sigma_s = f_e / 1.15$ = 435 MPA

$As = \frac{Mua}{z\times\sigma s} - \frac{Nu}{\sigma s}$ = 12.58 cm^2 → **on prend une nappe de 7HA 16 /ml**

$A_{min} = 0.23 \times \left(\frac{ft28}{fe}\right) b \times d \times \left(\frac{e-0.45d)}{e-0.185d)}\right.$ = 2.77 cm^2 → Condition vérifier.

❖ Nappe interne :

Application numérique :

$e_0 = \frac{Mu}{Nu}$ = 0.398 m > 0.45*d = 0.14 m → **Section Partiellement Comprimée (SPC).**

M_{ua} = M_u + Nu(d - h/2) = 411 KN.m ; **M_{sera} = M_{ser} + Nser(d - h/2)** = 307 KN.m

$\mu_a = \frac{Mua}{bd^2\, fbu}$ = 0.209 ; $\gamma = \frac{Mua}{Msera}$ = 1.35 → μ_c = 0.297

$\mu_a < \mu_c$ → **Section sans armature comprimées**

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-\mu a}}{0.8}$ = 0.296 ; **z = d(1 - 0.4 α)** = 0.278 m

μ_a > 0.186 → $\varepsilon_s = 3.5\times10^{-3}\left(\frac{1}{\alpha} - 1\right) = 8.3 \times 10^{-3} > \varepsilon_{es}$ → $\sigma_s = f_e / 1.15$ = 435 MPA

$As = \frac{Mua}{z\times\sigma s} - \frac{Nu}{\sigma s}$ = 16.46 cm^2 → **on prend une nappe de 7HA 20 /ml**

$A_{min} = 0.23 \times \left(\frac{ft28}{fe}\right) b \times d \times \left(\frac{e-0.45d)}{e-0.185d)}\right.$ = 2.95 cm^2 < As → Condition vérifier.

V.4.2.2 Ferraillage passif du voussoir :

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 21 Ferraillage passif du voussoir.

Element	Transversal			Longitudinal
	Nappe	N / ϕ	st (cm)	N / ϕ
Hourdis supérieur	superieur	8 HA 32	12.5	12 HA 14
	inferieur	8 HA 25	12.5	
Hourdis inférieur	superieur	8 HA 20	12.5	5 HA 14
	inferieur	8 HA 16	12.5	
Ame	Externe	7 HA16	15	4 HA 14
	Interne	7 HA20	15	

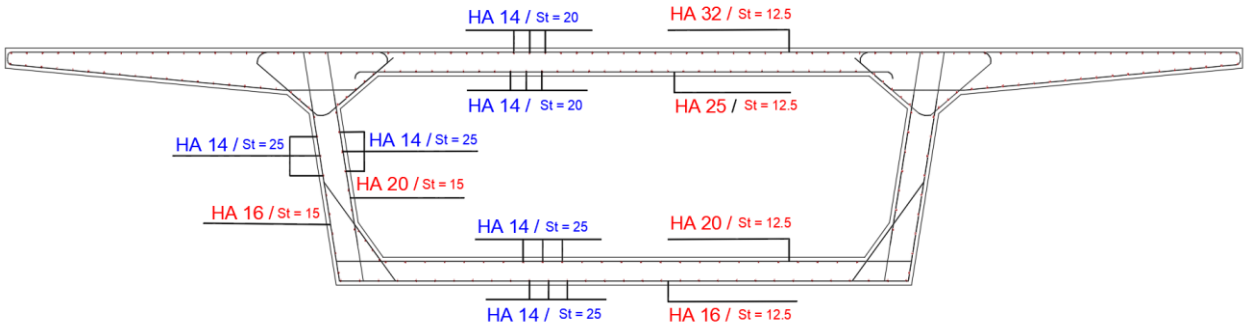


Figure V. 29 Ferraillage de voussoir sur pile.

VI ETUDE DU TABLIER POUTRE

étude du tablier poutre

VI.1. INTRODUCTION :

De nombreux procédés ont été mis au point au cours de ces dernières décennies en optimisant les évolutions sur les performances des matériaux, les innovations des techniques de chantier et en exploitant les progrès constants des méthodes et moyens de fabrication.

Les ponts construire par des poutres préfabriquées consiste à réaliser le tablier d'un pont au moyen de poutres préfabriquées, mises en place sur leurs appuis définitifs avec des dispositifs de manutention et de pose appropriés, et reliées entre elles dans le sens transversal par un hourdis sous chaussées et des entretoises.

VI.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

La forme et les dimensions des sections de la poutre jouent un rôle prépondérant sur le comportement aux différentes sollicitations de torsion ou de flexion, et pour étudier ou vérifier la résistance qui doit répondre aux besoins structuraux.

VI.2.1. Caractéristiques du tablier :

- Largeur totale :15.75 m.
- Largeur roulable : 14.5 m.
- Largeur de trottoir à droit : 0.75 m.
- Largeur de trottoir à gauche : 0.5 m.
- Nombre de voie : 3 voies.
- Largeur d'une voie : 4.5 m.

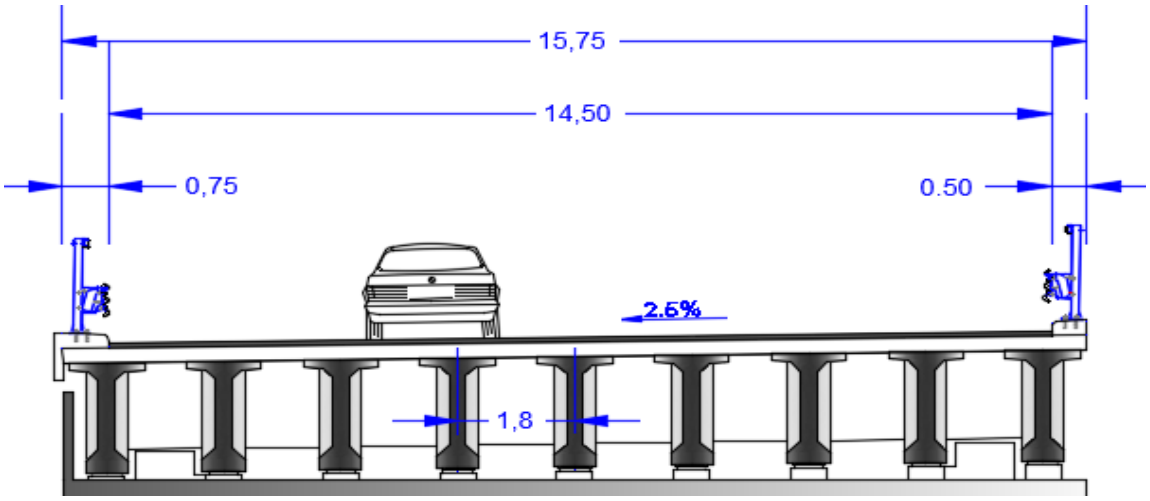


Figure VI. 1 Caractéristiques du tablier.

VI.2.2. Sections transversales :

Notre poutre se compose de trois sections transversales, dont les dimensions sont présentées comme suit :

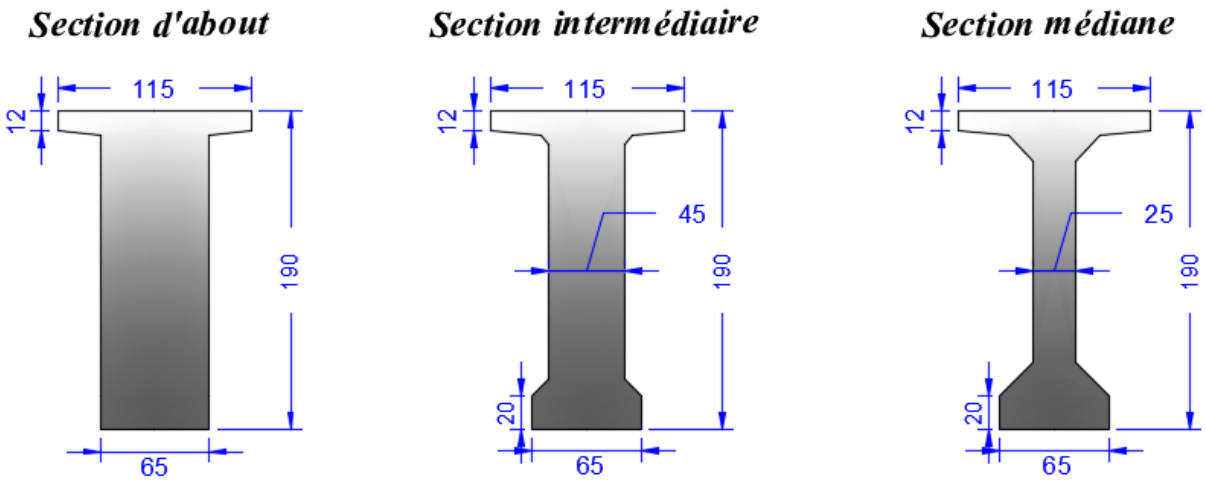


Figure VI. 2 les sections transversales de la poutre.

Les formules suivantes permettent de calculer les caractéristiques des différentes sections de la poutre :

Tableau VI. 1 Formulaire des différentes caractéristiques géométriques.

Notions	Formule
Section brute de l'élément	$B_{brute} = B.h$
Le moment d'inertie par rapport à l'axe Δ : • **Pour une section rectangulaire.** • **Pour une section triangulaire.** **Δ : l'axe pris au niveau de la fibre inférieur extrême**	$I_\Delta = bh\text{^}3/12$ $I_\Delta = bh\text{^}3/36$
Le moment d'inertie de la section par rapport à l 'axe passant par le CDG.	$IG = I\Delta - B.V'^2$
Distance séparant la fibre inférieure du centre de gravité.	$V' = \frac{s/\Delta}{B}$
Distance séparant la fibre supérieure du centre de gravité.	$V = H - V'$
Section nette.	B (nette) = B (brute) – 5% B (brute).
Moment statique nette.	S/Δ (nette) = S/Δ (brute)-5%S/Δ (brute).
Moment d'inertie nette.	I/Δ (nette) = I/Δ (brute) – 10% I/Δ (brute).
Coefficient de rendement géométrique.	$\rho = I_G/(V \times V' \times B)$.

VI.2.2.1. Section d'about :

Tableau VI. 2 Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis.

section sans hourdi	
H (cm)	190
B brute (cm²)	13025
B nette (cm²)	12373,75
V' (cm)	99,57
V (cm)	90,43
Ig (cm⁴)	42144792,94
ρ(%)	36

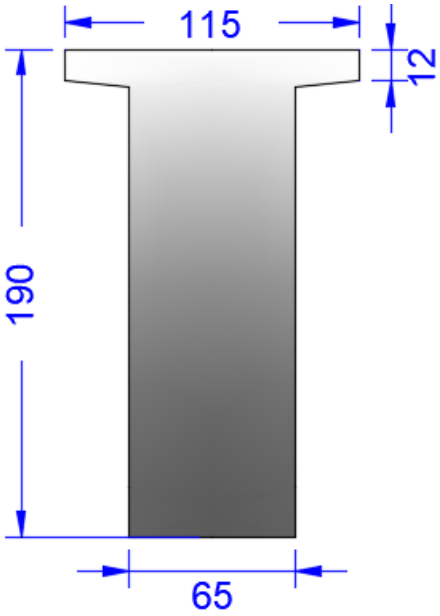


Figure VI. 3 Section d'about sans hourdis.

Tableau VI. 3 Caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis.

section avec hourdi	
H (cm)	205
B brute (cm²)	17525
B nette (cm²)	16648,75
V' (cm)	126
V (cm)	89
Ig (cm⁴)	77811479,13
ρ(%)	40

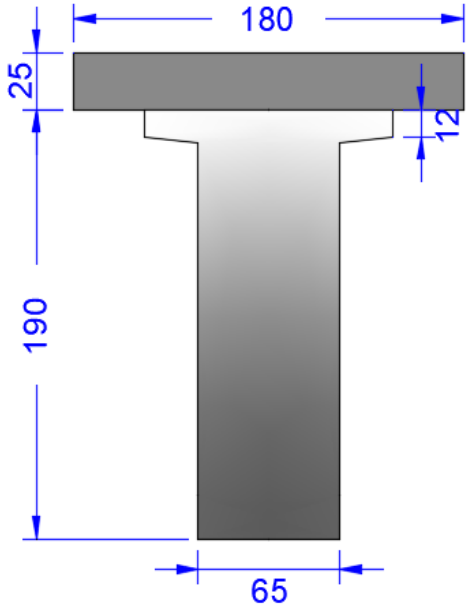


Figure VI. 4 Section d'about avec hourdis.

VI.2.2.2. Section intermédiaire :

Tableau VI. 4 Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis.

section sans hourdi	
H (cm)	190
B brute (cm²)	10035
B nette (cm²)	9533,25
V' (cm)	99,52
V (cm)	90,48
Ig (cm⁴)	36555216,46
ρ(%)	40

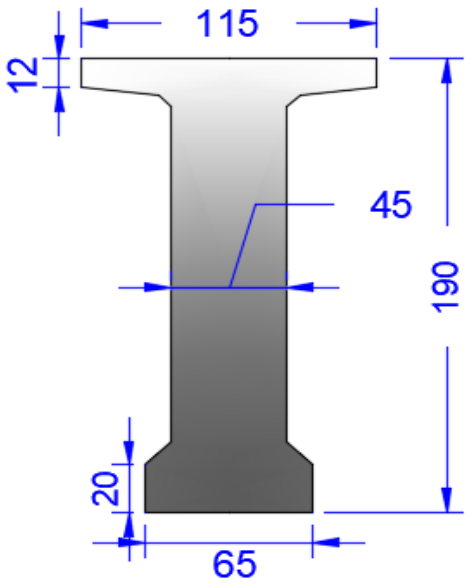


Figure VI. 5 Section d'about intermédiaire sans hourdis.

Tableau VI. 5 Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire avec hourdis.

section avec hourdi	
H (cm)	205
B brute (cm²)	14535
B nette (cm²)	13808,25
V' (cm)	131,40
V (cm)	83,60
Ig (cm⁴)	69735774,58
ρ(%)	44

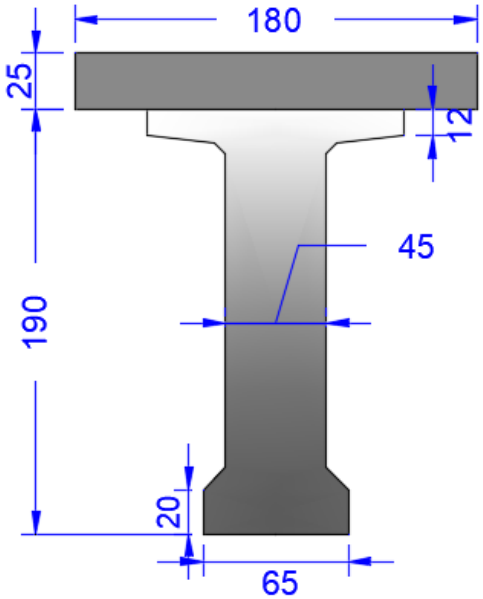


Figure VI. 6 Section d'about intermédiaire avec hourdis.

VI.2.2.3. Section médiane :

Tableau VI. 6 Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis.

section sans hourdi	
H (cm)	190
B brute (cm²)	7435
B nette (cm²)	7063,25
V' (cm)	99,35
V (cm)	90,65
Ig (cm⁴)	32871080,79
ρ(%)	49

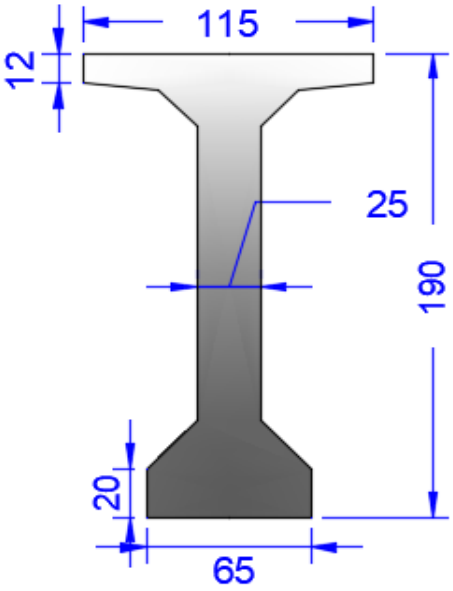


Figure VI. 7 Section d'about médiane sans hourdis.

Tableau VI. 7 Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis.

section avec hourdi	
H (cm)	205
B brute (cm²)	11935
B nette (cm²)	11338,25
V' (cm)	138,24
V (cm)	76,76
Ig (cm⁴)	62929775,61
ρ(%)	50

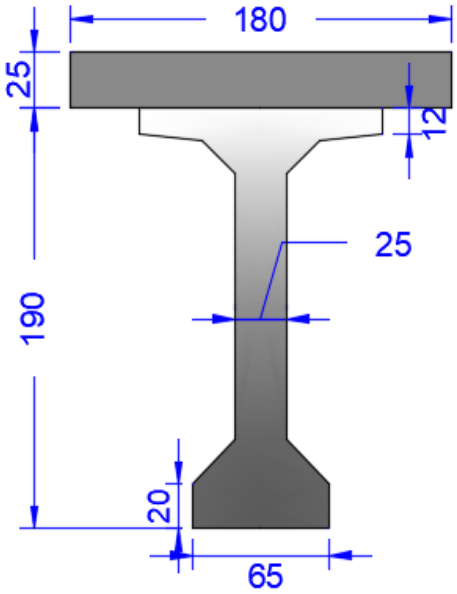


Figure VI. 8 Section d'about médiane avec hourdis.

VI.3. CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX :

VI.3.1. Efforts dû au poids propre :

❖ Calcul de moment fléchissant :

On a :

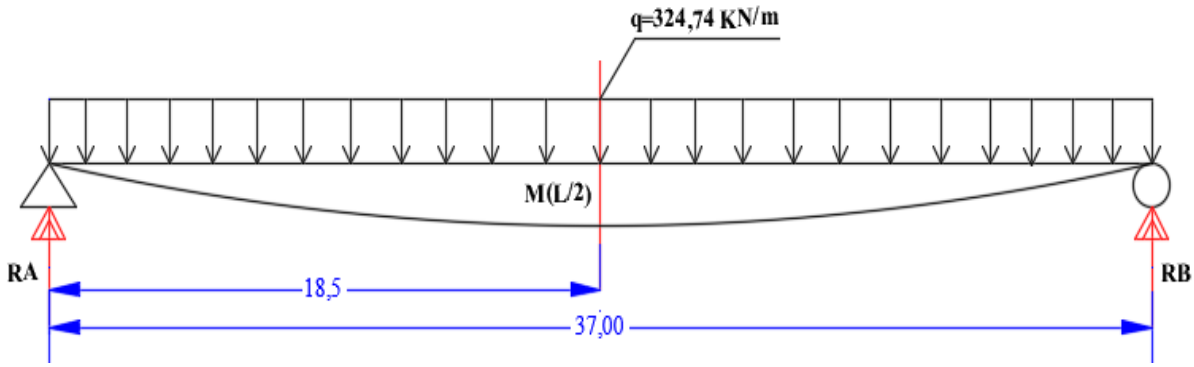


Figure VI. 9 Moment fléchissant du a la charge permanente.

$$\mathbf{q = \frac{12340,184}{38} = 324,742\ KN/m}$$

✦ **Calcul des réactions :**

$R_A=R_B=\frac{G\times L}{2}$

$RA = RB = \frac{324,742\times 37}{2}$

Donc : **$R_A=R_B$= 6007,69 KN.**

✦ **Calcul du moment fléchissant M à l'abscisse (x = 0.5 L) :**

$M_{x=0.5L}=\frac{G\times L^2}{8}$

$M_x= \frac{324,742\times 37^2}{8}$

Donc : **$M_{x=0.5L}$= 55571,421 KN.m.**

❖ Calcul de l'effort tranchant :

On considère la position des charges a 3/2 de la hauteur de la poutre

$T_{x=0} = R_A = R_B$

Donc : **$T_{x=0}$ =6007,69 KN** et **$T_{x=0,25L}$ =3003,85 KN**

VI.3.2. Efforts dû au surcharges :

VI.3.2.1. Système de charge A(L) :

❖ Calcul de moment fléchissant :

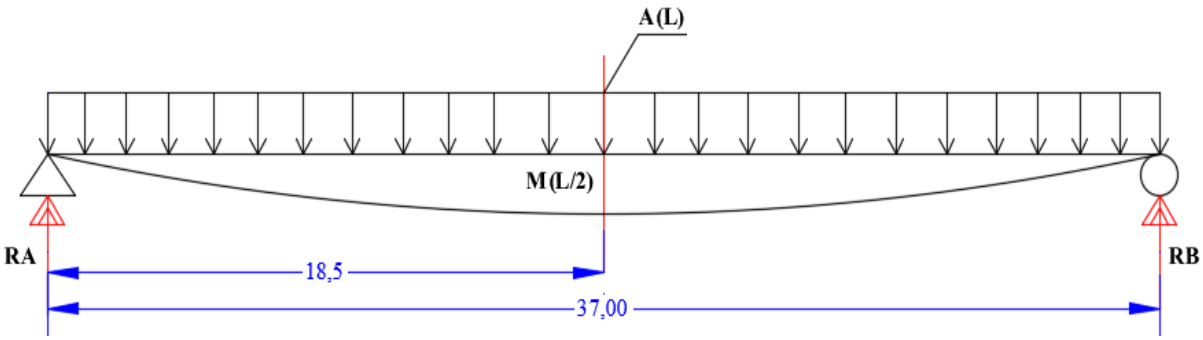


Figure VI. 10 Moment fléchissant dû à la surcharge A(l).

✦ **Calcul des réactions :**

$$R_A = R_B = \frac{A(L) \times L}{2}$$

Les valeurs des réactions R_A et R_B due à la surcharge A(L) en fonction du nombre de voie chargées sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 8 Récapitulatif des réactions dues à la surcharge A(l).

Nombre des voies chargées	A(l) (KN/ml)	R_A (R_B) (KN)
1	33,35	616,975
2	66,69	1233,765
3	90,03	1665,555

✦ **Calcul du moment fléchissant M à l'abscisse (x = 0.5 L) :**

$$M_{x=0.5L} = \frac{A(l) \times L^2}{8}$$

Tableau VI. 9 Récapitulatif des moments dues à la surcharge A(l).

Nombre des voies chargées	A(l) (KN/ml)	$M_{X=0,5L}$ (KN.m)
1	33,35	5707,02
2	66,69	11412,33
3	90,03	15406,38

❖ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_{x=0} = R_A = R_B = \frac{A(L)\times L}{2}$$

Tableau VI. 10 Récapitulatif de l'effort tranchant dues à la surcharge A(l).

Nombre des voies chargées	A(l) (KN/ml)	Tx=0.5L KN
1	33,35	616,975
2	66,69	1233,765
3	90,03	1665,555

VI.3.2.2. Système de charge Bc :

❖ Théorème de BARRES :

Le moment fléchissant est maximum au droit d'essieu de façon que cet essieu et la résultante des convois se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.La résultante du convoi **R = 5P.**

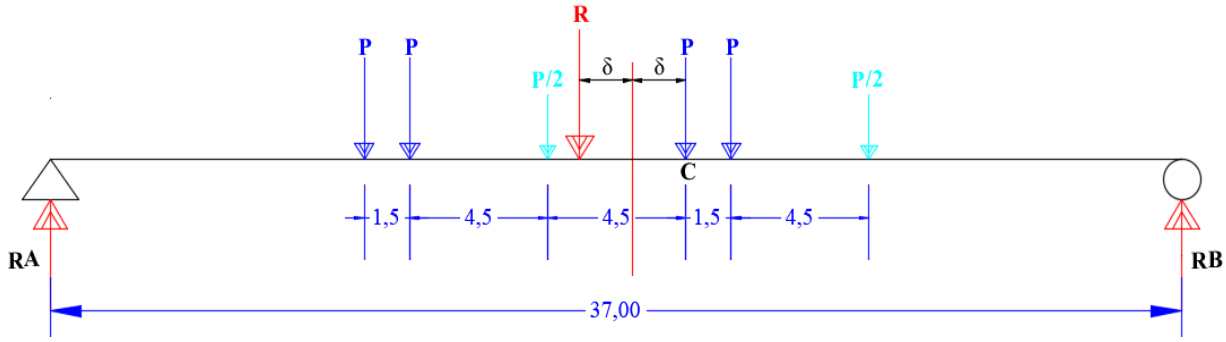


Figure VI. 11 Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à droite de l'axe de la poutre.

$$X_{R/O} = \sum_{i=1}^{n} \frac{Pi\times Xi}{Pi}$$

$$X_{R/O} = \frac{\frac{P}{2}\times 0+P\times 4.5+P\times 6+\frac{P}{2}\times 10.5+P\times 15+P\times 16.5}{\frac{P}{2}+P+P+\frac{P}{2}+P+P} = \frac{42.25\times P}{5\times P}$$

Donc : $X_{R/O}$ **=9.45m.**

$2\delta = 9,45 - 6 = 3,45$

Donc : **δ = 1.725 m.**

❖ Calcul de moment fléchissant :

✦ **Calcul des réactions :**

$R_A+R_B = 5P$

$\sum M/A = 0$

$37 \times R_B = P \times 9{,}725 + P \times 11{,}225 + \frac{P}{2} \times 15{,}725 + P \times 20{,}225 + 21{,}725 \times P + \frac{P}{2} \times 26.225$

Donc : **R_B = 2,27P KN.**

D'où : $R_A = 5P-R_B$

Donc : **R_A = 2,73P KN.**

✦ **Calcul de moment fléchissant à la section dangereuse soit au point C :**

$M_C = R_A \times 20{,}225 - P \times 10.5 - P \times 9 - \frac{P}{2} \times 4.5$

$M_C = (55{,}4265-10{,}5-9-2{,}25) \times P$

Donc : **M_C = 33,527 P KN/m**

$M_{max} = M_C \times bc \times \delta bc$

Tableau VI. 11 Récapitulatif du moment dû à la surcharge Bc.

Nombre de voies chargées	P (KN)	M_C (KN.m)	bc	δbc	M_{max} (KN.m)
1	120	4023,25	1,2	1,055	5093,44
2	240	8046,51	1,1	1,062	9399,93
3	360	12096,76	0,95	1,067	12234,51

❖ Calcul de l'effort tranchant :

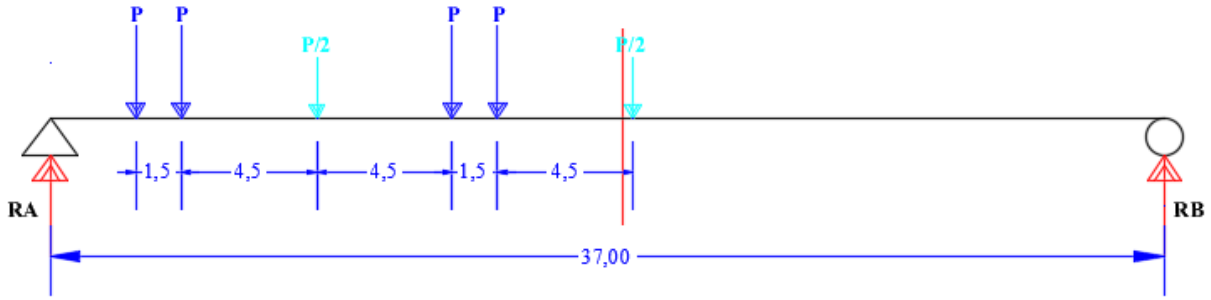


Figure VI. 12 Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à l'extrémité de la poutre.

✦ **Calcul des réactions :**

$$R_A+R_B = 5P$$
$$\sum M/A = 0$$

Donc : **R_B = 1,34P KN.**

D'où : $R_A = 5P-R_B$

Donc : **R_A = 3,66P KN.**

✦ **Calcul de l'effort tranchant à x=0 :**

$T_x = R_A$ = 3,66P KN.

✦ **Majoration de l'effort tranchant :**

$$T_{maj} = T_{x=0} \times bc \times \delta_{bc}$$

Tableau VI. 12 Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bc.

Nombre de voies chargées	P (KN)	$T_{x=0}$ (KN)	b_c	δbc	T_{maj} (KN)
1	120	439,46	1,2	1,055	556,36
2	240	878,92	1,1	1,062	1026,75
3	360	1318,38	0,95	1,067	1336,37

VI.3.2.3. Système de charge Bt :

❖ Calcul de moment fléchissant :

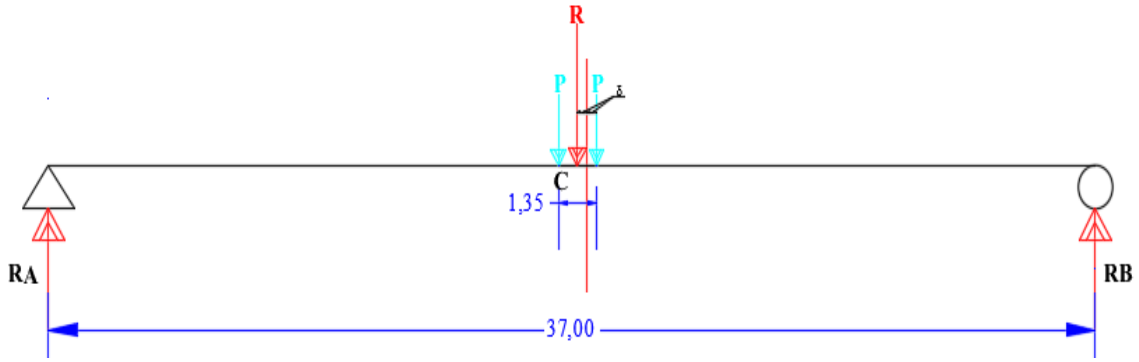


Figure VI. 13 Disposition de la résultante du a la charge Bt (la section plus dangereuse).

$X_{R/0} = \Sigma \frac{(Pi.Xi)}{\Sigma Pi}$; Σ Pi = R = 2P

$X_{R/0} = \frac{1.35\ P}{2\ P}$

$X_{R/0}$ = 0,675 m

$\delta = \frac{0,675}{2}$

Donc : **δ = 0,3375 m**

✦ **Calcul des réactions :**

$R_A + R_B = 2P$

$\sum M/A = 0$

37 x R_B = *P* x 18, 0 + P x 19,35

Donc : **R_B = 0,982P KN.**

D'où : $R_A = 2P - R_B$

Donc : **R_A = 1,018 P KN.**

✦ **Calcul de moment fléchissant à la section dangereuse soit au point C :**

$M_C = R_A$ x18,00

Donc : **M_C = 17,83P KN/m**

$M_{max} = M_c$ x b_t x δbt

Tableau VI. 13 Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bc.

Nombre de voies chargées	P (KN)	$M_{/S}$ (KN.m)	bt	δbt	M_{max} (KN.m)
1	160	2852,99	1,2	1,051	3598,18
2 - 3	320	5705,97	1,2	1,056	7230,61

❖ Calcul de l'effort tranchant :



Figure VI. 14 Disposition de la résultante du a la charge Bt (la section plus dangereuse).

✦ **Calcul des réactions :**

$R_A+R_B = 2P$

$\sum M/A = 0$

Donc : **R_B = 0,19P KN.**

D'où : $R_A = 2P-R_B$

Donc : **R_A = 1,81P KN.**

✦ **Calcul de l'effort tranchant à x=0 :**

$T_x = R_A$ = 1,81P KN

✦ **Majoration de l'effort tranchant :**

$T_{maj} = T_{x=0} \times bt \times \delta_{bt}$

Tableau VI. 14 Récapitulatif de l'effort tranchant à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bt.

Nombre de voies chargées	P (KN)	$T_{x=0}$ (KN)	bt	δbt	T_{max} (KN)
1	160	289,51	1,2	1,051	271,99
2 - 3	320	597,03	1,2	1,056	546,56

VI.3.2.4. Charge militaire Mc120 :

❖ Calcul de moment fléchissant :

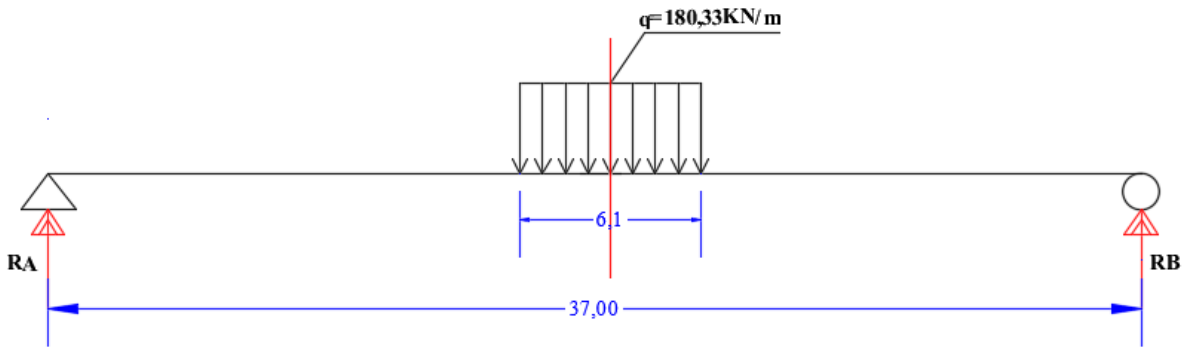


Figure VI. 15 Disposition de La surcharge MC120 (la section la plus dangereuse).

✦ **Calcul des réactions :**

$R_A+R_B = 1100$

$\sum M/A = 0$

$37 \times R_B = 6{,}1 \times 180{,}33 \times 18{,}5$

Donc : **R_B = 550 KN.**

D'où : $R_A = 1100-R_B$

Donc : **R_A = 550 KN.**

✦ **Calcul du moment fléchissant M à l'abscisse (x = 0.5 L) :**

$Mx_{=0.5L} = RA \times 18.5 - 180.33 \times 3.05 \times 1.525$

Donc : **$Mx_{=0.5L}$ = 9336,24 KN.m**

✦ **Majoration du moment fléchissant :**

$M_{maj} = Mx_{=0.5L} \times \delta_{Mc120}$

$M_{maj} = 9336{,}24 \times 1{,}060$

Donc : **M_{maj} = 9896,41 KN.m**

❖ Calcul de l'effort tranchant :

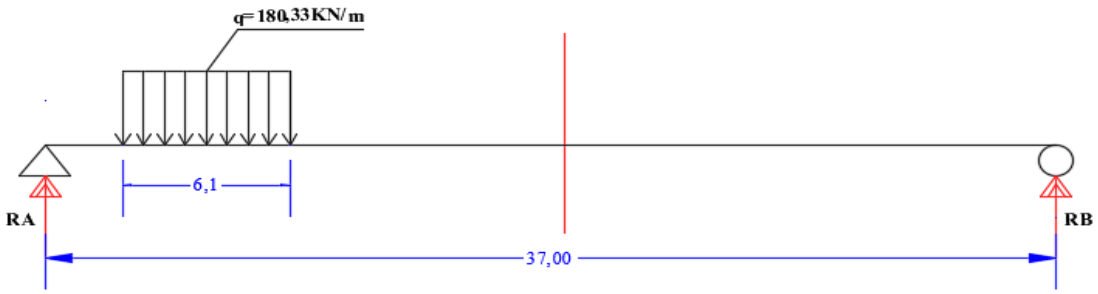


Figure VI. 16 Disposition de La surcharge MC120.

✦ **Calcul des réactions :**

$R_A+R_B = 1100$

$\sum M/A = 0$

Donc : **R_B = 175,41 KN.**

D'où : $R_A = 1100-R$

Donc : **R_A = 924,59 KN.**

✦ **Calcul de l'effort tranchant à x=0 :**

$T_x = R_A = 924{,}59KN.$

✦ **Majoration de l'effort tranchant :**

$T_{maj} = T_{x=0} \times \delta_{Mc120}$

$T_{maj} = 924{,}59 \times 1{,}060$

Donc : $M_{maj} = 980{,}07$ KN.

VI.3.2.5. Convoi exceptionnel type D240 :

❖ Calcul de moment fléchissant :

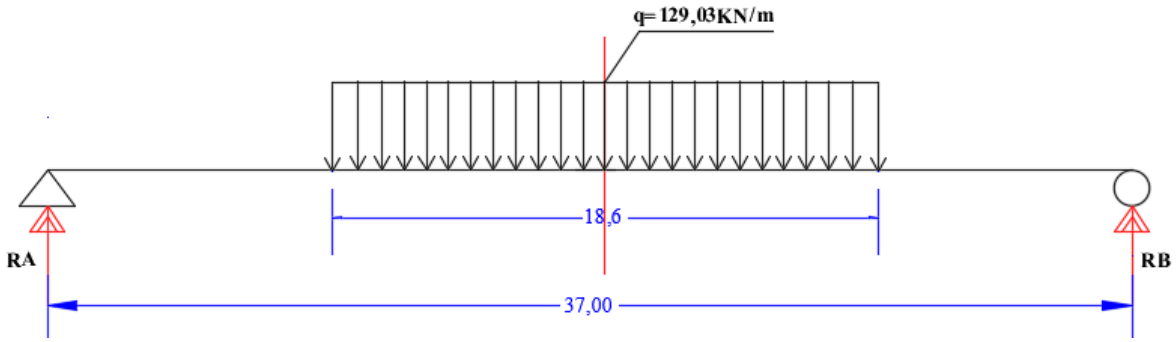


Figure VI. 17 Disposition de La surcharge D240 (la section la plus dangereuse).

✦ **Calcul des réactions :**

$R_A + R_B = 2400$

$\sum M/A = 0$

$37 \times R_B = 18{,}6 \times 129{,}03 \times 18{,}5$

Donc : $R_B = 1200$ KN.

D'où : $R_A = 1100 - R_B$

Donc : $R_A = 1200$ KN.

✦ **Calcul du moment fléchissant M à l'abscisse (x = 0.5 L) :**

$M_{x=0.5L} = RA \times 18.5 - 129{,}03 \times 9{,}3 \times 4{,}65$

Donc : $M_{x=0.5L} = 16620{,}10$ KN

❖ Calcul de l'effort tranchant :

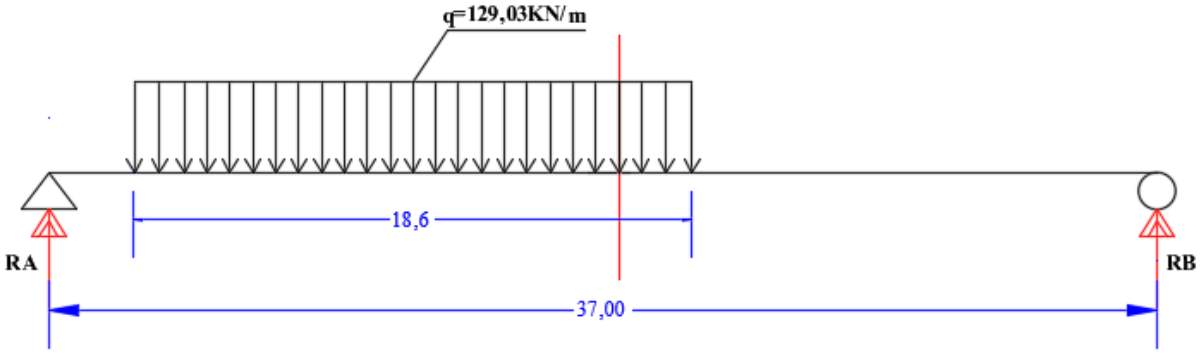


Figure VI. 18 Disposition de La surcharge D240.

✦ **Calcul des réactions :**

$$R_A+R_B = 2400$$
$$\sum M/A = 0$$

Donc : **R_B = 788,09 KN.**

D'où : $R_A = 1100-R_B$

Donc : **R_A = 1611,91 KN.**

✦ **Calcul de l'effort tranchant à x=0 :**

$T_{x=0}$ =R_A = 1611,91 KN.

VI.4. LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS :

VI.4.1. Introduction :

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous procédons à la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres, afin de trouver la poutre la plus sollicitée, pour cela, nous utiliserons deux méthodes disponible, méthode de **GUYON-MASSONET** (Tablier rigide), méthode de calcul automatique par logiciel **Autodesk Robot Structural Analysa 2019**.

VI.4.2. Méthode de GUYON-MASSONET :

VI.4.2.1. Calcul des moments transversaux :

VI.4.2.1.1. La largeur active et Position active des poutres :

❖ La largeur active :

Soit 2b : $2b = (N-1) \times b_0 + 0{,}675 + 0{,}675$

Avec :

- ✦ N : nombre des poutres, N=9 poutres.
- ✦ b_0 : l'entraxe des poutres, b_0= 1,80m.

Donc : **2b= 7,875m**

❖ Position des poutres :

La position active des poutres est déterminée par l'application de la formule suivante :

$$\mathbf{P_i = \frac{b0 \times (5-i)}{7{,}875} \times b}$$

Avec :

- ✦ b : demi largeur active, b=7,875m.

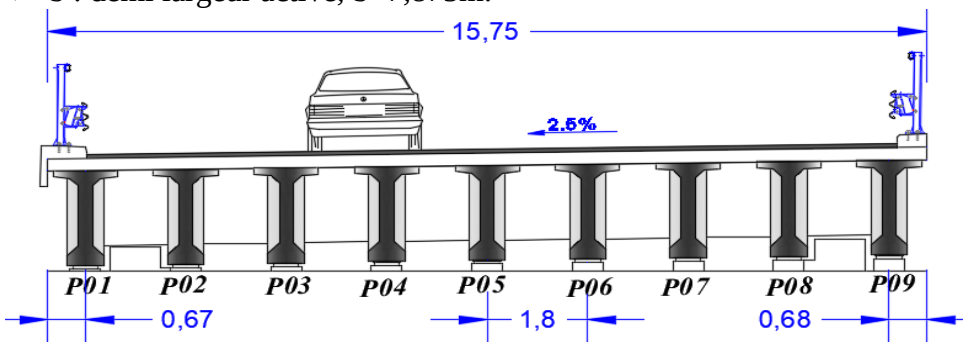


Figure VI. 19 Coupe transversal du tablier.

Tableau VI. 15 Position active de poutres.

La poutre	Position active (m)
P01	0,914
P02	0,686
P03	0,457
P04	0,229
P05	0,000

VI.4.2.1.2. Paramètres de calcul :

❖ Paramètre d'entretoisement θ :

Caractérise la souplesse de l'entretoise donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\theta = \frac{b}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}}}$$

Avec :

- b : demi-largeur active de la dalle, b= 7,875m.
- L : portée de la travée, L=38m.
- ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur.
- ρ_E : rigidité flexionnelle des entretoises par unité de longueur.

Tableau V. 16 Calcul du θ.

Elément	Formule	Application numérique
le moment d'inertie équivalant de la poutre (cm^4)	$I_P = I0 + \frac{8(Im-I0)}{3\pi}$	34269028,9
le moment d'inertie de la dalle (cm^4)	$I_D = \frac{L0.h\hat{}3}{12}$	130208,333
ρ_p (E cm^3)	$\rho_p = \frac{E.Ip}{b0}$	190383,494
ρ_E (E cm^3)	$\rho_E = \frac{E.ID}{L0}$	1302,08333
Paramètre d'entretoisement θ		**0,72**

Sachant que :

- I_0 : moment d'inertie de la section d'about, I_0= 42144792,94 cm^4.
- I_m : moment d'inertie de la section à mi- travée, I_m= 32871080,79 cm^4.
- b_0 : entraxe des poutres b_0= 1.80m.
- L_0 : la distance entre deux entretoises, soit L_0=1m.
- h : épaisseur de la dalle, h=25cm.

❖ Paramètre de torsion α :

Donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\alpha = \frac{\gamma p + \gamma E}{2.\sqrt{\rho p . \rho E}} \qquad 0 \leq \alpha \leq 1}$$

Avec :

- γ_p : Rigidité tensionnelle des poutres par unité de longueur.
- γ_E : Rigidité tensionnelle des entretoises par unité de longueur.

Avant le calcul, on détermine la section équivalente de la poutre :

Tableau VI. 17 Sections équivalentes.

Eléments	L'aire (m²)	Hauteur (m)
S01	0,2235	0,1943478
S02	0,3	1,3671906
S03	0,22	0,338461

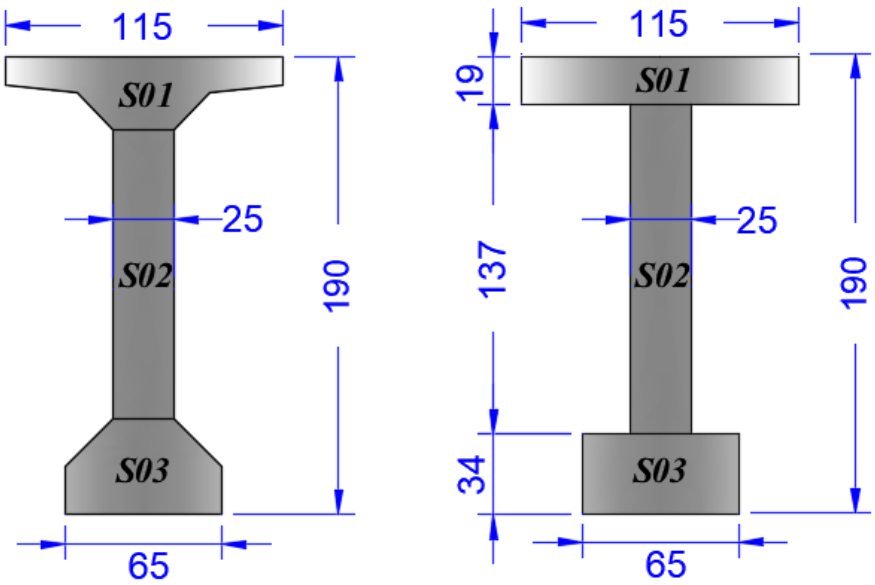


Figure VI. 20 Section équivalente.

Tableau VI. 18 Calcul du α.

Eléments	Formule	Application numérique
C_P	$I_P=\frac{G}{3}\times(\frac{b0\times d^3}{2}+\sum(b\times h^3))$	957002,778
C_E	$I_D=2G.ID$	108506,9444
γ_p (E cm³)	$\gamma_p=\frac{Cp}{b0}$	5316,6821
γ_E (E cm³)	$\gamma_E=\frac{CE}{L0}$	1085,06944
Paramètre de torsion α		**0,20**

VI.4.2.1.3. Coefficient de répartition transversale K_α :

Ils dépendent de :

- Du paramètre de l'entretoisement θ et du paramètre de torsion α.
- De l'excentricité relative (e/b).
- De l'ordonnée relative (y/b) de la section où on veut étudiée le moment.
- La section où on veut étudier le moment (la section la plus sollicitée).

Les valeurs de K pour $0 \leq \alpha \leq 1$ et $1 \leq \theta \leq 2$ sont données dans les tableaux de **GUYON-MASSONET,** Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler

Les formules d'interpolation de **SATTLER** suivantes, données les valeurs de K_α :

- Si $0 \leq \theta \leq 0{,}1$ $K_\alpha = K_0 + K_1 - K_0) \times \alpha^{0.05}$
- Si $0{,}1 \leq \theta \leq 1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{\beta}$, $\beta = 1\text{-}e^{\frac{0{,}065-\theta}{0{,}665}}$
- Si $1 \leq \theta \leq 2$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.5}$

Avec :

- K_0 : valeur de K correspondant à α=0
- K_1 : valeur de K correspondant à α=1

On fait une interpolation de la valeur de pour θ=0,72 et α =0,20 depuis les 4 tableaux de coefficients pour θ=0,70 et θ=0,75 et α =0 et α =1, pour obtenir le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 19 Coefficients longitudinaux pour α et θ calculés.

	y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	E	-7,875	-5,90625	-3,9375	-1,96875	0	1,96875	3,9375	5,90625	7,875
P01	0,912b	-0,25081	-0,20032	-0,12039	0,04316	0,36895	0,94799	1,85454	3,08885	4,52675
P02	0,684b	-0,23411	-0,07816	0,10673	0,36292	0,73478	1,24537	1,85758	2,44833	2,93392
P03	0,456b	-0,18279	0,07625	0,36251	0,70245	1,09857	1,49407	1,74672	1,71243	1,66458
P04	0,228b	-0,05095	0,29784	0,66830	1,06039	1,41710	1,58826	1,43172	0,91786	0,77729
P05	0b	0,22852	0,62748	1,03390	1,40130	1,58082	1,40130	1,03390	0,62748	0,22852

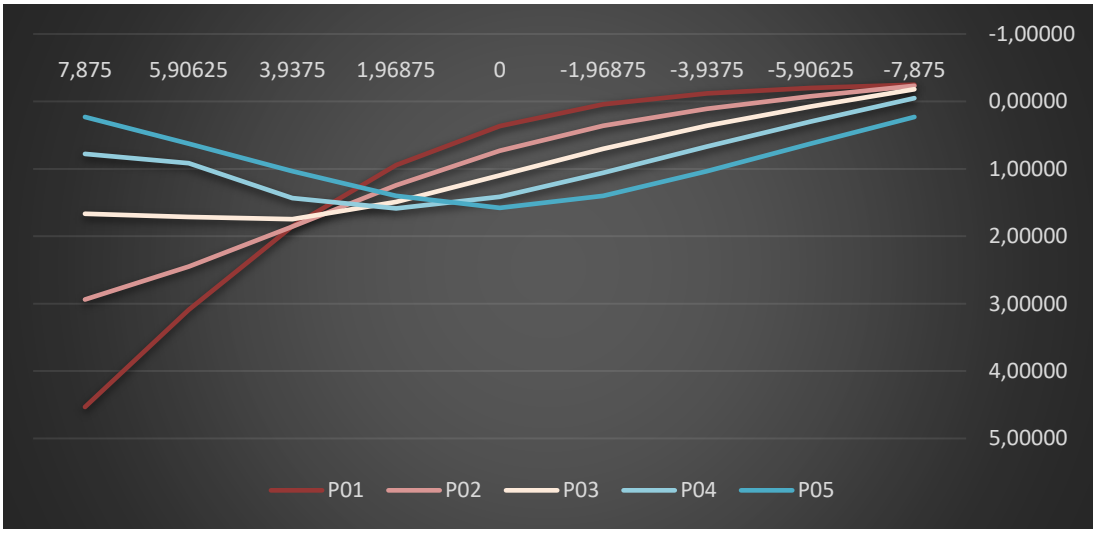


Figure VI. 21 Lignes d'influences des poutres.

VI.4.2.1.4. Calcul du Coefficient $K_{\alpha moy}$:

Après avoir tracé les lignes d'influences, on dispose convenablement nus surcharges, puis on calcul les moments réels, pour chaque cas de charge, afin de déterminer les valeurs de $K_{\alpha moy}$:

❖ Pour les surcharges réparties :

$$K_{\alpha moy} = \frac{S}{L}$$

Avec :

- S : surface de la ligne d'influence surchargée (voir l'annexe).
- L : largeur surchargée.

❖ Pour les surcharges concentrées :

$$K_{\alpha moy} = \frac{\sum K_{\alpha}}{n}$$

Avec :

- n : nombre d'essieux.

Les résultats du calcul : voir l'annexe D.

VI.4.2.1.5. Calcul du moment fléchissant :

Une fois qu'on aura déterminer les $K_{\alpha moy}$ pour chaque cas de charge, on passera au calcul du moment fléchissant :

$$M_{réel} = K_{\alpha moy} \times M_0$$

Avec :

- M_0 moment longitudinal.

Tableau VI. 20 Moment fléchissant réel.

Charges et surcharges		P01	P02	P03	P04	P05
G	Poids propre	6174,60301	6174,60301	6174,60301	6174,60301	6174,60301
A (l)	1 voie	1411,90266	1262,77329	1064,97221	797,12273	586,07573
	2 voies	1679,13415	1679,13415	1739,80266	1656,40812	1515,14883
	3 voies	1426,93511	1426,93511	1708,42172	1814,33900	1851,89760
Bc	1v	1592,64595	1296,63715	973,77517	618,22519	412,36305
	2v	2195,37240	2001,74869	1741,58595	1358,01033	1017,60654
	3v	2482,48613	2128,09169	2046,76855	1824,29708	1557,31083
Bt	1v	1057,05621	655,74512	702,95492	485,73634	403,99945
	2v et 3v	1467,15176	1412,81721	1293,20120	1063,72245	855,86114
Mc120	1c	2565,26060	2216,24705	1817,64146	1332,71715	994,25978
D240	1c	2769,43958	2980,36481	2996,23469	2735,44917	2170,76973

VI.4.2.1.6. Les combinaisons de charge :

Selon BAEL, on a :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

- 1,35G+1,6(A(l)).
- 1,35G+1,6(B_c).
- 1,35G+1,6(Bt).
- 1,35G+1,35Mc120.
- 1,35G+1,35D240.

❖ Etat limite de services (ELS) :

- G+1,2(A(l)).
- G+1,2(Bc).
- G+1,2(Bt).
- G+Mc120.
- G+D240.

Le moment fléchissant en (KN.m) dans les poutres ; après les combinaisons de charges sont montrés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 21 Moment fléchissant(KN.m) pour chaque poutre à ELU.

	Combinaisons	P01	P02	P03	P04	P05
ELU	**1,35G+1,6A(l)1**	10594,758	10356,151	10039,670	9611,110	9273,435
	1,35G+1,6A(l)2	11022,329	11022,329	11119,398	10985,967	10759,952
	1,35G+1,6A(l)3	10618,810	10618,810	11069,189	11238,656	11298,750
	1,35G+1,6Bc1	10883,948	10410,333	9893,754	9324,874	8995,495
	1,35G+1,6Bc2	11848,310	11538,512	11122,252	10508,531	9963,885
	1,35G+1,6Bc3	12307,692	11740,661	11610,544	11254,589	10827,411
	1,35G+1,6Bt1	10027,004	9384,906	9460,442	9112,892	8982,113
	1,35G+1,6Bt2	10683,157	10596,222	10404,836	10037,670	9705,092
	1,35G+1,35Mc120	11798,816	11327,648	10789,530	10134,882	9677,965
	1,35G+1,35D240	12074,457	12359,207	**12380,631**	12028,570	11266,253

Tableau VI. 22 Moment fléchissant(KN.m) pour chaque poutre à ELS.

	Combinaisons	P01	P02	P03	P04	P05
ELS	G+1,2A(l)1	7868,886	7689,931	7452,570	7131,150	6877,894
	G+1,2A(l)2	8189,564	8189,564	8262,366	8162,293	7992,782
	G+1,2A(l)3	7886,925	7886,925	8224,709	8351,810	8396,880
	G+1,2Bc1	8085,778	7730,568	7343,133	6916,473	6669,439
	G+1,2Bc2	8809,050	8576,701	8264,506	7804,215	7395,731
	G+1,2Bc3	9153,586	8728,313	8630,725	8363,760	8043,376
	G+1,2Bt1	7443,070	6961,497	7018,149	6757,487	6659,402
	G+1,2Bt2	7935,185	7869,984	7726,444	7451,070	7201,636
	G+Mc120	8739,864	8390,850	8355,773	7773,864	7168,863
	G+D240	8944,043	9154,968	**9170,838**	8910,052	8345,373

VI.4.2.2. Calcul de l'effort tranchant :

Voir l'annexe D.

VI.4.2.3. Conclusion :

A partir des résultats précédents, on constate que la poutre la plus sollicitée dans notre pont est la poutre 3, avec un moment max de :

- A l'ELS :
  - $M_{max\ ELS}$ **=9170,838 KN/m.**
  - $T_{max\ ELS}$ **=1102,74 KN.**
- A l'ELU :
  - $M_{max\ ELU}$ **=12380,631 KN/m.**
  - $T_{max\ ELS}$ **=1488,69 KN.**

VI.4.3. Modélisation du tablier :

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis, met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

VI.4.3.1. Les étapes de modélisation :

La modélisation de notre structure est faite par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysa** 2019. En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- Modélisation de la structure de l'ouvrage.
- Définition des matériaux utilisés (béton, acier…etc.).
- Définition des conditions d'appuis
- Application des chargements et définies cas de charge.
- Effectuer les calculs sur des modèles complexes.

Le tablier qu'on va modéliser est composé d'une dalle en béton armé d'épaisseur de 25cm, qui repose sur 9 poutres solidarisées par des entretoises au l'about, l'ensemble reposent sur des appuis, effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments poutres, qui sont modélisée en élément 'barre', et comme l'inertie des poutres est variable, alors on affecte trois sections à chaque barre (d'about, intermédiaire et médiane), puis on sélectionne le matériau de construction et qu'il soit Beton35.
- Les entretoises sont modélisées de la même manière que les poutres.
- La dalle est définie comme un élément panneau avec une épaisseur de 25cm, construite en Béton35.
- Les poutres sont appuyées sur un appui simple d'un côté et d'un autre coté sur un appui double.

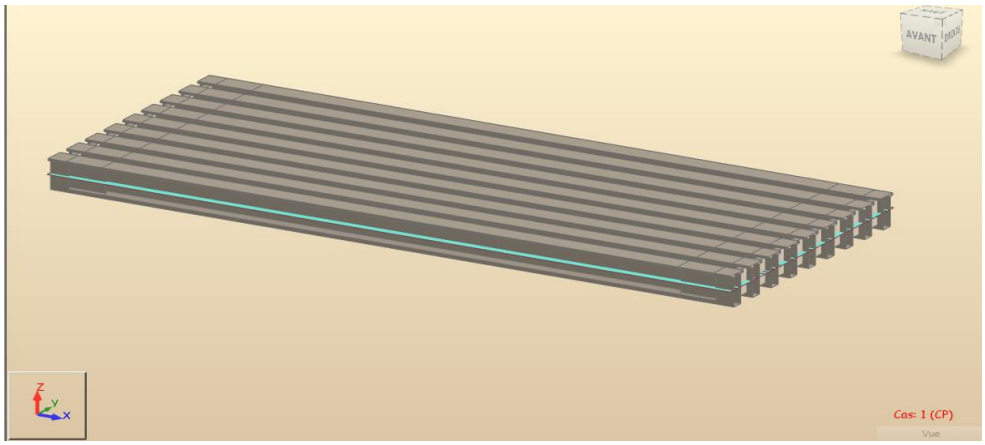


Figure VI. 22 Modèle de calcul de la partie poutre.

VI.4.3.2. Résultats :

Voir l'annexe C.

Les résultats des sollicitations maximales V et M, en KN et en KN.m, à l'ELS et à l'ELU, sont montrées dans les diagrammes ci-dessous, et qui sont obtenues sous le convoi D240.

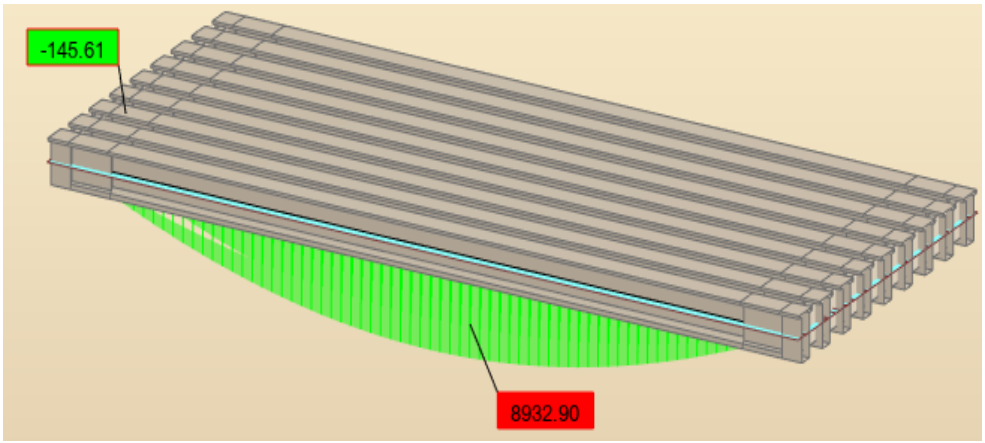


Figure VI. 23 Moment maximal à l'ELS.

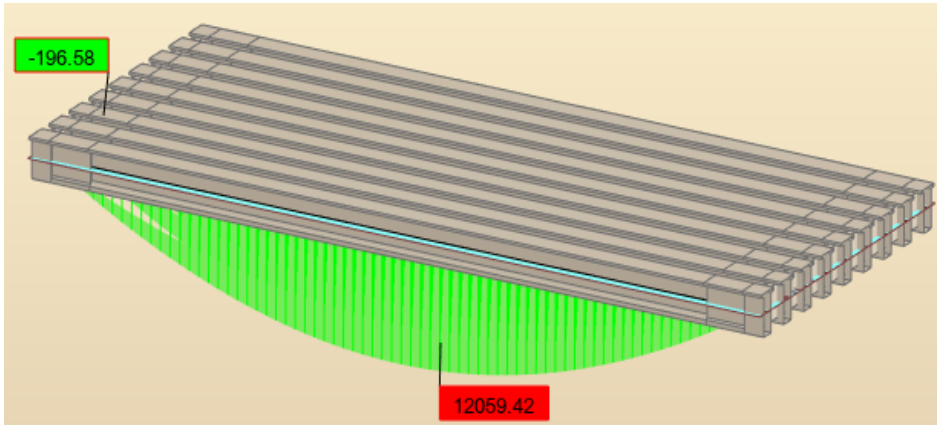


Figure VI. 24 Moment maximal à l'ELU.

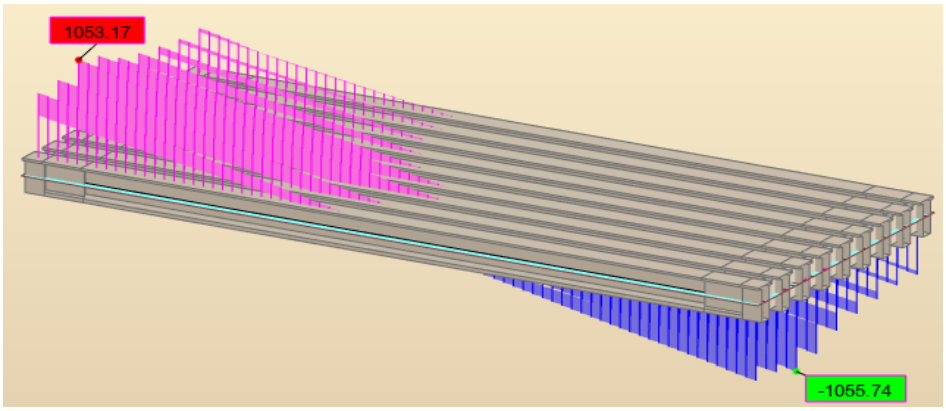


Figure VI. 25 Effort tranchant maximal à l'ELS.

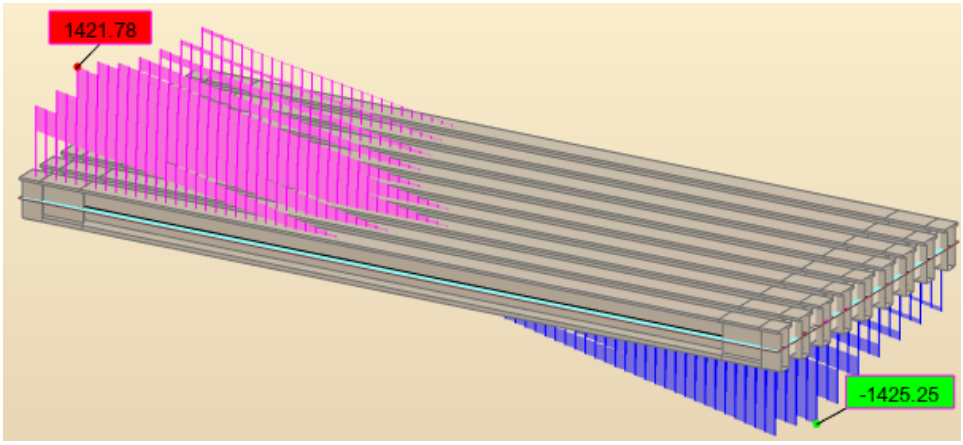


Figure VI. 26 Effort tranchant maximal à l'ELU.

VI.4.3.3. Conclusion :

A partir des résultats de la modélisation, on constate que la poutre la plus sollicitée dans notre pont est la poutre 3.

En comparaison avec les calculs manuels avec la méthode de GUYON-MASSONNET-BAREŠ :

- A l'ELS (G+D240) :
  - $\frac{M(GM)-M(CN)}{\frac{M(GM)+M(CN)}{2}} = \frac{9170,83-8932,90}{\frac{9170,83+8932,90}{2}} = 2,262\%$
  - $\frac{T(GM)-T(CN)}{\frac{T(GM)+T(CN)}{2}} = \frac{1102,74-1053,17}{\frac{1102,74+1053,17}{2}} = 4,60\%$

- A l'ELU (1,35G+1,35D240) :
  - $\frac{M(GM)-M(CN)}{\frac{M(GM)+M(CN)}{2}} = \frac{12380,63-120509,42}{\frac{12380,63+120509,42}{2}} = 2,265\%$
  - $\frac{T(GM)-T(CN)}{\frac{T(GM)+T(CN)}{2}} = \frac{1488,69-1421,78}{\frac{1488,69+1421,78}{2}} = 4,60\%$

VI.5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE :

VI.5.1. Introduction :

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la **post-tension**. Ce type de précontrainte consiste en la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

L'objectif de la précontrainte est de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage, donc dans ce chapitre nous abordons à de l'étude précontrainte.

VI.5.2. Données de calcul :

Tableau VI. 23 Caractéristiques des sections.

Section / Eléments	D'about		Médiane	
	Avec dalle	Sans dalle	Avec dalle	Sans dalle
Ac(m^2)	1,7525	1,3025	1,1935	0,7435
V(m)	0,89	0,9043	0,5176	0,9065
V'(m)	0,126	0,9957	0,13824	0,9935
I_g (m^4)	0,7781	0,4214	0,6292	0,3287
P %	40	36	74	49

Tableau VI. 24 Caractéristiques du béton.

Eléments	Valeur
$F_{c\,sup}$	35MPa
$F_{c\,inf}$	25MPa
$F_{t\,28}$	2,7MPa
σ_{bc}	21MPa
σ_{bt}	-4,05MPa
d'	0,215m

Tableau VI. 25 Résultats de calcul.

Eléments	Valeur (MN.m)
Moment de poids propre M_g	3,198
Moment maximal M_{max}	8,932
Moment minimal M_{min}	6,059
Effort tranchant maximal V_{max}	1,053
Effort tranchant minimal V_{min}	0,78

VI.5.3. Dimensionnement de la précontrainte :

VI.5.2. 1. Valeur minimale de la précontrainte en service :

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section de classe II (contraintes de traction sont admises mais limitées) est donnée par :

$$P_{min}=Sup\ (P_I\ ;\ P_{II})$$

Avec :

- $P_I = \frac{Ac\ x\ V\ x\ V'}{Ix(V+V')} x(Mmax - Mmin)$
- $P_{II} = \frac{Mmax}{\frac{1}{AcxV'}+V'-d'}$

Résultats du calcul :

Tableau VI. 26 Valeur de P min.

Eléments	Valeur (MN.m)
PI	2,69
PII	5,77
P min	**5,77**

VI.5.2.2. Détermination du nombre de câbles :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{Pmin}{(1-\Delta P)xP0}$$

Avec :

- Po : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15s peut créer, donnée par :

  P_0 =min ((0,8 x F_{Prg} x Ac) ; (0,9x F_{Peg} x Ac)).
  - F_{Prg} = 1860 MPa.
  - F_{Peg} = 1674 MPa.
  - S= 1800mm².

  Donc : **P_0= 2,6784MN.**

- ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

Donc : on opte pour : **n = 3** câbles de **12T15s**, classe **1860.**

Tableau VI. 27 Caractéristiques du câble.

type de toron	12T15S
Nombre de Torons	12
A_p 1Toron (m^2)	0,00015
A_p (mm^2)	0,0018
F_{prg} (MPa)	1860
Fp0 (KN)	206,1
F_{peg} (MPa)	1674
D_{gaine} (m)	0,08
f (Rd^{-1})	0,18
ϕ (m^{-1})	0,002
g (mm)	6
μ_0	0,43
ρ1000h=	2,5
E_p (MPa)	190000
f_e (MPa)	500
σ_S (MPa)	434,782

VI.5.2.3. Pré-vérification des contraintes :

Cette vérification se fait à mi- travée (classe II), selon les quatre phases suivantes :

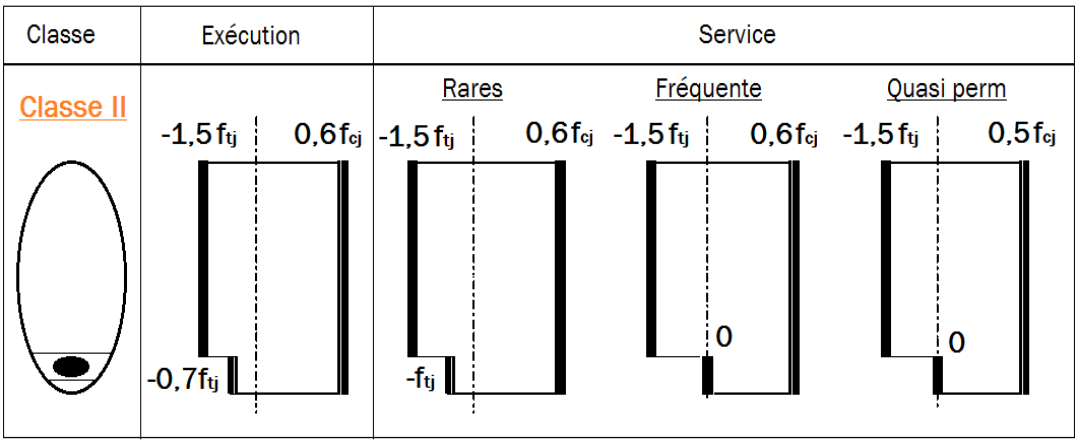


Figure VI. 27 Vérification des contraintes.

- **Phase 1 :** après 7 jours de coulage de béton de la poutre. La mise en tension est faite à 50%. Les pertes sont estimées à 5 %.
- **Phase 2 :** après 28 jours, la mise en tension à 100 %. Les pertes sont estimées à 10 %.

- **Phase 3 :** après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle. Les pertes sont estimées à 15%.
- **Phase 4 :** en service, le moment sera maximale et les pertes sont estimées à 25 %.

Les vérifications à faire sont :

$$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_{bt1} \leq \sigma_{Sup} \leq \sigma_{bc}$$

Tableau VI. 28 récapitulatif des contraintes admissibles.

Phases	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
fcj (MPa	23,18	35,00	35	35
ftj (MPa)	1,99	2,70	2,7	2,7
σ_{bt2} (MPa)	-1,39	-1,89	-1,89	-2,7
σ_{bt1} (MPa)	-2,99	-4,05	-4,05	-4,05
σ_{bc}	13,91	21	21	21
ΔP %	5	10	15	25
Nbr de câble	3	3	3	3

Tableau VI. 29 Tableau vérification des contraintes.

Phase	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Vérification
Phase 1	0,78	3,20	3,82	5,76	4,45	✓
Phase 2	0,78	3,20	7,23	3,02	17,08	✓
Phase 3	1,17	5,039	6,83	2,14	12,17	✓
Phase 4	1,17	8,93	6,03	7,36	0,88	✓

VI.5.2.4. Position des câbles :

❖ A l'extrémité :

A l'about de poutre on doit respecter les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage, pour un câble 12T15s la plaque utilise est de dimension AxB=240x200mm², avec un entraxe vertical déterminer comme suite :

$$X \geq 0{,}85a$$

Avec : a=369,50mm. (F_{c28} = 35MPa),

Donc : $X \geq 0{,}85 \times 369{,}50$ on prend : **X=320mm.**

❖ A mi- travée :

Les câbles sont regroupés dans le talon d'une façon avoir satisfaire les conditions suivantes :

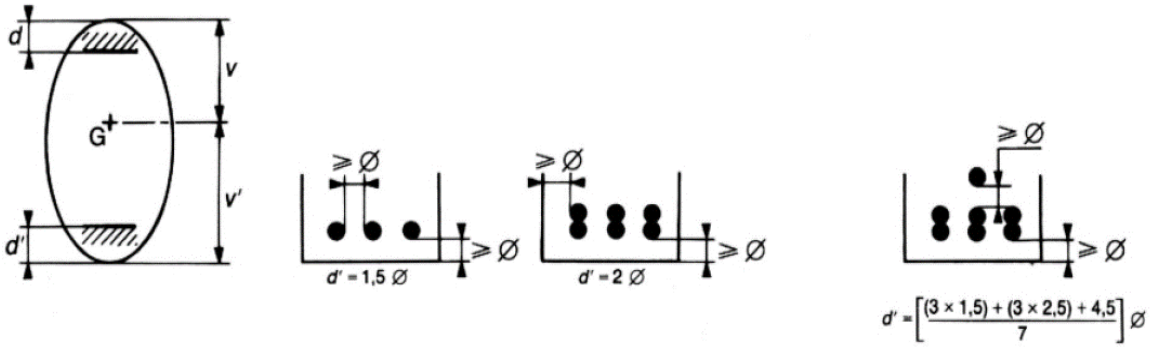
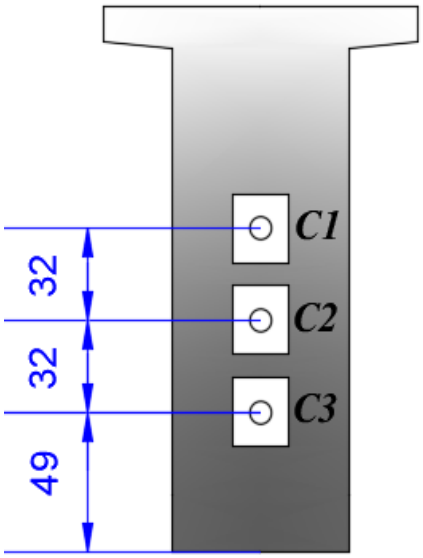
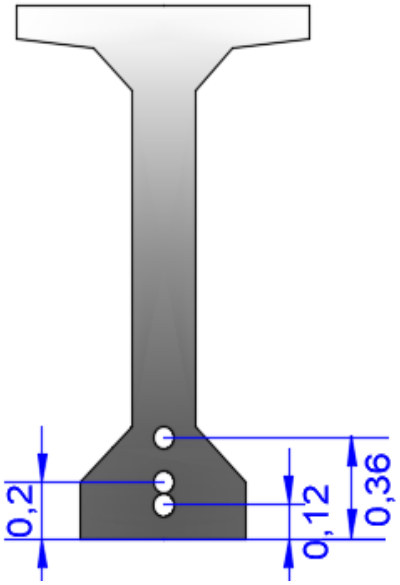


Figure VI. 28 Norme de disposition des câbles de précontrainte.

On opte pour la dernière disposition ; on regroupe 2 câbles et on surmonte le troisième.

Tableau VI. 30 Position des câbles.

Câbles	Yi(m)	A l'about de poutre	Yi(m)	A mi- travée
C1	1.127		0,36	
C2	0,81		0,2	
C3	0,49		0,12	

VI.5.2.5. Trace des câbles :

❖ Détermination de l'angle de relevage :

L'angle de relevage α à 0,15 de l'extrémité de la poutre (un alignement droit d'un mètre d'environ précède l'ancrage), est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{Arcsin}\left(\frac{\mathbf{Vm}-\bar{\mathbf{V}}}{\mathbf{P}}\right) \leq \boldsymbol{\alpha} \leq \mathbf{Arcsin}\left(\frac{\mathbf{Vm}+\bar{\mathbf{V}}}{\mathbf{P}}\right)$$

Avec :

- $\bar{V}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'about : $\bar{V} = \tau \times b_n \times 0{,}8h$.
- τ : contrainte tangentielle limité en **ELS** : $\tau = \sqrt{0{,}4 \times F_{tj} \times (F_{tj} + 6\sigma_x)}$.
- 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 + dalle : $B_n = B - n \times B_{Gaine}$.
- n : nombre de gaines.
- B_{Gaine} : surface de la gaine.
- b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis : $b_n = b0 - n_{lit} \times 0.5\Phi$.
- b_0 : largeur brute.
- n_{lit} : nombre de lits.
- Φ : diamètre de la gaine.

Tableau VI. 31 Valeurs des paramètres de calcul de l'angle de relevage.

b_n (m)	B_n (m²)	P (MN)	σ_x (MPa)	τ (MPa)	$\bar{V}$ (MPa)
0,57	1,74	6,03	3,47	2,33	2,28

D'où : $-22{,}22 \leq \alpha \leq 30{,}52$

On prend l'angle mesuré avec le logiciel **Autocad** :

Tableau VI. 32 Angle de relevage pour chaque câble.

Câble	C1	C2	C3
Angle de relevage α	4,50	3,63	2,19

❖ Rayon de carbure :

Donnée par : $\frac{1}{R} \approx 8 \times \frac{f}{l^2}$

Avec :

- f : est la flèche maximale (mesurée à mi - longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.
- l : est la longueur de la parabole (L = 34.5 m).

❖ L'angle de déviation β :

Sur une longueur l, calculé par : $\beta = 4 \times \frac{f}{l}$

Tableau VI. 33 Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.

N° câble	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
		x=0.15	X=1	X=19			
C1	4,41	1,12785	1,062	0,36	0,70	230,67	0,078
C2	3,63	0,80785	0,75	0,2	0,55	292,46	0,062
C3	2,21	0,48785	0,46	0,12	0,34	483,51	0,037

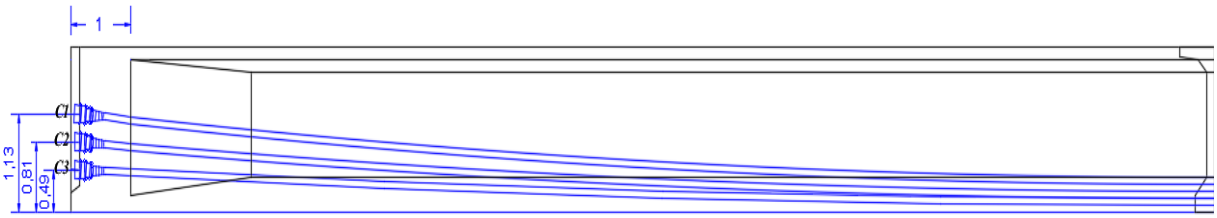


Figure VI. 29 Vue en longitudinale des câbles.

VI.5.2.6. Evaluation des pertes de la précontrainte :

VI.5.2.6.1. Pertes instantanées :

Dans le cas de la posttension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

❖ Pertes par frottement :

Déterminer par l'application de la formule suivante :

$$\sigma_{\varphi} = \sigma_{p0} \times (1 - e^{(-(f \times \beta + \varphi \times X))})$$

Avec :

- σ_{p0} : La tension à l'origine, σ_{p0}= 1488MPa.
- e : La base des logarithmes népériens.
- f : Coefficient de frottement en courbe, f=0,18rd^{-1}.
- β : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd)
- φ : Coefficient de frottement en ligne, φ= 0,002m^{-1}.
- x : La distance de la section considérée (m).

Tableau VI. 34 Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	19	0,078	0,052	75,46	70,59	4,74%
C2	19	0,062	0,049	71,27		
C3	19	0,037	0,045	65,05		

❖ Perte par recule d'encrage :

Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse x < d est :

$$\Delta\sigma_g(X) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - x)$$

Avec :

- K(x) : En fonction de l'abscisse x, $\mathbf{k(x)=}\boldsymbol{f}\times\frac{\boldsymbol{\beta}}{\boldsymbol{l}}+\boldsymbol{\varphi}$.
- l : Longueur de la moitié de la poutre.
- d : Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage, $\mathbf{d=}\sqrt{\frac{\mathbf{E_p g}}{\boldsymbol{\sigma_{p0}}\,\mathbf{k}}}$.
- g : Intensité du recul d'ancrage, g = 6mm.
- E_p : Module de déformation longitudinale de l'acier, E_p=190000MPa.

Tableau VI. 35 Valeurs des pertes par recul d'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$
C1	16,38	0,0029	16,38	0	139,20
C2	19	0,0026	17,22	0	132,39
C3	19	0,0024	18,05	0	126,35

❖ Pertes par déformation instantanée du béton :

A chaque mise en tension d´un câble, il en résulte un raccourcissement du béton, c´est à dire une chute de tension dans les câbles tendus précédemment.

$$\boldsymbol{\sigma_e=\frac{E_P}{2\times E_{ij}}\times\sigma_{bi}}$$

Avec :

- E_P : Module d'élasticité de l'acier, E_P= 190000MPa.
- E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- σ_{bi} : contrainte parabole du béton, $\boldsymbol{\sigma_{bi}=\frac{P}{B}+\frac{P\times e^2}{I_g}+\frac{M_{gp}\times e}{I_g}}$.
- B : L'aire de la section médiane seule.
- e : Excentricité moyenne des câbles
- M_{gp} : Moment du au poids propre de la poutre, M_{gp}= 3,20MN.
- I_g : Moment d'inertie de section médiane seule.

Tableau VI. 36 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.

E_{ij} (MPa)	P (MN)	σ_{bi} (MPa)	σ_e (MPa)	σ_e (%)
35981,73	7,65	17,21	45,43	3,05

VI.5.2.6.2. Pertes différées :

On distingue :

- Les pertes par retrait du béton.
- Les pertes par relaxation des aciers.
- Les pertes par fluage du béton.

❖ Pertes par retrait du béton :

$$\Delta\sigma_r = E_P\,\varepsilon_r\,(1-r(t_0)).$$

Avec :

- ε_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée (humide).
- r (t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.
- E_P : Module d'élasticité de l'acier, E_P= 190000MPa.

Plus souvent, on peut négliger la valeur r (t_0) devant 1, ce qui donne :

$$\Delta\sigma_r = E_P\,\varepsilon_r$$

Donc : $\Delta\sigma_r$=190000x0,002

$\Delta\sigma_r$**= 38MPa,** $\Delta\sigma_r$**= 2,55%**

❖ Pertes par fluage :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5\;\sigma_{fl}(x)\times\frac{E_P}{E_{ij}}$$

Avec :

- σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

Tableau VI.36 : Valeur des Pertes par fluage.

$M_{p\,(CP+CCP)}$ (MPa)	e (m)	P (MN)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
6,06	1,17	7,41	149,32	10,03

❖ Pertes par relaxation :

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_P = \frac{6}{100}\times\rho_{1000}\left(\frac{\sigma_i}{F_{prg}}-\mu_0\right)\times\sigma_i$$

Avec :

- ρ_{1000} (%) : coefficient de relaxation garantie à 1000 h, ρ_{1000} =2,50%
- μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR), μ_0=043.
- σi : contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Donc : $\Delta\sigma_P$**= 74,77MPa** $\Delta\sigma_P$**= 0,0502%**

V.5.2.6.3 Les pertes totales :

- Pertes instantanées totales : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$ **=116,03MPa= 7,80%**
- Pertes différées totales : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6\Delta\sigma_\rho$ **=242,95MPa=16,78%**
- Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i = 24,57\%$$

VI.5.2.7. Vérification des contraintes normales :

VI.5.2.7.1. Sections de vérification :

Tableau VI. 37 Sections de vérifications.

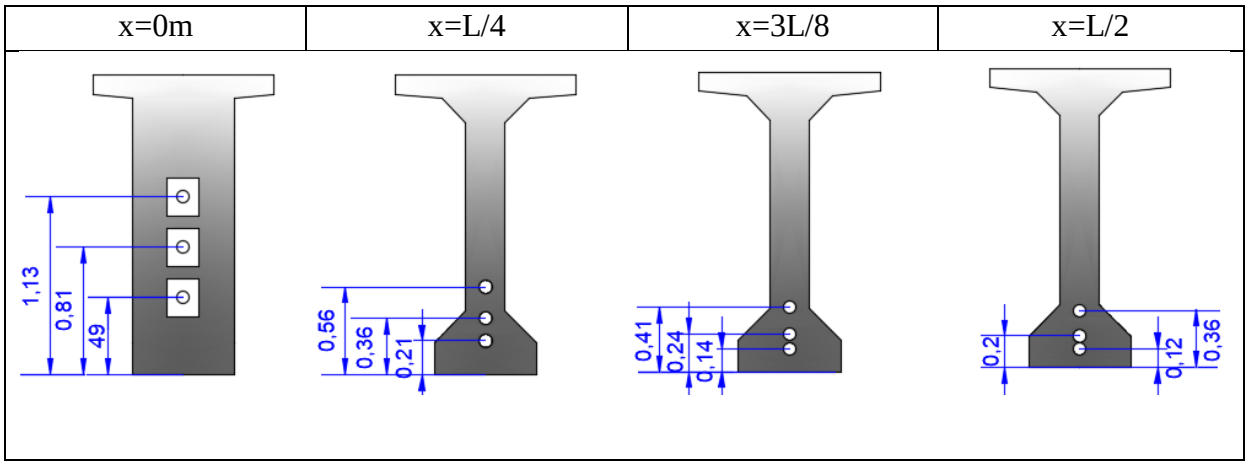


Tableau VI. 38 Caractéristiques nettes des sections de vérification.

Sections	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,90	2,15	1,90	2,15	1,90	2,15	1,90	2,15
B_{nette} (m^2)	1,29	1,74	0,728	1,178	0,728	1,178	0,728	1,178
v_n (m)	0,903	0,886	0,894	0,755	0,839	0,753	0,891	0,753
v'_n (m)	0,997	1,264	1,006	1,395	1,061	1,397	1,009	1,397
I_{nG} (m^4)	0,419	0,774	0,323	0,614	0,320	0,610	0,320	0,609
ρ (%)	36,19	39,79	49,23	49,44	49,40	49,20	48,79	49,12

VI.5.2.7.2. Effort de précontrainte :

Pour les justifications aux ELS, la précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques :

- Valeur caractéristique maximale : P_1=1.02 P_0– 0.8 ΔP
- Valeur caractéristique minimale : P_2= 0.98 P_0– 1. ΔP

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 39 Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	3,90	3,97	3,75	0,81	0,38	0,26	0,23
Phase 2	3	100	7,80	7,69	7,12	0,81	0,38	0,26	0,23
Phase 3	3	100	16,19	7,16	6,31	0,81	0,38	0,26	0,23
Phase 4	3	100	24,57	6,62	5,51	0,81	0,38	0,26	0,23

VI.5.2.7.2. Justification des contraintes normales :

Les conditions à vérifier sont : $\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$ et $\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$:

Avec :

$$\sigma(y) = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times e_0 + M}{I} y$$

- P_i : la valeur caractéristique de la précontrainte.
- y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.
- e_0 : excentricité du câble de précontrainte moyen.
- M : moment extérieur.

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 40 Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,19	0,63	0,80	0,78	0,19	0,63	0,80	0,78
MEls		0,00	2,35	2,980	3,198	0	2,35	2,980	3,198
P1 (MN)		3,90	3,90	3,90	3,90	7,80	7,80	7,80	7,80
P2 (MN)		3,75	3,75	3,75	3,75	7,69	7,69	7,69	7,69
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	6,51	7,80	8,91	0,00	6,51	7,80	8,91
	σ_{inf}	0,00	-7,33	-9,88	-10,10	0,00	-7,33	-9,88	-10,10
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	1,44	-1,45	-2,79	-3,15	2,88	-2,90	-5,59	-6,31
	σ_{inf}	4,79	13,01	15,66	14,99	9,58	26,03	31,33	29,99
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	1,39	-1,39	-2,69	-3,03	2,84	-2,86	-5,51	-6,22
	σ_{inf}	4,60	12,52	15,06	14,42	9,45	25,69	30,91	29,59
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	1,44	5,06	5,01	5,76	2,88	3,61	2,21	2,61
	σ_{inf}	4,79	5,68	5,79	4,89	9,58	18,70	21,45	19,88
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	1,39	5,12	5,12	5,88	2,84	3,65	2,29	2,69
	σ_{inf}	4,60	5,18	5,19	4,32	9,45	18,35	21,04	19,49

Tableau VI. 41 Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,46	1,02	1,13	1,17	0,46	1,02	1,13	1,17
MEls		0,00	3,71	4,70	5,03	0	6,71	8,38	8,93
P1 (MN)		7,16	7,16	7,16	7,16	6,62	6,62	6,62	6,62
P2 (MN)		6,31	6,31	6,31	6,31	5,51	5,51	5,51	5,51
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	4,56	5,80	6,22	0,00	8,25	10,35	11,04
	σ_{inf}	0,00	-8,44	-10,76	-11,54	0,00	-15,26	-19,19	-20,49
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	0,39	-2,89	-3,94	-4,28	0,36	-2,68	-3,65	-3,96
	σ_{inf}	9,45	22,65	24,64	25,29	8,74	20,94	22,79	23,39
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	0,34	0,28	-0,51	-3,78	2,76	0,57	-1,05	-3,30
	σ_{inf}	8,34	19,99	21,75	22,32	7,27	17,43	18,96	19,46
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	0,39	1,67	1,86	1,94	0,36	5,58	6,70	7,08
	σ_{inf}	9,45	14,21	13,88	13,75	8,74	5,68	3,60	2,89
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	0,34	4,84	5,29	2,44	2,76	8,82	9,29	7,75
	σ_{inf}	8,34	11,55	10,98	10,78	7,27	2,16	-0,23	-1,03

VI.5.2.8. Vérification des contraintes tangentielles :

VI.5.2.8.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

On doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0{,}4.F_{tj}\,(F_{tj} + \sigma_x) = \overline{\tau_1^2}$$

$$\tau^2 \leq 2.\frac{F_{tj}}{F_{cj}}\,(0{,}6F_{tj} - \sigma_x)x(F_{tj} + \sigma_x) = \overline{\tau_2^2}$$

Si : $\sigma_x < 0{,}4F_{cj}$, On a : $\overline{\tau_1} < \overline{\tau_2}$, donc on vérifier que : $\tau < \overline{\tau_1}$

Avec :

- τ : Contrainte tangentielle.
- σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité, $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$.
  - Avec : $P = \sum_{i=0}^{4} P_i \times \cos \alpha_i$
- P : Effort de précontrainte.
- B_n : Surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 42 Effort de précontrainte.

		Pcos α	Psin α
P1	2,02	2,01	0,16
P2	2,02	2,02	0,13
P3	2,02	2,02	0,08
	Somme	6,05	0,36

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\tau = \frac{V_{red} - S_n(y)}{I_n b_n}}$$

Avec :

- V_{red} : Effort tranchant réduit, $\mathbf{V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \times \sin \alpha}$
- S_n : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section d'about avec dalle.
- b_n : Largeur nette de la section.
- I_n : Moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 43 Contrainte tangentielle « τ ».

$B_n(m^2)$	σ_x(MPa)	$\overline{\tau_1}$(MPa)	V_{ser}(MN)	V_{red}(MN)	S_n (m^3)	I_n (m^4)	b_n (m)	τ (MPa)
1,74	3,48	2,58	1,05	0,69	0,61	0,77	0,57	0,96

On constate que τ =0,96MPa ≤ $\overline{\tau_1}$=2,58MPa. Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

VI.5.2.8.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU :

❖ Vérification des bielles comprimées :

On doit déterminer l'angle βu que froment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\mathbf{tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}}$$

Avec : $\boldsymbol{\beta_u \geq 30°}$

- σx, σy : Représentent les contraintes normales au niveau de G, $\boldsymbol{\sigma_x = \frac{P}{B_n}}$.
- τ_u : Contrainte tangentielle ultime, $\boldsymbol{\tau = \frac{V_{red} - S_n(y)}{I_n b_n}}$.

Tableau VI. 44 Calcul de l'angle β_u.

$B_n(m^2)$	σ_x(MPa)	F_{t28} (MPa)	V_{ulm} (MN)	V_{red}(MN)	S_n (m^3)	I_n (m^4)	b_n (m)	τ_u(MPa)	β_u
1,74	3,48	2,7	1,42	1,06	0,61	0,77	0,57	1,46	20,06

On prend $\boldsymbol{\beta_u = 30°}$ pour la suite des calculs.

τ_u=1,47MPa$\leq\frac{F_{t28}}{6}=\frac{35}{6}$ = 5,83MPa, donc : Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

❖ Vérification de la résistance des armatures transversales :

La section des armatures transversale At, donnée 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 :

- A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
- 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, f_e=500MPa.
- γ = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
- b_n : Largeur nette de la section d'appui.

Donc : $\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{4{,}32cm/m.}$

Le pourcentage minimum a disposé : $\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{0,6} \times \frac{b_n \times \gamma}{F_e}$

On prend : $\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{7{,}86cm^2/m}$

- S_t : L'espacement des armatures tel que : St ≤ Min (1m ; 0.8h; 3b_0), St ≤ 75 cm.
- b_0 : l'épaisseur brute minimale de l'âme.

On retient un cadre **HA12** avec un espacement de 15 cm à l'appui et 20 cm à mi- travée.

VI.5.2.9. Armatures passives des poutres :

❖ Armatures passives des zones tendues :

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale As (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{bt}}{F_e} \times \frac{F_{tj}}{\sigma_{bt}}\right)$$

Avec :

- B_t : Aire de la section du béton en traction.
- σ_{bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
- N_{bt}: La résultante des contraintes de traction correspondantes.

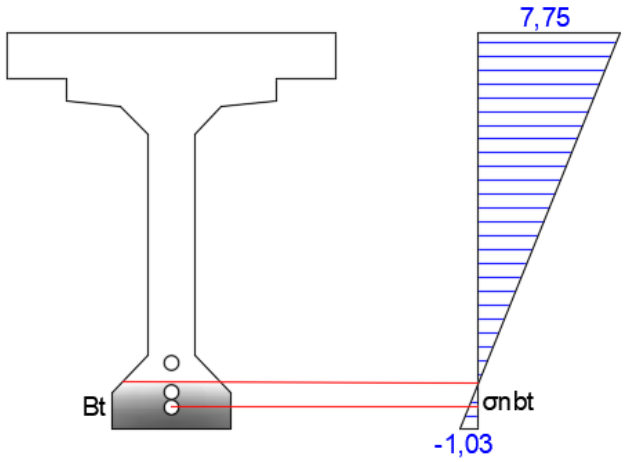


Figure VI. 30 Diagramme des contraintes à mi travée.

Tableau VI. 45 valeur de la section minimale.

B_t (m²)	σ_{nbt} (MPa)	N_{bt} (MN):	A_s (cm²)
0,1542	0,532	0,082	1.54

Donc : on prend **2 HA14**

❖ Armature de peau :

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d´au moins 3 cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm.

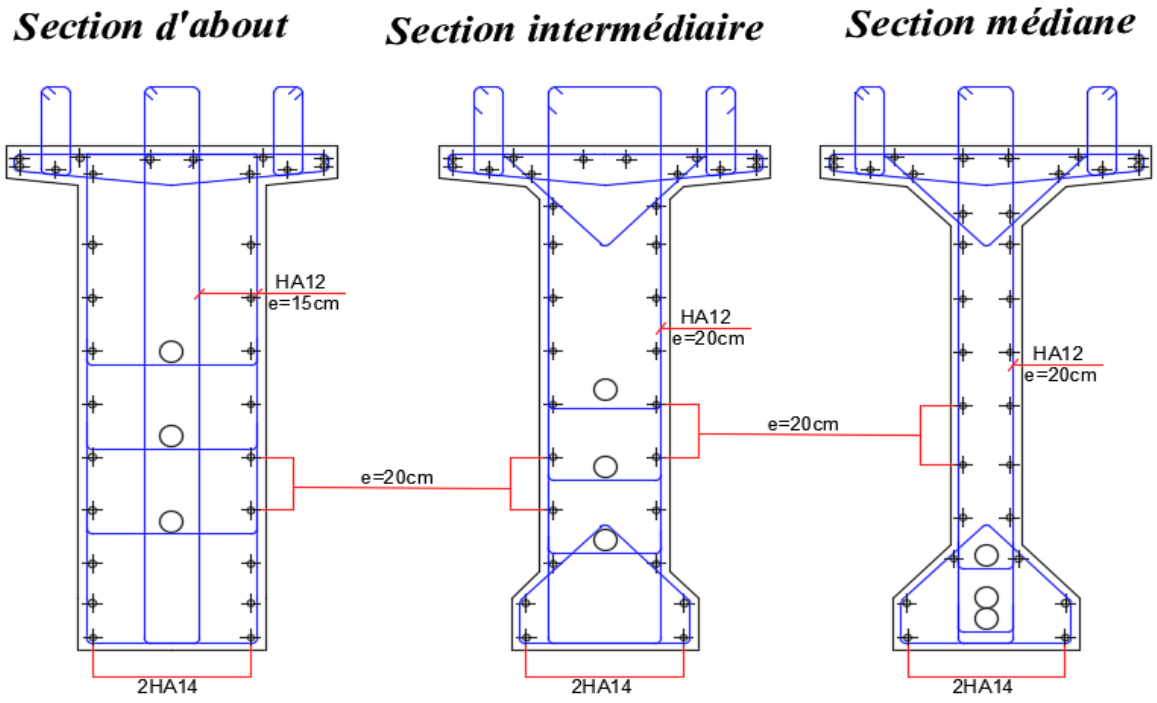


Figure VI. 31 Le ferraillage des différentes sections de la poutre.

VI.5.2.10. Vérification de la flache :

❖ Contre flèche de la précontrainte :

On vérifie d'abord la contre-flèche de la poutre seule (avant coulage de la dalle), Avec :

- $P_{Câble\ moy}$ = 6,62MN (mise en tension a 100 %).
- $e_1 = e_3$ = 0,19m.
- e_2 = -0.780m.

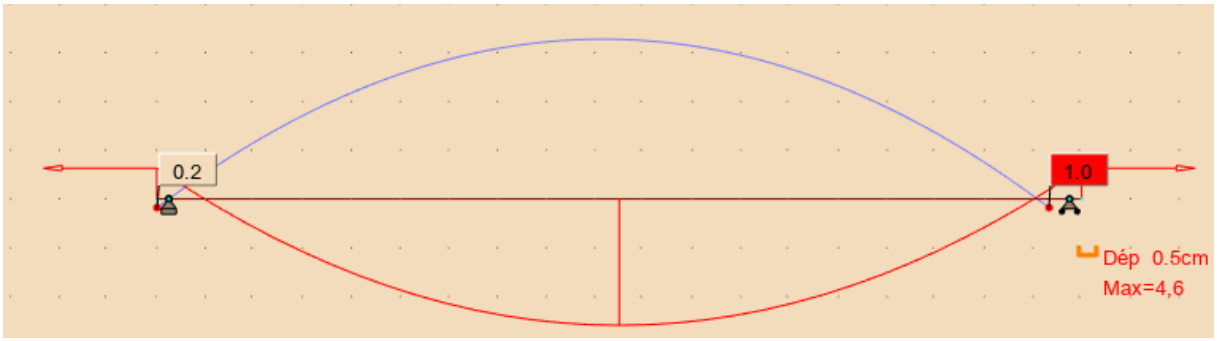


Figure VI. 32 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes.

D'après ce diagramme on constate que la contre flache maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les quatre câbles) est égale à :

$$f_p = -4{,}60\text{cm}$$

❖ Flèche due au poids propre :

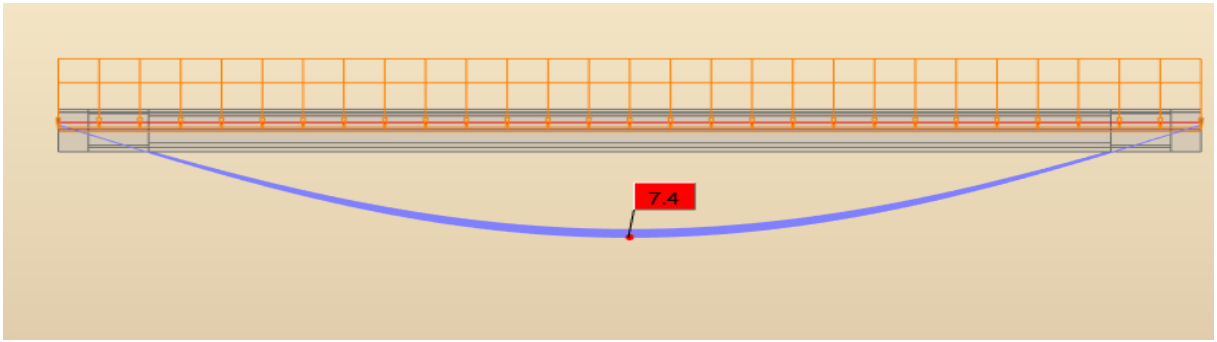


Figure VI. 33 Flèche max de la poutre due à poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, entretoises, dalle, équipements) est égale à :

$$f_G = 7{,}4\text{cm}.$$

❖ Flèche de construction :

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(fp - fG) = 3/4\ (4{,}6 - 7{,}4)$$

Donc : $f_c = -2{,}1$ cm

❖ Flèche maximale à l'ELS :

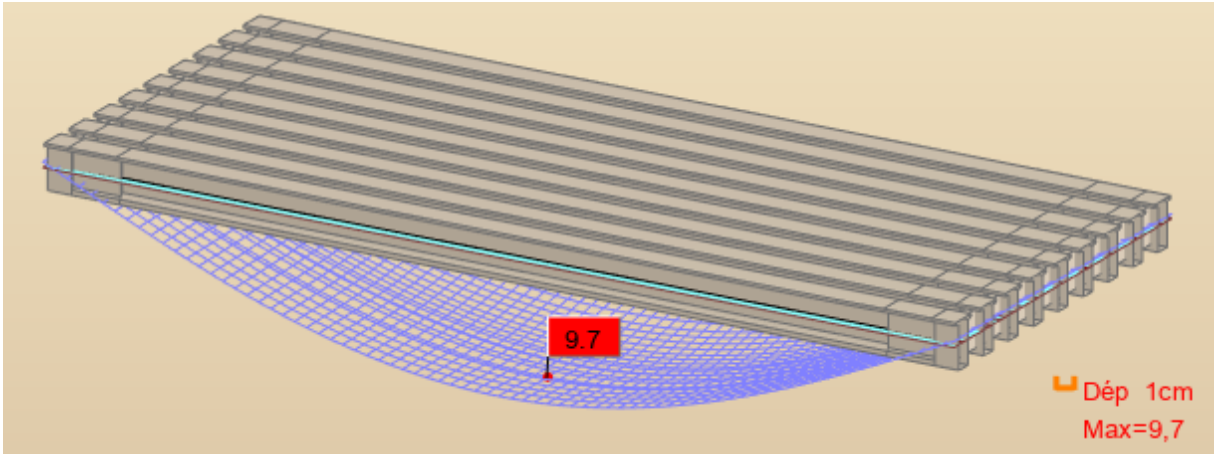


Figure V. 34 Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est de :

$$f_{ELS} = 9{,}7\text{cm}.$$

❖ Flèche totale :

- La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées :

$$f_T = f_{ELS} + f_P + f_C$$

Donc : $f_T = 3{,}00\text{cm}.$

- La flèche admissible :

$$f_{adm} = L/500$$

Donc : $f_{adm} = 7{,}60\text{cm}.$

f_{adm} doit être supérieur à la flèche calculée $f_T = 3{,}80\text{cm}$, Donc : la condition est vérifiée.

VI.6. ETUDE DE L'ENTRETOISE :

VI.6.1. Introduction :

Les entretoises sont des éléments en béton armé considérées comme poutres disposée perpendiculairement aux poutres principales relient celle-ci, alors qu'elles sont placées transversalement par rapport à la portée du pont. La présence des entretoises se justifie du fait qu'elles assurent non seulement la solidarité effective des poutres à la torsion, mais aussi pour leur rôle de raidir transversalement le tablier.

Leur ferraillage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis, Il apparaît donc clairement la nécessité de prévoir l'emplacement des vérins, pour éviter le développement d'efforts imprévus au moment du vérinage.

Pour cela, et puisque le nombre des poutres est impair, on opte pour le positionnement montré dans la figure ci-dessous :

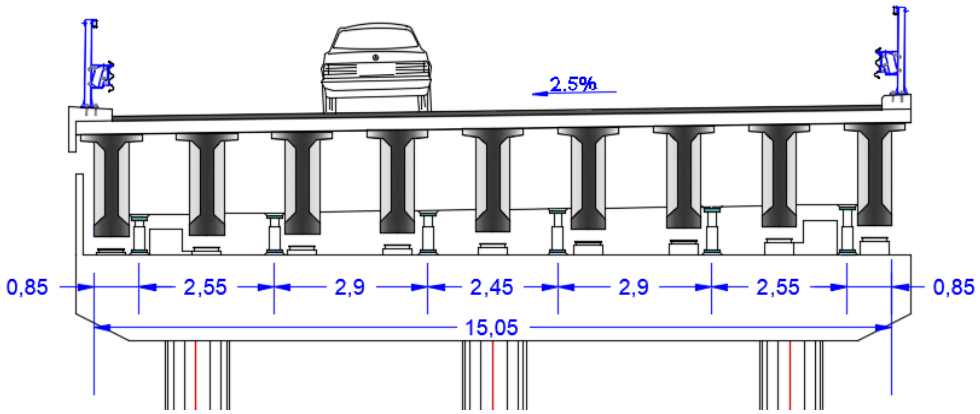


Figure VI. 35 Position des vérins.

VI.6.2. Evaluation des efforts :

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue de 15,05 m de longueur, reposant sur 6 appuis, et supportant son poids propre (charge uniformément répartie) et le poids du tablier (poids des poutres, la dalle et les charges complémentaires), $\boldsymbol{G_{Tablier} = 391,75\ KN/m.}$

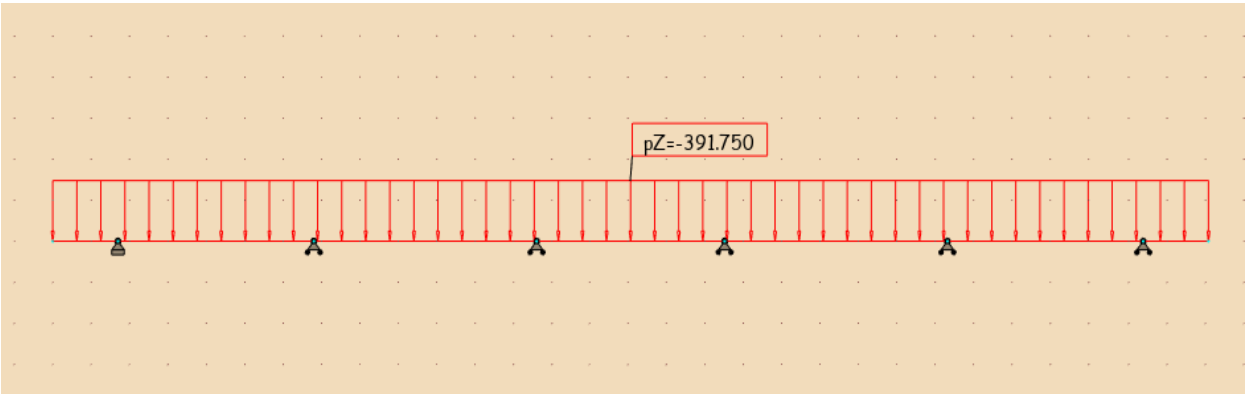


Figure VI. 36 Modélisation de l'entretoise sur robot.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous :

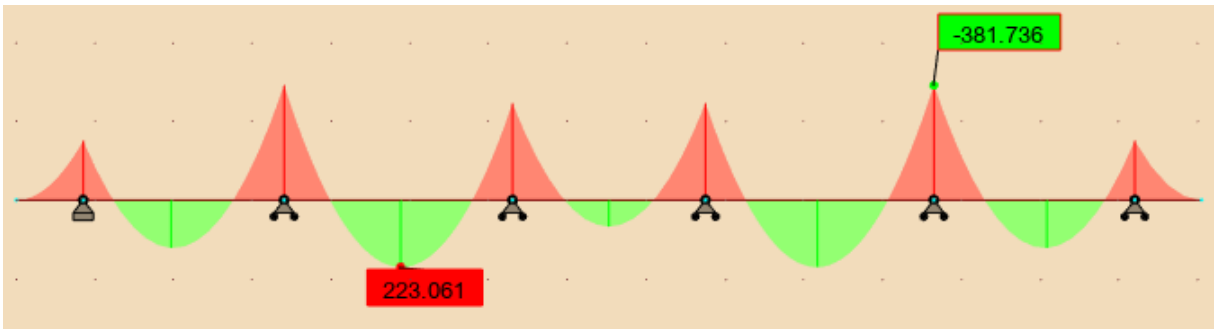


Figure VI. 37 Moment Max- Entretoise à l'ELU.

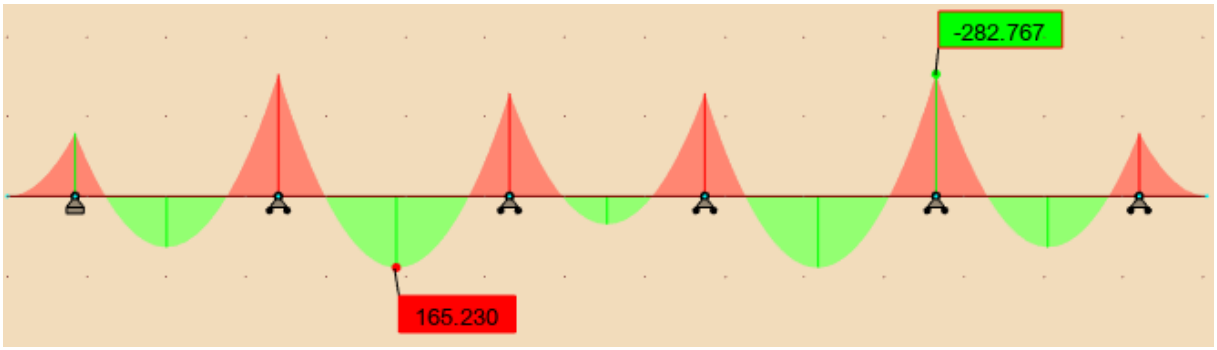


Figure VI. 38 Moment Max- Entretoise à l'ELS.

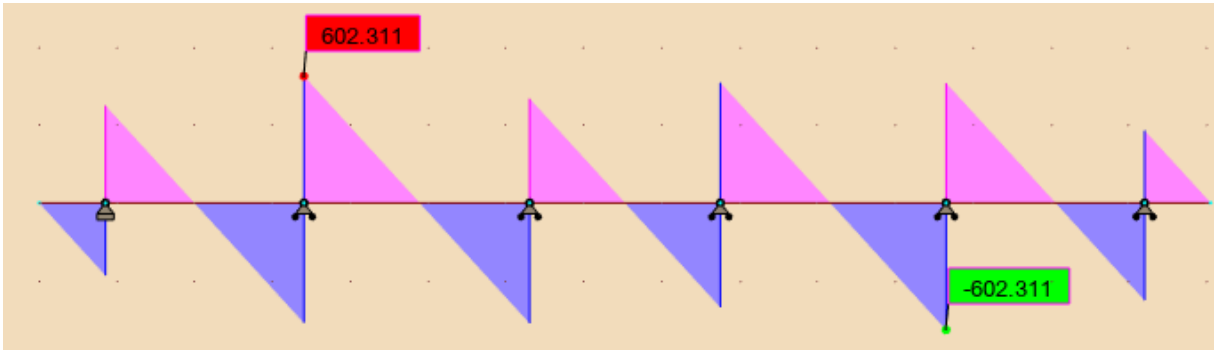


Figure VI. 39 Effort tranchant Max- Entretoise à l'ELS.

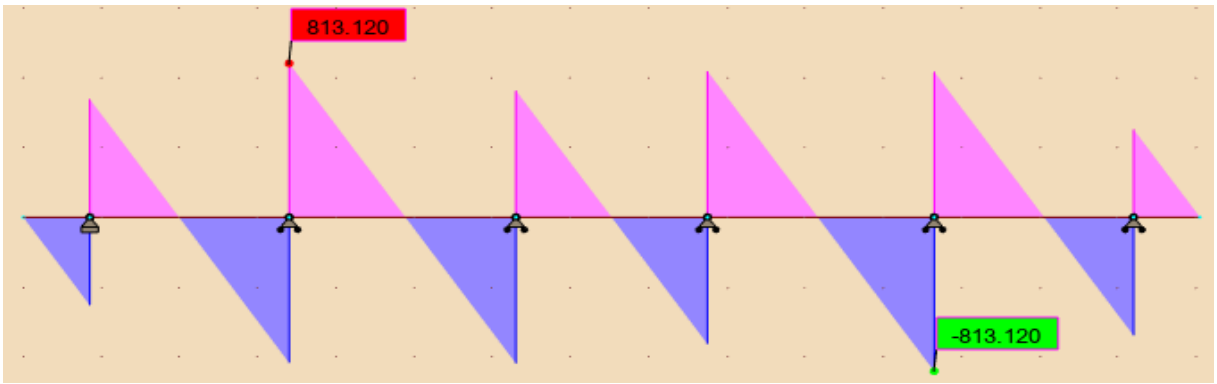


Figure VI. 40 Effort tranchant Max- Entretoise à l'ELU.

VI.6.3. Ferraillage de l'entretoise :

La section de ferraillage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT expert 2010**, les résultats sont présentés ci-dessous :

VI.6.3.1. Armatures longitudinale :

Tableau VI. 46 Résultats de calcul de ferraillage longitudinale de l'entretoise.

Nappe	As (cm²)	Ø (mm)	Nombre	e (cm)
Supérieure	8,4	HA16+HA12	3+3	20
Inférieure	5,4	HA16	3	20

VI.6.3.2. Armatures transversale :

On opte pour des cades de HA12, avec un espacement de 15 cm.

VI.6.3.3. Armature de peau :

On considère les armatures longitudinales comme des armatures constructives. Telle que :

$$\textbf{les armatures de peu} = \frac{1}{3} A_{s\ max}\ \textbf{des armatures longitudinale.}$$

D'où : $A_{s\ max}$= 8,4cm², donc : A_s = 2,8cm², on opte pour HA12, avec un espacement de 15cm.

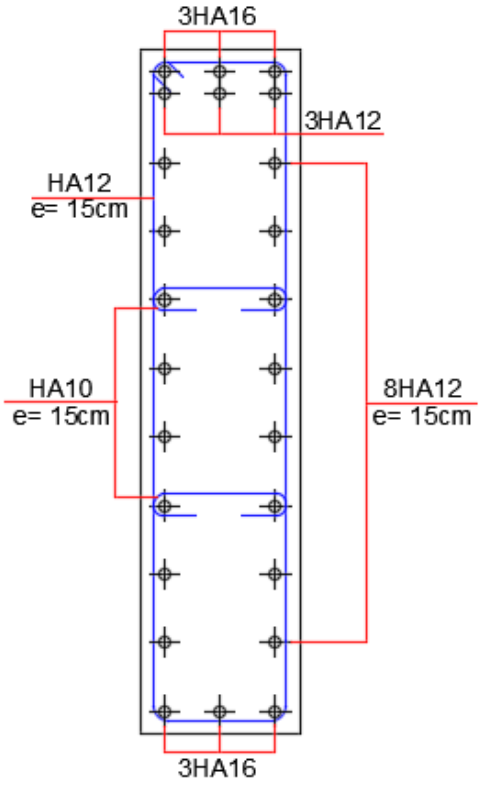


Figure VI. 41 Ferraillage de l'entretoise.

VI.7. Etude de la dalle :

VI.7.1. Introduction :

Un hourdis**,** désigné également par le terme d'entrevous, est l'élément de remplissage, qui associé à des poutrelles béton, joue le rôle d'entretoisement et assure la répartition transversale des efforts dans le tablier, Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle reprendre ces efforts.

On s'intéresse qu'à la flexion transversale, et on va déterminer la section d'acier nécessaire pour la dalle, qui présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm.
- Largeur : 15,75 m.
- Longueur : le long de l'ouvrage, On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m pour notre étude.

VI.7.2. Évaluation des efforts :

On fait une modélisation avec logiciel **ROBOT structural 2019**, dont l'hourdis est modélisé en utilisant l'élément Barre, dont la section 100x25 cm², puis on effectue un conteur de 1m de largeur et 15,75m de longueur, avec l'option panneau on ajoute une épaisseur de 25cm, Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes que celles applique sur les poutres, (poids propre, poids des équipements et poids des surcharges), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

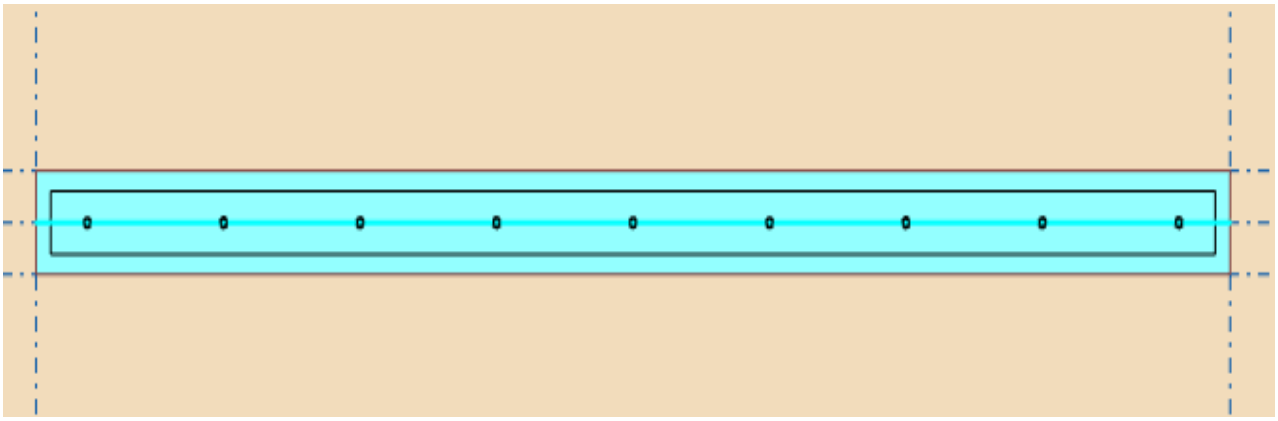


Figure VI. 42 Modèle du calcul.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous :

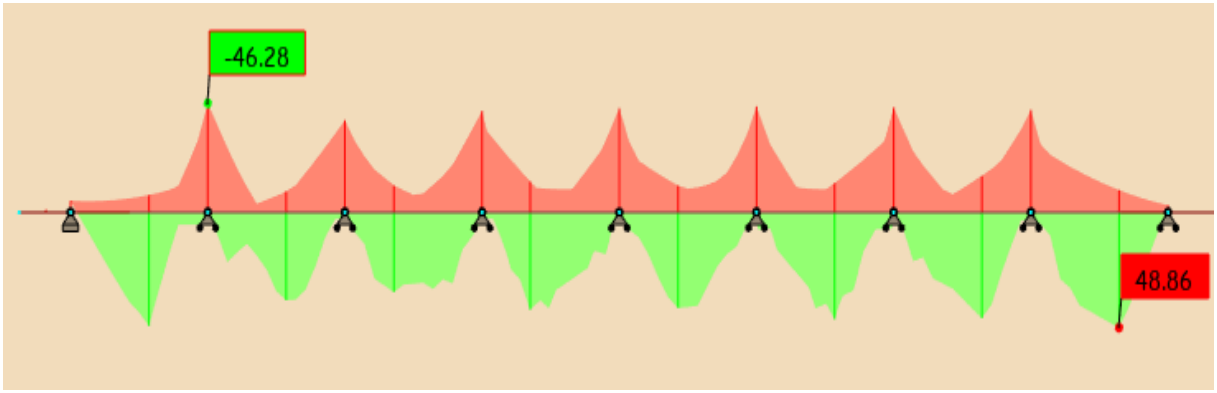


Figure VI. 43 Moment Max- Dalle à l'ELU.

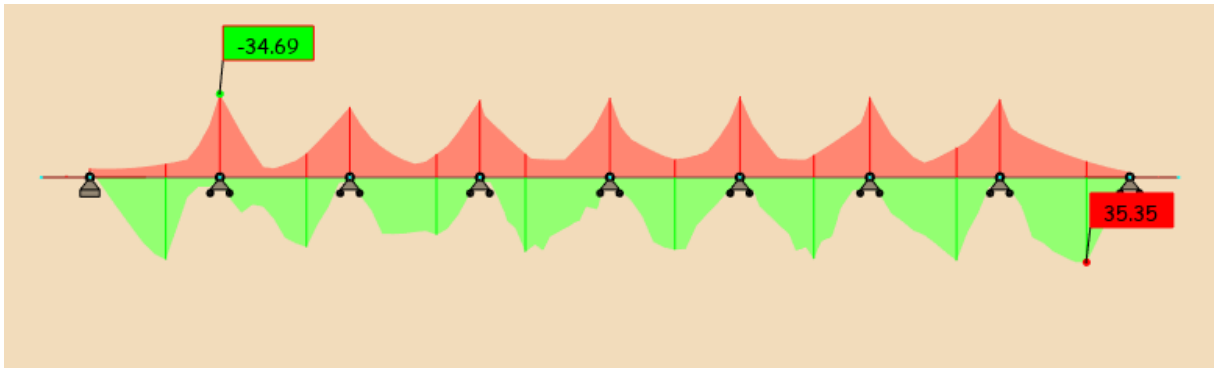


Figure VI. 44 Moment Max- Dalle à l'ELS.

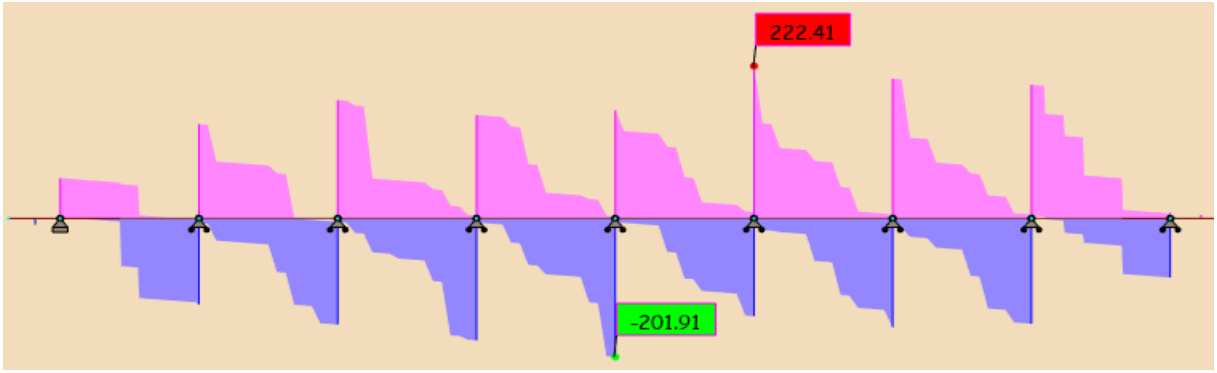


Figure VI. 45 Effort tranchant Max- Dalle à l'ELU.

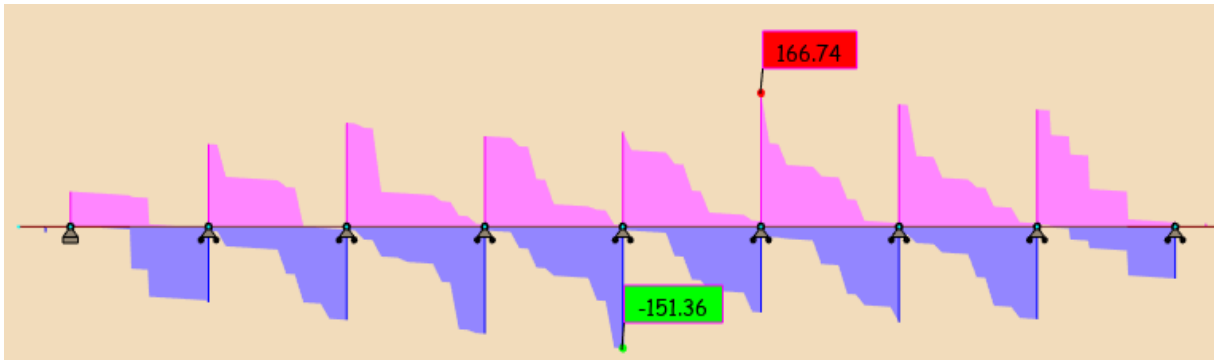


Figure VI. 46 Effort tranchant Max- Dalle à l'ELS.

VI.7.3. Ferraillage de la dalle :

VI.7.3.1. Armatures transversales :

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel **ROBOT expert 2010**, les résultats sont présentés ci-dessous, sont détaillés à l'Annexe D :

Tableau VI. 47 Résultats de calcul de ferraillage transversale de la dalle.

Nappe	As (cm²)	Ø (mm)	Nombre	e (cm)
Supérieure	5,5	HA14	5	20
Inférieure	7,9	HA16	5	20

VI.7.3.1. Armatures longitudinale :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As, On opte pour :

Tableau VI. 48 Résultats de calcul de ferraillage longitudinale de la dalle.

Nappe	As (cm²)	Ø (mm)	Nombre	e (cm)
Supérieure	1,83	HA10	4	30
Inférieure	2,63	HA10	4	30

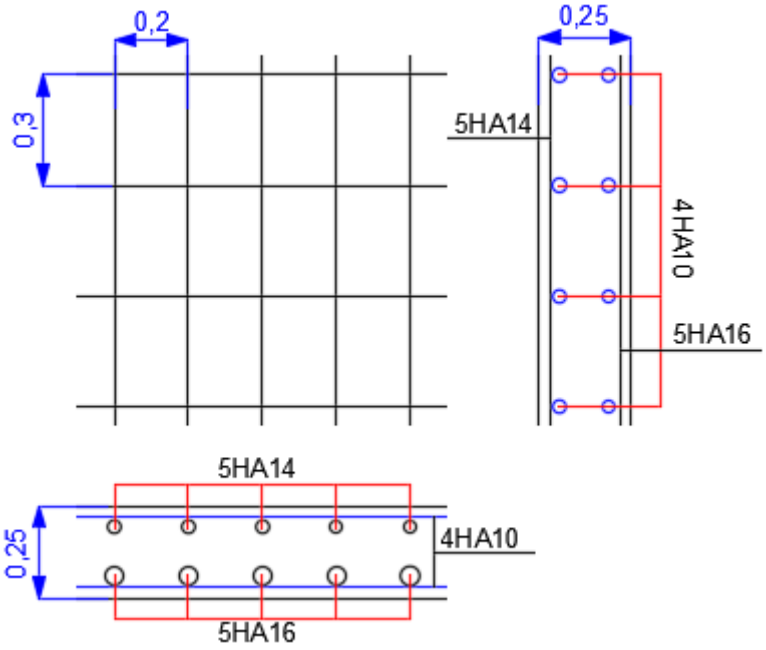


Figure VI. 47 ferraillage de l'hourdis.

VII EQUIPEMENT ET ETUDE SISMIQUE

équipement et étude sismique

VII.1 INTRODUCTION :

Les équipements du pont recouvrent l'ensemble des dispositifs dont, la nature, la conception et le fonctionnement se diversifie, ils jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Dans ce qui suit, nous allons étudier les équipements nécessaires pour un ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

VII.2 Appareil d'appuis :

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, Leurs rôle est :

- De transmettre les efforts horizontaux et verticaux à l'infrastructure.
- D'absorber, par rotation et distorsion, les déformations et translation de la structure.

VII.2.1 Choix du type de l'appareil :

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis à pot.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Les appareils d'appuis en élastomère fretté sont plus couramment employés pour les ponts, à cause des avantages qu'ils présentent :

- La facilité de la mise en œuvre.
- La facilité du réglage et du contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût est relativement modéré.

VII.2.2 Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à L'ELU :

Tableau VII. 1 Evaluation des Réactions (KN) sur les appuis.

Combinaison	Culée 01	P 01	P 02	P 03
G	772,12	772,12	3202.48	16397.92
1.35G + 1.6AL + 0.9T	1222,01	1222,01	**6099.87**	**31184.3**
1.35G + 1.6Bc + 0.9T	1466,57	1436,68	5662.45	28234.49
1.35G + 1.6Bt + 0.9T	1397,34	1373,04	5439.49	27348.87
1.35G + 1.35D240 + 0.9T	**1787,17**	**1776,41**	5864.3	28923.31
1.35G + 1.35Mc120 + 0.9T	1369,15	1369,11	4908.08	26955.16

VII.2.3 Dimensionnement de l'appareil d'appui :

On utilise l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage, La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée sur **la figure VI.1** :

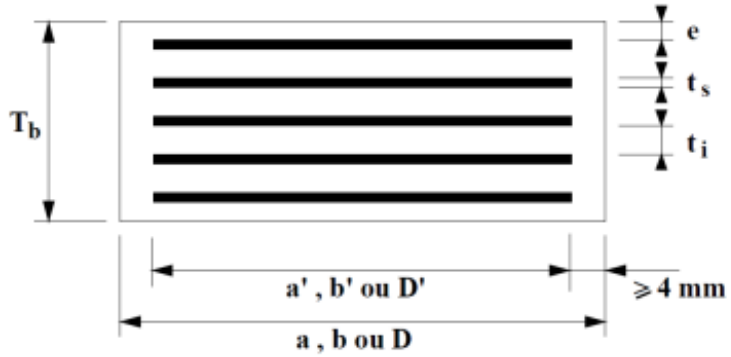


Figure VII. 1 Définition géométrique d'un appareil d'appui.

- a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire (a la plus grande cote).
- D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire.
- t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.
- T_b : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui.
- e : enrobage.

VII.2.3.1 Aire de l'appareil d'appui :

Selon le guide **SETRA**, les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

$$\frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$$

Avec :

- R_{max} : Réaction d'appuis maximale à L'ELU.
- σ_m: Contrainte de compression sous la réaction R_{max}.

Tableau VII. 2 Dimensionnement en plan des appareils d'appui.

Dimension	Tablier poutres	Tablier voussoirs	
	Appui d'une poutre	Appui intermédiaire	Appui de rive
R_{max} (MN)	1,42	15,59	3.05
axb cm²	710	7796	1524.75
a (cm)	450	900	400
b (cm)	400	900	500

On prend les mêmes dimensions de l'appareil d'appuis des poutres pour les culées.

VII.2.3.2 Epaisseur de l'appareil d'appui T :

D'après le document **SETRA**, la condition à vérifier est : la condition de non flambement

$$a/10 \leq T \leq a/5$$

Tableau VII. 3 Epaisseur de l'appareil d'appui.

Dimension	Tablier poutres	Tablier voussoirs	
	Appui d'une poutre	Appui intermédiaire	Appui de rive
a (cm)	450	900	400
a/10	45	90	40
a/5	90	180	80

VII.2.3.3 Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

- $t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}$

Avec : $\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b}$ et $\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)}$, **G=0,9**

G : module de déformation transversale d'appareil d'appui, G = 0.9 MPa.

- $t_s \geq 2mm$

Tableau VII. 4 Dimensions des frettes.

Dimension	Tablier poutres	Tablier voussoirs	
	Appui d'une poutre	Appui intermédiaire	Appui de rive
σ_m (MPa)	7.89	16,94	15.25
β	11.76	16,67	12.35
t_s (mm)	1.28	2,60	2.10

On prend :

Tableau VII. 5 Dimensions des appareils d'appui retenus.

Dimension	Tablier poutres	Tablier voussoirs	
	Appui d'une poutre	Appui intermédiaire	Appui de rive
Feuillets d'élastomère t_i	10	20	12
Frettes métalliques de t_s	2	3	3
Enrobage des chants	4	4	4
Enrobage extérieur :	5	10	6
T_d	96	120	84
T	80	138	105

VII.2.4 Evaluation des efforts horizontaux :

❖ Efforts dus aux variations de la température :

La variation uniforme de température impose un déplacement horizontal qui vaut :

$$\mathbf{U_{x\,T} = \varepsilon_T \times \left| X_i \right| \text{ avec } \varepsilon_T = \alpha \times \Delta T \text{ et } \left| X_i \right| = \left| Xi - Xcr \right|}$$

Avec :

- $\alpha = 10^{-5°}\ C^{-1}$
- $\Delta T = 35°$ C (selon le RCPR)
- $Xcr = \frac{\sum Ki \times Xi}{\sum Ki}$: centre de rigidité.
- Ki : centre de rigidité statique.
- $\left| X_i \right|$: la distance entre le centre de rigidité et l'appareil d'appui.

Pour le calcul d'effort du a cette variation en applique la formule suivante :

$$F_T = \frac{U_{x\,T} \times G \times a \times b}{Tq}$$

- **G (statique) :** module de déformation transversale d'appareil d'appui, G = 0.9 MPA
- **a** ;**b** : dimensions de l'appareil d'appuis.
- **T_q :** : épaisseur des feuillets d'élastomère.

❖ Efforts dus aux retraits et au fluage du béton

Le déplacement horizontal imposé par le retrait et le fluage vaut :

$U_{x\,r} = \varepsilon_r \times \left| X_i \right|$ avec $\varepsilon_r = 2\times10^{-4}$: coefficient de retrait

$U_{x\,f} = \varepsilon_f \times \left| X_i \right|$ avec $\varepsilon_r = 2.5\times10^{-4}$: coefficient de fluage a t =0

L'effort du au retrait et fluage :

$$\mathbf{F_r = \frac{U_{x\,r} \times G \times a \times b}{Tq}} \text{ et } \mathbf{F_f = \frac{U_{x\,f} \times G \times a \times b}{Tq}}$$

❖ Efforts dus au freinage

Le déplacement maximal due au freinage vaut :

$$\mathbf{U_{x\,fr} = \frac{F_{fr} \times Tq}{2 \times G \times a \times b}}$$

- F_{fr} : Effort de freinage due a AL et Bc .
- G = 1.8 MPA (car le freinage et un effort dynamique).

NB :

- *On suppose que l'effort de freinage a une répartition uniforme (égale) sur tous les appareils d'appuis, alors* $\boldsymbol{F_{fr} = \frac{F_{fr}}{n_{aa}}}$
- *On prend le centre de rigidité au centre du tablier, alors :* $\boldsymbol{|X_i| = L/2.}$

Tableau VII. 6 Evaluation des déplacements horizontaux maximales.

Dimensions	Tablier poutre	Tablier voussoir	
	Appuis d'une Poutre	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
L (m)	18.5	33.75	16.98
$U_{x\,T}$ (cm)	0.64	1.18	0.59
$U_{x\,r}$ (cm)	0.37	0.675	0.34
$U_{x\,f}$ (cm)	0.46	0.84375	0.42
F_{fr} (cm)	300	300	300
n_{aa} (cm)	18	2	2
$U_{x\,fr}$ (cm)	0.99	0.91	0.01.75

VII.2.5 Vérification des appareils d'appuis :

Selon **le RPOA** en doit vérifier :

VII.2.5.1 Résistance à la compression :

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20MPa.

On doit vérifier : $\sigma_m \leq 20MPa$, Avec :

$$\boldsymbol{\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b}}$$

- R_{max} : Réaction d'appui à ELU.

Tableau VII. 7 vérification de la résistance à la compression.

Paramètres	Tablier poutres	Tablier voussoirs	
	Appui d'une poutre	Appui intermédiaire	Appui de rive
R_{max}	1,42	15,59	3.05
σ_m (MPa)	7.89	19,25	15.25
Observation	✓ Vérifiée	✓ Vérifiée	✓ Vérifiée

VII.2.5.2 Sécurité au flambement :

On doit vérifier :

$$\gamma s P_u \leq P_c \,, \quad P_c = 4 \cdot G.\, B.\, S2 \cdot d/h \quad \text{et} \quad S = a \cdot b2t(a+b)$$

Avec :

- γ_s: Le coefficient de sécurité, $\gamma_s = 3$.
- P_u : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
- P_c : 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.
- S : Le facteur de forme.
- h_c : Epaisseur totale du caoutchouc.
- t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

Tableau VII. 8 vérification de la sécurité au flambement.

Paramètres	Tablier poutres	Tablier voussoirs	
	Appui d'une poutre	Appui intermédiaire	Appui de rive
S	10.59	14.06	9,26
d (m)	0,012	0,019	0,015
h (m)	0,096	0,176	0,084
B (m^2)	0,18	0,81	0,20
P_c	9.08	62.25	11.02
P_u	1,42	15,59	3.05
$\gamma_s.P_u$	4,26	46.78	9.15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VII.2.5.3 Limitation de la distorsion :

On doit vérifier : $\boldsymbol{\delta = \tan(\gamma) < \delta_c}$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limiter à une valeur critique δ_c :

- $\delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$ **si** $\boldsymbol{p \leq 0.25}$
- $\delta_c = 1.4(1 - 2p)$ **si** $\boldsymbol{p > 0.25}$

Pour :

$$\mathbf{P = P_u/P_c} \qquad \mathbf{\delta = d/T_b} \qquad \mathbf{\delta_0 = c/h_c \ \ (0{,}7 \leq \delta_0 \leq 2)}$$

Avec :

- c : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire.
- δ : La distorsion de l'appareil d'appui.
- d : Déplacement horizontal.

Tableau VII. 9 vérification de la distorsion.

Paramètres	Tablier poutres	Tablier voussoirs	
	Appui d'une poutre	Appui intermédiaire	Appui de rive
P	0,156	0.250	0.270
δ_c	0.96	0.7	0.63
d	0,088	0.251	0.241
δ	0.93	1.43	2.87
Observation	Vérifiée	Cond-Non Vérifiée	Cond-Non Vérifiée

VII.2.5.4 Vérification de non glissement :

La vérification du non-glissement est assurée, en l'absence de dispositif anti-cheminement :

$$H<f.N$$

Avec : $f= 0,1+(0,6/ \sigma_m)$,

- H : l'effort horizontale.
- N : effort de compression vertical.
- f : coefficient de frottement.
- σ_m : la contrainte moyenne de compression.

Tableau VII. 10 vérification de non glissement.

Paramètres	Tablier poutres	Tablier voussoirs	
	Appui d'une poutre	Appui intermédiaire	Appui de rive
N (MPa)	0,62	15.59	3.05
σ_m	3.43	19.25	15.25
F	0,275	0.13	0.14
H	0,256	1.43	0.81
***f*N**	0.17	1.16	0.89
Observation	Vérifiée	Cond-Non Vérifiée	Vérifiée

Pour le tablier voussoir, les appareils d'appuis en élastomère fretté ne répond pas aux exigences, alors en passe pour les appareils d'appuis a pot.

VII.2.6 Appareils d'appuis à pot :

Les appareils d'appuis à pot sont très largement employés, ils constituent le type d'appareil d'appui le plus utilisé après les appareils d'appuis frettés. Cette place importante est due à leur principe qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, et leur simplicité de conception.

VII.2.6.1 Principe d'un appareil d'appui a pot :

Le principe d'un appareil d'appui a pot est d'avoir un coussin cylindrique d'élastomère enfermé dans un pot et qui reçoit la charge par l'intermédiaire d'un piston formant couvercle du pot. L'élastomère ne peut se déformer qu'a volume constant ce qui lui permet de transmettre des charges élevées et d'autoriser les rotations imposées par la structure.

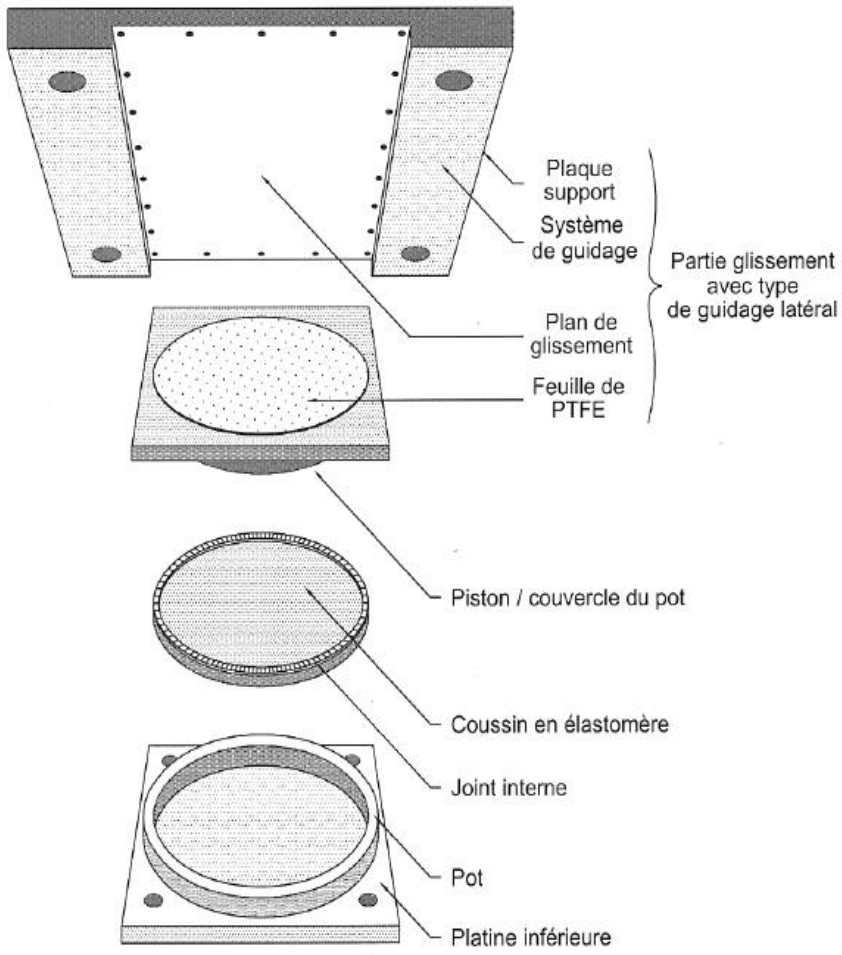


Figure VII. 2 schéma des différents éléments d'un appareil d'appui a pot.

VII.2.6.2 Avantages et inconvénients de ces appareils d'appuis :

❖ Avantage :

- Permettent des descentes de charges élèves, qui vont de 5 MN a 30 MN.
- Une répartition presque uniforme des charges sur la structure et cela grâce à la pression hydrostatique.
- Ils engendrent des forces de rappel élastique beaucoup moins importantes.
- Ils présentent une sécurité de fonctionnement satisfaisante.

❖ Inconvénients :

- Leur capacité limitée de rotation
- Ils nécessitent une mise en œuvre précise et rigoureuse.
- Leur fabrication nécessite des investissements notables en moyens industriels.
- Leur cout élevé

VII.2.6.3 Evaluation des réactions :

Tableau VII. 11 Descente de charge sur les appareils d'appuis a pot

Réactions en MN	P2	P3	P4	P5
ELU (pour deux d'appareils)	6.10	31.18	31.18	6.1
ELU (pour un appareil)	3.05	15.59	15.59	3.05
1.35 G	3.62	25.48	25.44	3.62

❖ Disposition des appareils d'appuis à pot dans notre ouvrage :

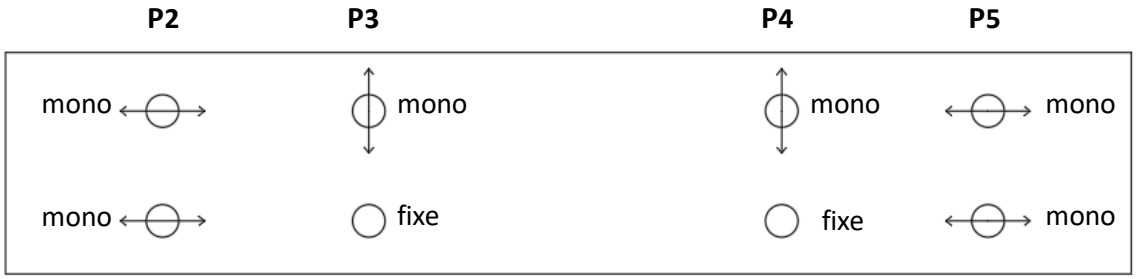


Figure VII. 3 schéma des dispositions des appareils d'appuis à pot pour notre ouvrage

VII.2.6.4 Les efforts verticaux pour les appareils d'appuis à pot :

❖ La pression dans PTFE :

Selon la norme **NF EN 1337-5** la pression moyenne sous combinaison fondamentales est limité à $f_{e,d\ moy}$ = 40 MPA , donc en déduit la surface minimum S_p du pot pour chaque appui :

$$S_p = \frac{R_{max}}{f_{e,d\ moy}}$$

Ce qui donne :

- Pour P 02 et P 05 : S_p = 0.0763 m^2
- Pour P 03 et P 04 : S_p = 0.3898 m^2

❖ La pression dans l'élastomère :

La pression moyenne fe,d du coussin est limitée à $\frac{f_u}{\gamma_M}$ sous combinaison fondamentales,

Avec : $$f_{e,d} \leq \frac{f_u}{\gamma_M}$$

- f_u =60 MPA
- γ_M = 1.3

$$\mathbf{f_{e,d} = 46.15\ MPA}$$

D'où la surface S_c du coussin pour les différents appuis :

- Pour P 02 et P 05 : S_c = 0.0661 m^2
- Pour P 02 et P 05 : S_c = 0.3378 m^2

VII.2.6.4 Effort horizontaux longitudinaux :

❖ Les appareils d'appuis à pot glissant :

Selon le document SETRA :

$H = (\mu_{max} + PP) \times V$ avec : μ_{max} = 3.5% et PP = 0.3% pour un appareil d'appui isolé,

Avec :

- μ_{max} : coefficient de frottement maximal de l'appareil d'appui
- PP : la précision de pose de l'appareil
- V : la charge verticale appliquée a l'appareil d'appui

Application numérique

$H_{p2\text{-}5} = (0.0035+0.0003) \times 3.05$ ➔ **$H_{p2\text{-}5} = 0.137$ MN**

❖ Les appareils d'appui à pot fixe :

On doit calculer les coefficients de frottement maximum et minimum μ_a , μ_r :

$$\mathbf{\mu_a = 0.5\ \mu_{max}\ (1+\ \alpha)}$$

$$\mathbf{\mu_r = 0.5\ \mu_{max}\ (1-\ \alpha)}$$

Avec :

- μ_a : coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable
- μ_r : coefficient de frottement à retenir dans le cas favorable
- α : coefficient de dégressivité dépendant de nombre d'appareil d'appuis glissants

Tableau VII. 12 les valeurs de α en fonction du nombre d'appuis glissants.

n	α
≤ 4	1
4 < n < 10	(16-n)/12
≥ 10	0,5

Application numérique :

$n = 4 \rightarrow \alpha = 1$

$\mu_a = 0.5 \times 0.0035 (1+ 1) \rightarrow \mu_a = 0.035$

$\mu_r = 0.5 \times 0.0035 (1- 1) \rightarrow \mu_r = 0$

D'où : $H_{p3-4} = (\mu_a \times V_{p2}) – (\mu_r \times Vp_{5)})$

$H_{p3-4} = (0.035\times 3.62) – (0.0 \times 3.62)$

H_{p3-4} = 0.127 MN

VII.2.6.5 Choix des appareils d'appuis à pot :

Selon le catalogue fournit par **GOODCO Z-TECH,** cette entreprise offre des appareils d'appuis à pot en fonction de l'effort verticale maximale et l'effort horizontale maximale.

Tableau VII. 13 les efforts verticaux et horizontaux agissants sur chaque appui.

Appui	P 2-5		P 3-4	
	Vmax (KN)	Hmax (KN)	Vmax (KN)	Hmax (KN)
Appui glissant	3050	137.25	/	/
Appui fixe	/	/	12740	126.70

Le choix de l'appareil doit satisfaire deux conditions :

- V_{max} (sollicitant) ≤ V_{max} (Appareil d'appui a pot)
- H_{max} (sollicitant) ≤ H_{max} (Appareil d'appui a pot)

❖ Choix des appareils d'appuis à pot fixe :

Modèle n°*	Capacité de charge (ÉLUT)		Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de boulonnerie				Hauteur totale
	Verticale maximale	Horizontale	A	B	C	D	E	F	G	H
	kN	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
PF 500	500	50	315	215	22	315	215	22	19	123
PF 750	750	75	350	250	22	350	250	22	19	129
PF 1000	1 000	100	385	285	22	385	285	22	19	134
PF 1250	1 250	125	420	320	22	420	320	22	19	143
PF 1500	1 500	150	440	340	22	440	340	22	19	143
PF 1750	1 750	175	465	365	22	465	365	22	19	144
PF 2000	2 000	200	505	390	25	505	390	25	19	152
PF 2500	2 500	250	570	435	28	570	435	28	22	172
PF 3000	3 000	300	610	475	28	610	475	28	22	184
PF 3500	3 500	350	645	515	28	645	515	28	22	191
PF 4000	4 000	400	675	550	28	675	550	28	22	192
PF 4500	4 500	450	705	585	28	705	585	28	22	202
PF 5000	5 000	500	775	615	35	775	615	35	29	230
PF 6000	6 000	550	825	675	35	825	675	35	29	240
PF 7000	7 000	600	880	725	35	880	725	35	29	250
PF 8000	8 000	650	920	775	35	920	775	35	29	256
PF 9000	9 000	700	960	825	35	960	825	35	29	265
PF 10000	10 000	750	1 010	870	35	1 010	870	35	29	275
PF 15000	15 000	1 000	1 235	1 060	41	1 235	1 060	41	35	322
PF 20000	20 000	1 250	1 365	1 225	41	1 365	1 225	41	35	355

Figure VII. 4 les appareils d'appuis a pot fix fournit par GOODCO Z-TECH

Pour P 03 et P 04 en prend : **PF 15000.**

❖ Choix des appareils d'appuis à pot glissant :

Modèle n°*	Capacité de charge (ÉLUT)	Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de glissement				Hauteur totale
	Verticale maximale	A	B	C	D**	E**	F	G	H
	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
PM 500	500	315	215	22	315	225	22	19	127
PM 750	750	345	245	22	345	255	22	19	131
PM 1000	1 000	375	275	22	375	275	22	19	133
PM 1250	1 250	400	310	22	400	310	22	19	136
PM 1500	1 500	420	340	22	420	340	22	19	136
PM 1750	1 750	450	365	22	450	365	22	19	138
PM 2000	2 000	485	390	25	485	390	25	19	146
PM 2500	2 500	545	435	28	545	435	28	22	163
PM 3000	3 000	580	475	28	580	475	28	25	172
PM 3500	3 500	610	515	28	610	515	31	28	183
PM 4000	4 000	645	550	28	645	550	31	31	187
PM 4500	4 500	670	585	28	670	585	35	31	194
PM 5000	5 000	740	615	35	740	615	35	35	212
PM 6000	6 000	785	675	35	785	675	38	38	225
PM 7000	7 000	835	725	35	835	725	41	41	241
PM 8000	8 000	875	775	35	875	775	44	41	254
PM 9000	9 000	915	825	35	915	825	47	47	268
PM 10000	10 000	965	870	34	965	870	50	47	275
PM 15000	15 000	1 185	1 060	41	1 185	1 060	60	57	329
PM 20000	20 000	1 305	1 225	47	1 305	1 225	69	66	376

Figure VII. 5 les appareils d'appuis a pot glissant fournit par GOODCO Z-TECH

Pour P 02 et P 05 on prend **: PM 3500.**

VII.3 Dès d'appuis :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VII.3.1 Dimensions du dé d'appui :

Selon le document SETRA, les dimensions (a_1, b_1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

- $\mathbf{h \geq \frac{a \times b}{a+b}}$
- $\mathbf{a_1 \geq a+h/2}$
- $\mathbf{b_1 \geq b+h/2}$

Tableau VII. 14 Dimensionnement des dès d'appui.

Paramètres	Dimension
$\mathbf{a_1}$ **(mm)**	600
$\mathbf{b_1}$ **(mm)**	600
$\mathbf{h_{min}}$ **(cm)**	25
$\mathbf{h_{max}}$ **(cm)**	35

VII.3.2 Ferraillage des dès d'appuis :

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA.

VII.3.2.1 Armature de chainage :

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général

$$\mathbf{A_c = \frac{0{,}25 \times N}{\sigma_s}}$$

Avec :

- N : Réaction maximale du tablier.
- σ_s : Contrainte maximale des aciers.

Pour : f_e =500MPa $\sigma_s = \frac{f_e}{1{,}15}$ = 434,78MPa ; N = 1323.83 KN

D'où :

As = 7.61 cm² soit : **5HA14** avec **e = 15 cm**

VII.3.2.2 Armatures de surface :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$\mathbf{A_h = \frac{0{,}125 \times N}{\sigma_s}}$$

D'où : **As = 3.80 cm²** soit : **5HA 10** avec **e = 15 cm**

VII.3.2.3 Frette supérieur :

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_S = \frac{0,04 \times N}{\sigma_s}$$

D'où :

As = 1.21 cm² soit : 3HA 10 avec e = 25 cm.

VII.3.2.4 Armature d'éclatement :

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_S = \frac{0,1 \times N}{\sigma_s}$$

D'où :

As = 3.04 cm² soit : 4HA 14 avec e = 20 cm

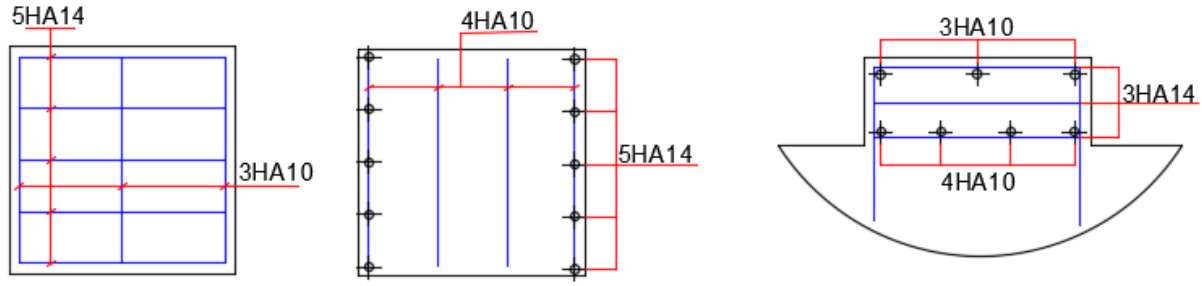


Figure VII. 6 Ferraillage du dès d'appuis.

VII.4. Joint de chaussée :

Le raccord d'un tablier de pont aux tabliers ou aux chaussées adjacentes est assuré par des joints de chaussées. Ces derniers sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la surface de roulement et la liberté de mouvement du pont. Le choix d'un modèle de joint dépend de plusieurs paramètres tels que la capacité de souffle, le trafic et l'étanchéité sur l'ouvrage.

❖ Calcul du souffle :

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- La température
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).

Le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0,4 \times W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec :

- W : souffle total du joint.
- W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage).
- W_T : souffle thermique.
- W_S : le souffle sismique.

D'où :

Tableau VII. 15 Calcul du souffle total.

Paramètre	P01	P02
W_D (m)	0,0102	0,0308
W_T (m)	0,0064	0,024
W_S (m)	0,087	0,0001
W (m)	0,047	0,040
Type du joint	TX 100	TX 100

TABELLA DIMENSIONALE / *DIMENSIONAL TABLE*													
Giunto / *Joint*	Escursione longitudinale *Longitudinal movement*	Escursione trasversale *Transversal movement*	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	L (mm)	Lz (mm)	H (mm)	H1 (mm)	M	Øf (mm)	Peso *Weight* (Kg/m)
TX80	±40	±40	275	220	50	450	2000	140	42	70	M12x190	27	27
TX100	±50	±50	355	280	60	520	2000	145	46	70	M14x200	35	35
TX120	±60	±60	390	300	70	560	2000	140	53	80	M16x200	29	29
TX160	±80	±80	470	370	90	640	2000	130	78	100	M16x200	87	87
TX180	±90	±90	500	400	100	670	2000	130	82	110	M16x200	96	96

Figure VII. 7 Catalogue ALGAFLEX pour les dimensions de joint de chaussée.

VII.5 Etude sismique :

VII.5.1 Méthode de calcul :

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par plusieurs méthodes qui se diffère tout dépend de la zone sismique, la géométrie, et l'importance du pont, parmi les méthodes indiquées dans le guide RPOA on trouve suivantes :

- Analyse monomodale spectrale (mode fondamentale).
- Analyse multimodale spectrale.
- Analyse par le spectre de puissance.
- Analyse temporelle.
- Analyse temporelle non linéaire.

L'analyse spectrale monomodale est la méthode la plus répondue pour notre ouvrage puisque nous avons une zone de moyenne sismicité avec une géométrie du pont simple, et pour que la méthode soit applicable, elle doit satisfaire les conditions suivantes :

- La masse modale.
- Le biais.
- La courbure.
- La symétrie transversale.

VII.5.2 Vérification de l'exigence d'application de la méthode monomodale :

VII.5.2.1 La masse modale :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre),

❖ Masse du tablier :

Tableau VII. 16 masse du tablier.

Tablier	Masse (t)
Poutres	2505,53
Voussoir	4309,88

❖ Masse piles :

Tableau VII. 17 Masse des appuis du tablier poutres.

Pile	H (m)	D / S (m)/(m²)	N fut	M pile (KN)	M chvtr (KN)
P5	9.58	515,15	1	4605.58	1295,7
P6	9.56	1,5	3	1267.04	2689,31
Masse totale (KN)				9856,99	

Tableau VII. 18 Masse des appuis du tablier Voussoir.

Pile	H (m)	S (m²)	M pile (KN)	M chvtr (KN)
P2	6.67	19.23	5895.91	2689.31
P3	7.35	10.40	2836	925
P4	7.96	10.40	2994.6	925
P5	9.18	19.23	7102.6	2689.31
Masse totale (KN)			18829.11	

D'après le RPOA la masse des piles (M_{Pile}) doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier ($M_{Tablier+0.2Q}$) :

Tableau VII. 19 Vérification de la masse modale.

Tablier	0,43* M Tablier	M Pile	Observation
Poutres	10773,77307	9856,99875	✓ Vérifier
Voussoirs	21449.67	18829.11	✓ Vérifier

VII.3.2.2 Angle de biais :

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

La biaisité de notre ouvrage est de 74,70 grades donc la condition est vérifiée.

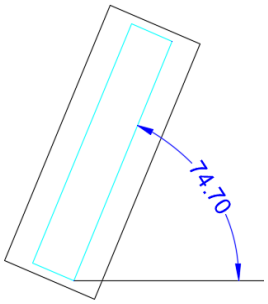


Figure VII. 7 : Angle de biais.

VII.3.2.3 La courbure :

La courbure (Angle balaye en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades,

Pour notre ouvrage : R=1100m, L=288,57m, par conséquence on trouve un angle :

α = 5,5 grades < 30 grades, condition vérifier.

VII.3.2.4 La symétrie :

Notre pont présente une symétrie transversale aussi bien géométriquement que mécaniquement.

Donc la méthode est applicable sur notre ouvrage.

VII.5.3. Evaluation de la composante longitudinale :

VII.5.3.1. Détermination de la raideur longitudinale de la structure :

❖ La raideur des fûts :

$$K_{pile} = n\frac{3EI}{h^3}$$

- E : module d'élasticité instantané du béton (E = 33000 Mpa).
- I : moment d'inertie en plan du fût
- h : hauteur de fût.
- n : nombre de fût.

❖ La raideur des appareils d'appuis :

$$K_{A\text{-}App} = G\frac{a \times b}{T}$$

Avec :

- n : Le nombre d'appareils d'appuis par pile.
- a, b, T : Sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.
- G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0,9MPa, en cas statique, et 1,2MPa en cas dynamique.

❖ La raideur des appuis :

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui qui sont monté en série :

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{A-App}}}$$

❖ La raideur totale :

$$K = \sum K_i$$

Tableau VII. 20 Raideurs dynamiques longitudinales des appuis tablier poutres.

Piles	H (m)	I (m^4)	$K_{Fût}$ (MN/m)	$K_{A\text{-}App}$ (MN/m)	$N_{A\text{-}Apps}$	K_{appuis} (MN/m)
P5	9,58	515,15	58005,92	2,7	9	24,29
P6	9.56	0,25	84,43	2,7	18	30,84
C1/C2	/	/	/	2,7	9	24,30
∑Ki					206,78	

Tableau VII. 24 : Raideurs longitudinales des appuis tablier voussoir.

Piles	H_{moy} (m)	I (m^4)	K_{pile} (MN/m)	N A-Apps	K_{appuis}(MN/m)
P2	6.67	515.15	171866.56	2	171866.56
P3	7.35	64.73	16139.08	2	16139.08
P4	7.96	64.73	12705.79	2	12705.79
P5	9.18	515.15	65923.59	2	65923.59
∑Ki				266635.02	

NB :

Pour les appareils d'appuis à pot fixe en les considère comme infiniment rigide, et pour A. glissant en prend leur rigidité zéro, pour cela le tablier voussoir en prend que la rigidité des piles.

VII.4.2 Détermination des actions longitudinale :

VII.4.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

D'après le RPOA 2008, les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont :

- Le pont est de 1er groupe, (ouvrage stratégique).
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble), avec S=1,1.
- L'ouvrage est classé en zone IIa (moyenne sismicité).
- L'accélération de zone A= 0.25. (Ouvrage stratégique)
- Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site soit : T_1= 0,2 et T_2= 0,4.
- Pour notre cas, les appuis sont des piles en béton armé, donc : Amortissement : ξ = 5%

VII.4.2.2 Evaluation de la période propre de l'ouvrage :

T : Période fondamentale de l'ouvrage, vaut :

$$T=2\times\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec :

- M : la masse de l'ouvrage en Kg.
- K : la raideur longitudinale en N/m.
  On obtient :
  - ✓ T_{Poutre} = 1,12 s
  - ✓ $T_{Voussoir}$ = 0.025 s

VII.4.2.3 Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier :

On doit calcule l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale, qui dépond de la période propre de l'ouvrage :

$$Sa\ (T,\xi) = \begin{cases} A.g.S\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5.\eta.A.g.S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5.\eta.A.g.S\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3 \\ 2{,}5.\eta.A.g.S\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3 \end{cases}$$

Pour notre cas on utilise les deux formules suivantes :

$$\mathbf{Sa}_{\text{ poutre}} = \mathbf{2,5}.\boldsymbol{\eta}.\boldsymbol{A}.\boldsymbol{g}.\boldsymbol{S}\left(\frac{\boldsymbol{T_2}}{\boldsymbol{T}}\right)$$

$$\mathbf{Sa}_{\text{ voussoir}} = \boldsymbol{A}.\boldsymbol{g}.\boldsymbol{S}\left(\mathbf{1}+\frac{\boldsymbol{T}}{\boldsymbol{T_1}}(\mathbf{2.5}\eta-\mathbf{1})\right)$$

η : facteur de correction de l'amortissement : $\boldsymbol{\eta} = \sqrt{\frac{7}{(2+\varepsilon)}} = \mathbf{1}$

Ce qui donne les résultats suivants :

- ✓ $Sa_{\text{ Poutre}} = 2{,}41\ m/S^2$
- ✓ $Sa_{\text{ Voussoir}} = 3{,}5\ m/S^2$

L'effort total est donné par :

$$\mathbf{F}_{\text{ Long}} = \mathbf{M.Sa}$$

Donc :

- ✓ $\mathbf{F}_{\text{ Long p}} = \mathbf{6057{,}27\ KN.}$
- ✓ $\mathbf{F}_{\text{ Long V}} = \mathbf{15087.08\ KN.}$

VII.4.2.4 Déplacement du tablier par rapport au sol :

Le déplacement du tablier est donné par :

$$\mathbf{d}_{\text{ T long}} = \frac{\mathbf{T^2}}{\mathbf{4\times\pi}} \times \mathbf{S_a}$$

D'où :

- ✓ $\mathbf{d}_{\text{ T long P}} = \mathbf{0{,}076\ m.}$
- ✓ $\mathbf{d}_{\text{ T long V}} = \mathbf{0.0001\ m.}$

❖ Répartition des efforts :

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F$$

Tableau VII. 21 Distribution des forces longitudinales sur chaque appui tablier poutres.

Piles	K appui (MN/m)	K L (MN/m)	F (kN)	F appui (kN)
P3	24,28	79,43	6057,26	1852,21
P4	30,84	79,43	6057,26	2352,06
C2	24,3	79,43	6057,26	1852,98

Tableau VII. 22 Distribution de forces longitudinales sur chaque appui tablier voussoirs.

Piles	K appui (MN/m)	KL (MN/m)	F (kN)	F appui (kN)
P2	171866.56	266635.02	15087.08	9724.8
P3	16139.08	266635.02	15087.08	913.2
P4	12705.79	266635.02	15087.08	718.9
P5	65923.59	266635.02	15087.08	3730.2

VII.4.3 Evaluation de la composante transversale :

VII.4.3.1 Détermination de la raideur transversale de la structure :

❖ La raideur des fûts :

Tableau VII. 23 Raideurs dynamiques transversales des appuis tablier poutres.

Piles	H (m)	I (m^4)	K Fût (MN/m)	KA-App (MN/m)	N A-Apps	K appuis (MN/m)
P3	9,58	20,96	2360,10	2,70	9	24,05
P4	9,56	111,58	12643,04	2,70	18	48,41
C2		79,43	6057,2679	2,70	9	24,30
∑Ki						96,99

Tableau VII. 24 Raideurs dynamiques transversales des appuis tablier voussoirs.

Piles	Hmoy (m)	I (m^4)	K pile (MN/m)	nA-Apps	Kappuis (MN/m)
P2	6.67	20.96	6992.77	2	6992.77
P3	7.35	8.11	2022.06	2	2022.06
P4	7.96	8.11	1591.90	2	1591.90
P5	9.18	20.96	2682.24	2	2682.24
∑Ki					13288.97

VII.4.3.2 Détermination des actions transversale :

D'après le RPOA 2008, Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site soit pour la composante verticale sont : T_1= 0,2 et T_2= 0,4.

Tableau VII. 25 les résultats de calculs sismiques transversale.

Paramètres	Tablier poutres	Tablier voussoirs
T (S)	1,01	0.11
Sa (m²/S)	2,66	5.44
F_T (KN)	6685,49	23448.24
d_T (m)	0,069	0.002

VII.4.3.3 Répartition transversale :

Tableau VII. 26 Distribution des forces transversales sur chaque appui pour le tablier poutres.

Piles	**K appui** (MN/m)	**K T** (MN/m)	**F (KN)**	**F appui (KN)**
P3	24,05	96,77	6685,49	1661,76
P4	48,41	96,77	6685,49	3344,87
C2	24,30	96,77	6685,49	1678,87

Tableau VII. 27 Distribution de forces transversales sur chaque appui pour le tablier voussoirs.

Piles	**K appui** (MN/m)	**K T** (MN/m)	**F (KN)**	**F appui (KN)**
P2	6992.77	13288.97	23448.24	12338.65
P3	2022.06	13288.97	23448.24	3567.90
P4	1591.90	13288.97	23448.24	2808.90
P5	2682.24	13288.97	23448.24	4732.79

VII.4.4 Evaluation de la composante verticale :

Selon le RPOA, pour la composante verticale on utilise le spectre suivant :

$$\boldsymbol{Sa}\,(\mathbf{T},\boldsymbol{\xi}) = \begin{cases} \alpha A.g.S\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5.\alpha.\eta.A.g.S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5.\alpha.\eta.A.g.S\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3 \\ 2{,}5.\alpha.\eta.A.g.S\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3 \end{cases}$$

Avec :

- **α** : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité, pour la zone II.a **α = 0.7.**

Tableau VII. 28 les caractéristiques de la composante verticale de séisme.

Paramètres	Tablier poutres	Tablier voussoirs
T (S)	1,12	0.03
Sa (m^2/S)	1,54	2.45
F_v (KN)	3854,63	10560.96

Tableau VII. 29 : les caractéristiques de la composante verticale de séisme.

Appui		Fi poutre (KN)	Fi voussoir (KN)
Poutre	**Voussoir**		
P5	**P2**	5960,76	6807.34
	P3		639.24
P6	**P4**	2076,22	503.25
	P5		2611.12
C1/C2	/	2076,22	/

Selon l'EUROCODE l'action sismique verticale est calculé par :

$$R_i = a*b*\mu*L$$

Avec :

- a : paramètre dépendant de l'importance du l'ouvrage et la zone sismique.
- b : paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée.
- μ : masse linéique du tablier.
- L : langueur d'une travée.

Tableau VII. 30 Evaluation de la composante verticale.

Paramètres	Tablier poutres	Tablier voussoirs
L (m)	38	67.5
μ (kg/ml)	37262,1	63850.12
bc (culée)	0,31	/
b (C1 / P2 et P2/P5)	0,31	0.22
b (P1 et P3/P4)	0,89	0.45
a	4,73	3.15
R_c (culée)	2076,22	/
R_p (P2/P5)	5960,76	2986.749
R_p (P6 et P3/P4)	2076,22	6109.26

VII.4.5 Combinaison des réponses modales

La valeur possible E de l'effet d'action doit généralement être considérée égale à la racine carrée de la somme des carrés des réponses modales E_i (SRSS).

$$\mathbf{E} = \sqrt{\sum \boldsymbol{E_i^2}}$$

VII.4.6 Combinaison des composantes de l'action sismique

Selon le RPOA, on tient compte de l'incertitude directionnelles du séisme en employant la combinaison des forces sismique orthogonales. Cette combinaison nous permet d'estimer l'effet de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe verticale Z :

$$\mathbf{E_1} = \boldsymbol{E_X} \pm \mathbf{0.3}\boldsymbol{E_Y} \pm \mathbf{0.3}\boldsymbol{E_Z}$$

$$\mathbf{E_2} = \boldsymbol{E_Y} \pm \mathbf{0.3}\boldsymbol{E_X} \pm \mathbf{0.3}\boldsymbol{E_Z}$$

$$\mathbf{E_3} = \boldsymbol{E_Z} \pm \mathbf{0.3}\boldsymbol{E_X} \pm \mathbf{0.3}\boldsymbol{E_Y}$$

Tableau VII. 31 Evaluation de la composante des actions sismique tablier en poutres .

Appui	E_X(KN)	E_Y(KN)	E_Z(KN)	E_1(KN)	E_2(KN)	E_3(KN)
P5	1852,21	1 661,76	5960,7694	4 139,0	4 005,65	7 014,96
P6	2352,07	3 344,87	2076,223	3 978,4	4 673,36	3 785,31
C2	1852,99	1 678,87	2076,223	2 979,5	2 857,63	3 135,78

VII.4.7 Direction principale de sollicitations et repère géométrique

Notre pont est biais dans la partie poutre et courbé dans la partie voussoir, pour cela on doit considérer deux systèmes d'axe distincts :

- Un système d'axe principale (repère globale), qui permet de définir les directions principales de séisme E_1, E_2 et E_3.
- Un système d'axe secondaire (repère locaux).

Alors pour obtenir les sollicitations sismiques dans les différents appuis on doit projeter sur les axes locaux de chacun des appuis des actions sismiques globales.

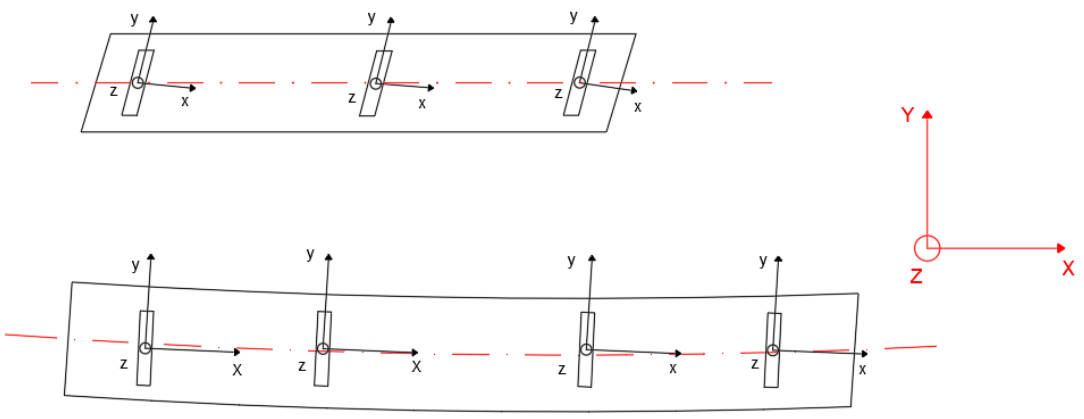


Figure VII. 8 Direction principale de sollicitation et repère géométrique globaux et locaux pour les deux tablier.

VIII INFRASTRUCTURE

infrastructure

VIII.1 INTRODUCTION :

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est fondamentales, car elle est indissociable de l'ouvrage. La détermination des appuis et des fondations relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif.

VIII.2 ETUDE DE LA PILE :

La pile est un appui intermédiaire, qui joue un rôle primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier, il permit de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges au sol support par l'intermédiaire de la semelle et les pieux (cas des fondations profondes).

VIII.2.1 La conception de la pile :

La conception des piles dépend du type et du mode de construction de tablier, et certaines contraintes naturelle ou fonctionnelle liées au site.

Pour notre ouvrage, on a choisi pour le tablier poutre des piles à 3 fûts circulaires surmontés par un chevêtre. Le deuxième tablier est appuyé sur des piles rectangulaires creuses sur toute la hauteur sauf au niveau de la tête où ils sont pleins.

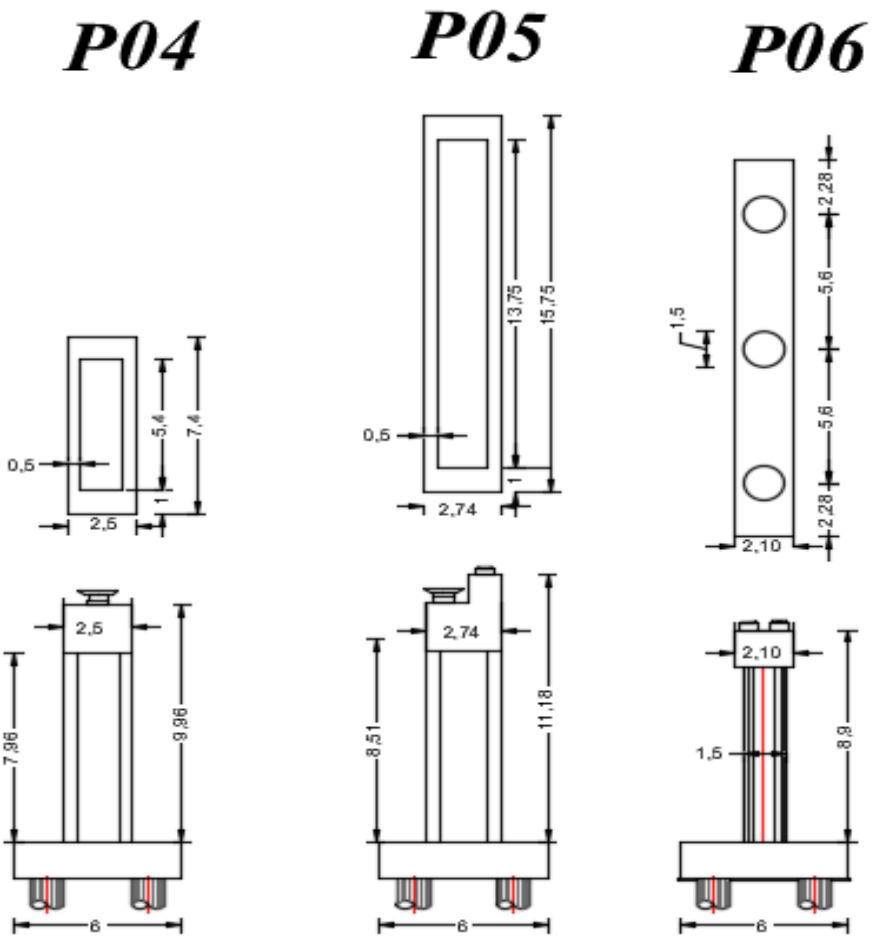


Figure VIII. 1 Dimensions des piles.

VIII.2.2 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement :

Pour que la vérification au flambement soit satisfaite on doit vérifier que l'élancement mécanique (λ) est inférieur à 70.

$$\lambda = \frac{lf}{i} \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

- l_f : longueur de flambement de la pile
- i : rayon de giration de la section
- I : moment d'inertie de la section

Dans notre cas on prend la pile 05 et 06 car sont les plus élancer pour une vérification vis-à-vis du flambement.

Tableau VIII. 1 Vérification du flambement des piles.

Appui	H	lf	ix	iy	λx	λy	Vérification
pile 05	10.05	20.1	2.44	1.04	8.23	19.34	✓ vérifié
pile 06	9.58	6.77	0.375	0.375	18.06	18.06	✓ vérifié

VIII.2.3 Evaluation des efforts agissant sur la pile :

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments.

La pile sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

VIII.2.3.1 Efforts statiques :

Tableau VIII. 2 Evaluation des efforts statiques sur les piles les plus sollicitées.

Sollicitation	Charge	P 04	P 05	P 06
Vertical (KN)	G (chevêtre/Plaine)	3240	3240	1295.70
	G (fut / caisson)	1472.6	3169	1267.04
	G (tablier)	18478.13	8508.90	12340.18
	AL	2976.52	1123.97	1710.60
	Bc	1742.5	1193.8	1476.36
	Bt	1189.69	1149.3	1156,49
	Mc120	1118.61	962.61	1085.22
	D240	2575.03	1725.64	1829.19
Horizontal (KN)	Freinage Bc	150	150	150
	Freinage AL	128.13	128.13	78.48
	Température	208.07	208.07	185.44
	Retrait + fluage	374.52	374.52	294.35

Moment Longitudinal (KN.m)	Freinage Bc	1719	1732.5	1899
	Freinage AL	1468.39	1479.92	933.61
	Température	2384.47	2403.19	2347.66
	Retrait + fluage	4292.04	43225.75	3726.45

VIII.2.3.2 Efforts sismiques :

Tableau VIII. 3 Evaluation des efforts sismiques à la base de chaque pile

Réaction	P 04	P 05	P 06
R_V (KN)	21252.76	21270.3	15268.77
R_L (KN)	4990.87	2145.7	3771.60
R_T (KN)	6393.02	3986.37	784.98
M_L (KN)	40713.65	12821.03	38412.54
M_T (KN)	50500.40	28941.92	3752.19

VIII.2.3.3 Combinaisons des efforts :

Les combinaisons à prendre en considération sont :

- **ELS :** $G + 1.2Q + 0.6\Delta T$
- **ELU :** $1.35G + 1.6Q + 0.9\ \Delta T$
- **ELA :** $G + E + 0.4\ \Delta T + D + \Psi Q$, dans notre cas $\Psi = 0.2$

Le tableau suivant résume les cas les plus défavorable pour chaque combinaison :

Tableau VIII. 4 Combinaisons des efforts à la base de chaque pile.

Réaction	Combinaison	Pile 04	Pile 05	Pile 06
R_V (KN)	ELS	20910.54	26478.12	5558.19
	ELU	28194.38	36421.59	7493.71
	ELA	**21252.76**	**21270.3**	**15268.77**
R_L (KN)	ELS	679.37	679.37	195.20
	ELU	932.87	932.87	251.75
	ELA	4990.87	5279.47	4308.64
M_L (KN)	ELS	8297.9	8372.89	2879.61
	ELU	9291.37	9375.33	3424.93
	ELA	40713.65	12821.03	**38412.54**
M_T (KN)	ELA	**50500.4**	**28941.92**	3752.19
R_T (KN)	ELA	6393.02	3986.37	784.98

VIII.2.4. Ferraillage des éléments de la pile :

VIII.2.4.1 Ferraillage des piles de la partie voussoir :

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposée suivant deux nappes, l'une proche de la surface extérieure, l'autre proche de la surface intérieure.

Pour une telle section le ferraillage se fait en utilisant les abaques de **Walther**, Les piles sont soumises à la flexion composée, alors les efforts de dimensionnements les plus défavorables sont obtenus à **ELA** :

Pile 04	Pile 05
$M_{L\ max}$ = 40713.65 KN.m	$M_{L\ max}$ = 12821.03 KN.m
$M_{T\ max}$ = 50500.4 KN.m	$M_{T\ max}$ = 28941.92 KN.m
N_{Corr} = 21252.76 KN	N_{Corr} = 21270.3 KN

Les abaques de **WALTHER** nous permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale **ω** et pour l'exploiter on doit calculer :

$$\mathbf{m_x = \frac{Mx}{bH^2\beta w}\ ;} \qquad \mathbf{m_y = \frac{My}{b^2H\beta w}\ ;} \qquad \mathbf{n = \frac{N}{bH\,\beta w}\ ;} \qquad \mathbf{\beta = \frac{b}{2\times(b+H)}}$$

$$\mathbf{\omega = \frac{Fa}{bh} \times \frac{\sigma s}{fc28} \rightarrow F_a = \frac{\omega \times b \times h \times fc28}{\sigma s}}$$

Avec :

- Fa : l'aire total des armatures passives.
- β_w : la résistance du béton a 28j (fc_{28}).
- b : la longueur de la pile dans le sens longitudinal.
- H : la longueur de la pile dans la sens transversale.
- M_x : Moment maximal dans le sens longitudinal.
- M_y : Moment maximal dans le sens transversal.
- N : Effort normal correspondant.

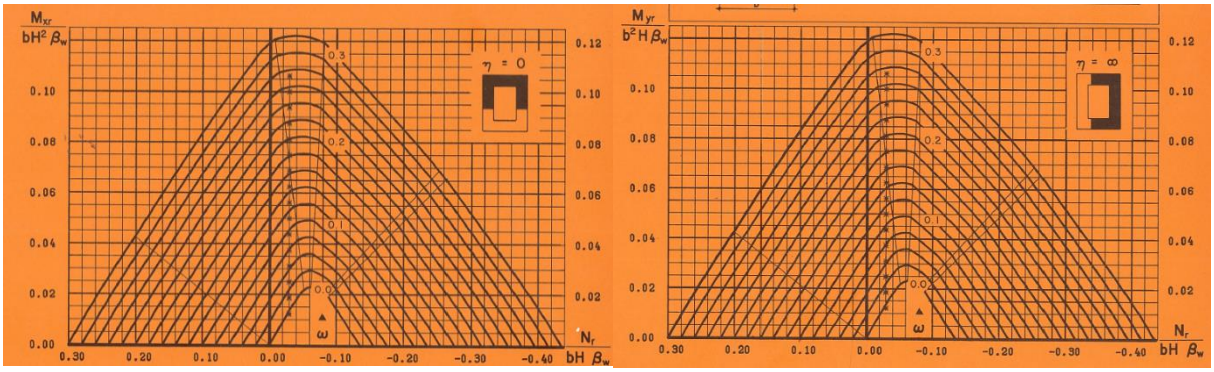


Figure VIII. 2 Abaques de Walther.

Tableau VIII. 5 Section d'armatures des piles partie voussoir

Efforts	P 04	P 05
	ELA	ELA
N (KN)	21252.76	21270.3
M_L (KN.m)	40713.65	12821.03
M_T (KN.m)	50500.4	28941.92
n	0.04	0.02
m_x	0.01	0.001
m_y	0.04	0.01
ω (η=0)	0.065	0.022
ω(η=∞)	0.152	0.043
β	0.13	0.10
$F_{atot\ max}$	1520.22	1013.2
β $F_{a\ coté\ b}$ (cm^2)	191.95	75.07
(0.5- β) $F_{a\ coté\ h}$ (cm^2)	568.16	431.53

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

Selon le BAEL : $\mathbf{As_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{fe}}$

Tableau VII 5 :

Tableau VIII. 6 Vérification de la condition de non fragilité.

	P 04	P 05
As cote b	191.95	75.07
As cote h	568.16	431.53
As min	170.03	396.63
Vérification cote b	Cond Verf	Cond Non Verf
Vérification cote h	Cond Verf	Cond Verf

Pour la pile 05 ferraillage cote b en retient $As_{min} = 396.63\ cm^2$, alors :

- Pile 04 : **soit 24 HA 32 cote b et 72 HA 32 cote h**
- Pile 05 : **soit 50 HA 32 cote b et 138 HA 20 cote h**

❖ Ferraillage transversal :

Les armatures transversales assurent le maintien de chaque barre ou groupe de barres du ferraillage longitudinal et s'opposer à son flambement.

Selon le RPOA :

$$\mathbf{A_t \geq \frac{Al}{16} \times \frac{fel}{fet} \times \frac{st(mm)}{100}} \quad \text{avec} \quad \mathbf{S_t = Min(8\phi_L\ ;\ 0.5b\ ;\ 200)}$$

Avec :

- ϕ : plus gros diamètre des armatures longitudinales
- b : le petit côté du rectangle
- $f_{e\ (L,t)}$: valeur caractéristique de l'acier transversale et longitudinale

Tableau VIII. 06 : Ferraillage transversal des piles partie voussoir.

Dimension	P 04		P 05	
	cote b	cote h	cote b	cote h
As L (cm²)	191.95	568.16	396.63	431.53
St (cm)	20	20	20	20
As t (cm²)	23.99	71.02	49.58	53.94
N / ϕt (mm)	22HA 12	64HA 12	46HA 12	48HA 12

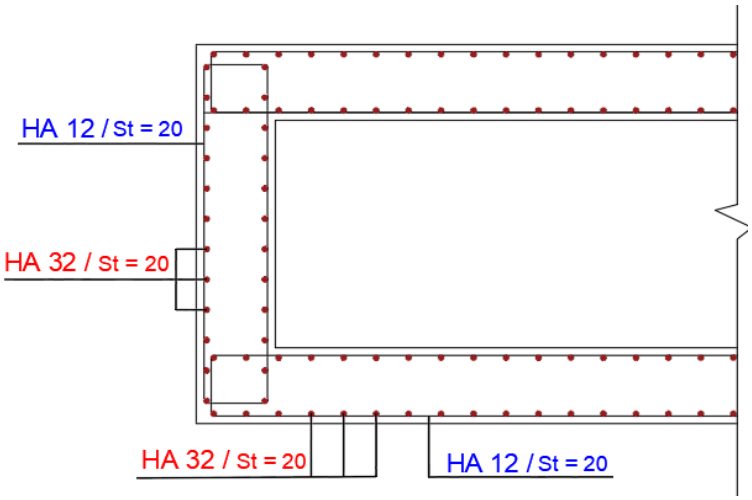


Figure VIII. 3 Ferraillage longitudinale pile 04.

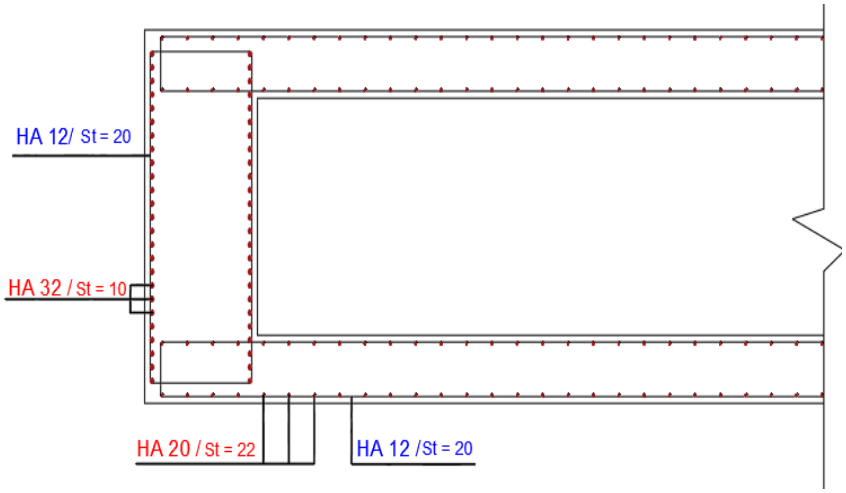


Figure VIII. 4 Ferraillage longitudinale pile 05.

VIII.2.3.2. Ferraillage des piles de la partie poutre :

VIII.2.3.2.1. Etude du chevêtre :

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

❖ Etude du chevêtre à la flexion :

Le chevêtre étudié est appuyé sur trois (03) fûts, et Les charges pris en considération sont :

- Poids Propre.
- Poids du tablier.
- Les charge d'exploitation Al ET D240.

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

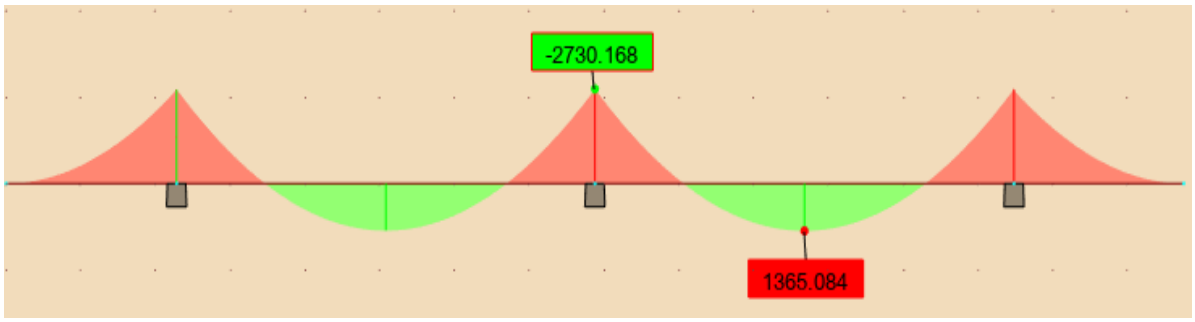


Figure VIII. 5 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1,2Al.

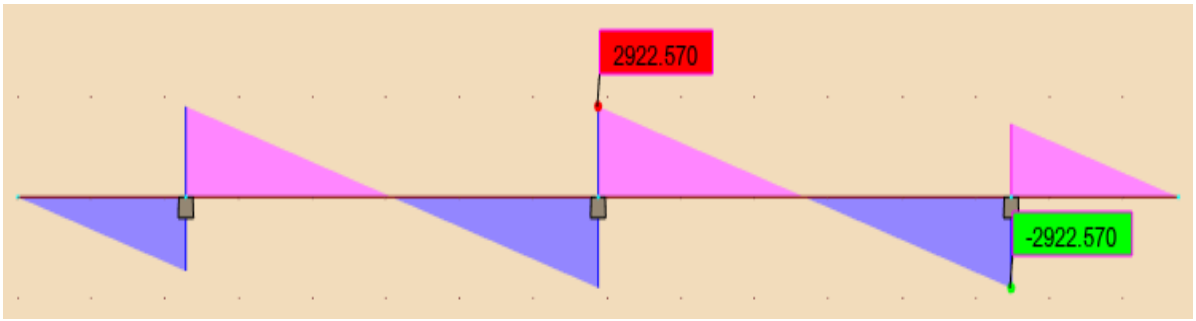


Figure VIII. 6 Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1,2Al.

❖ Ferraillage du chevêtre :

Tableau VIII. 7 Ferraillage de chevêtre.

Armature		Moment max (KN.m)	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale	Nappe inf	1369,303	37,5	H20	13
	Nappe sup	2738,606	76,6	H25	13

❖ Etude du chevêtre à la torsion :

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est e = 0,6 m. Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limitée par :

$$L_t = L_c \quad si\ L_c \leq \Phi + H_c$$

$$L_t = L_c + \Phi\ si\ L_c > \Phi + H_c$$

Avec :

- Largeur du chevêtre, L_c = 2,1 m
- Hauteur du chevêtre, H_c = 1.6 m
- Diamètre du fut, Φ = 1.5 m
- L_t = 2,1m

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\boldsymbol{\tau_b = C.2.\Omega.b_n}$$

Avec :

- b_n : L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_c /6$.
- C : Moment de torsion maximal par ml.
- Ω : L'aire de la torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$.

Tableau VIII. 8 Moment de torsion maximale.

Paramètres	e (m)	P (KN/ml)	$C_{1,2}$ (KN.m/ml)
Phase de construction	0,55	217,20	119,46
Phase en service	0,55	116,14	63,88
C =max(C1 ; C2)			119,46

La section de ferraillage donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{As} = \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{\sigma_a}} \times \frac{\mathbf{C \times P}}{\mathbf{2 \times \Omega}}$$

Avec :

- C = max (C_1 ; C_2)
- P : Périmètre du chevêtre
- σ_a : Contrainte admissible de l'acier ; $\sigma_a = \frac{2}{3} f_e = 333,33$

D'où : As= 5,03cm² Donc : on opte pour 5HA14 avec un espacement de e=20cm.

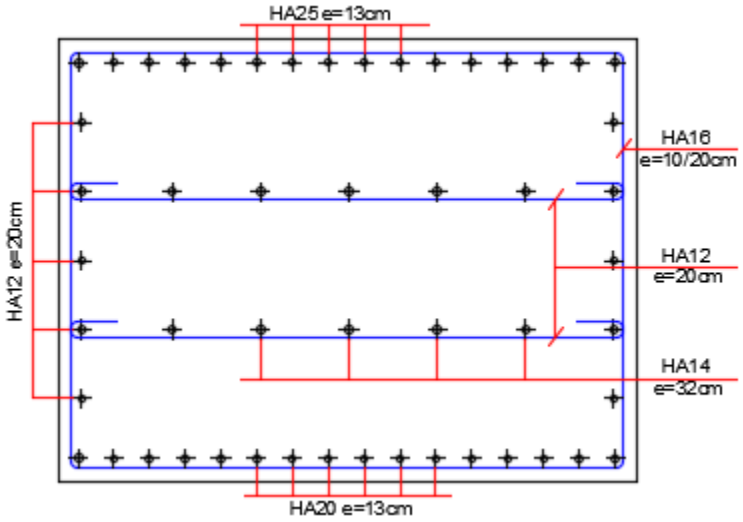


Figure VIII. 7 Ferraillage du chevêtre.

VIII.2.3.2.2. Ferraillage du fut :

Tableau VIII. 09 : Sollicitation et ferraillage du fut

Armature	Efforts	ELU	ELS	ELA	As (cm^2)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale	T_{max}(KN)	188.20	145.18	1030.78	251.3	HA32	15
	M_{max}(KN.m)	2648.28	2321.32	8879.02			
	N_{max}(KN)	7493.71	5558.19	5320.11			

Pour les armatures transversales on opte pour des cadres de H16 avec un espacement de :

- En zone courante : e=20cm.
- En zone critique : e=15cm.

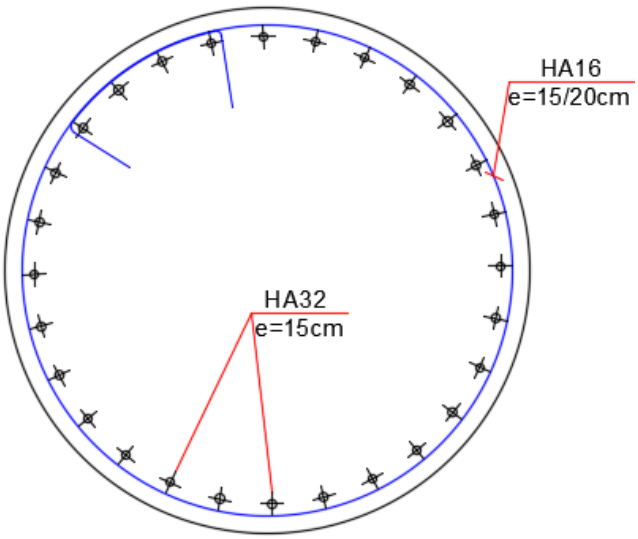


Figure VIII. 8 Ferraillage fut.

VIII.3 ETUDE DES FONDATIONS :

VIII.3.1 Ferraillage de la semelle :

❖ Armature transversal inferieure

Selon le document **SETRA**, la section d'armature transversale est déterminée par la méthode des bielles, est égale :

$$\mathbf{As = \frac{N_1}{\sigma_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}}$$

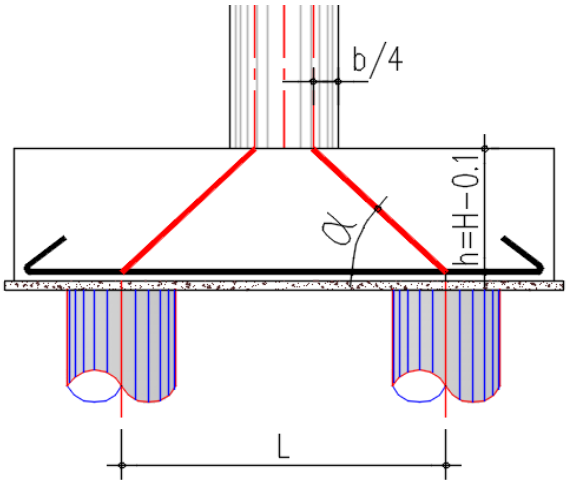


Figure VIII. 9 Dessin illustratif de la méthode des bielles.

Pour utiliser cette méthode en doit satisfaire les conditions suivantes :

- $\alpha \geq 45°$ **avec Tang** $(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$
- $h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$

Tableau VIII. 9 Vérification des condition de la méthode des bielles.

H (m)	b (m)	L(m)	h(m)	α °	$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$	Verification
1.80	0.50	3.6	1.7	45.45	1.67	✓ Cond-Verf

Application numérique

ELA : N_{max} = 5.07 MN ; σ_s = 500 MPA

$$As = \left(\frac{5.07}{500} \times \frac{\frac{3.6}{2} - \frac{0.5}{4}}{1.7} \right) \times 10^4 \rightarrow \mathbf{As = 99.89\ cm^2}$$

Soit 21HA 25 avec e = 15 cm

❖ Armature longitudinale inférieure

Leur rôle est de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux, leur section égale :

$\mathbf{As = \frac{As_t}{2}}$ ce qui donne As = 49.95 cm ; **Soit 16HA 20** avec **e = 20 cm**

❖ Armature transversale supérieure

$\mathbf{As = \frac{As_{ti}}{3}} \rightarrow$ As = 33.3cm^2

Soit 11HA 20 avec e = 25 cm

❖ Armature longitudinale supérieure

$\mathbf{As = \frac{As_{ti}}{4}} \rightarrow$ As = 24.97 cm^2

Soit 13HA 16 avec e = 25cm

❖ Armature latérale

$\mathbf{As = \frac{As_{ti}}{10}} \rightarrow$ As = 9.98 cm^2

Soit 9HA 12 avec e = 25cm

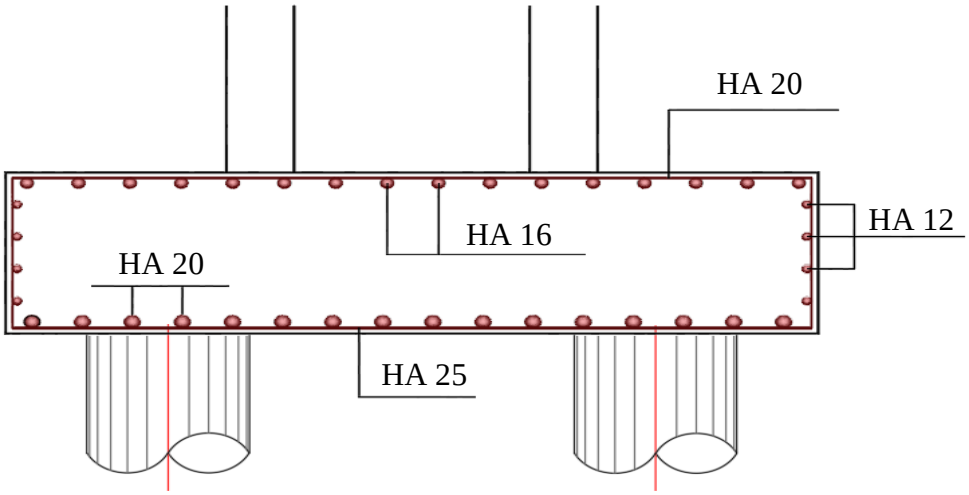


Figure VIII. 10 schéma de ferraillage de la semelle.

VIII.3.2 ferraillage des pieux :

VIII.3.2.1 Calculs des efforts :

Le pieu a un comportement flexible dans le sol, qui s'exprime mathématiquement à l'aide de l'équations différentielle du 4eme ordre suivante :

$$\mathbf{EI}\,\frac{\mathbf{d^4y}}{\mathbf{dx^4}} + \mathbf{C_u b_y} = \mathbf{0}$$

La solution de cette équation est de la forme : $\boldsymbol{\alpha} = \sqrt{\frac{\mathbf{4EI}}{\mathbf{C_u d}}}$

Avec :

- E : module d'élasticité du béton
- I : moment d'inertie du pieu
- b : diamètre du pieu.
- C_U : Module de réaction du sol
- y : Déplacement en tête du pieu.
- α : la longueur élastique du pieu.

❖ Calcul de λ :

λ : est le coefficient d'amortissement de WARNER

$$\boldsymbol{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{\boldsymbol{dc_u}}{\boldsymbol{4EI}}}$$

Application numérique

d = ϕ_{pieux} = 1.2 m ; Cu = 30 MN/m^3 ; E = 33000 MPA ; I = 0.101 m^4

λ = 0.228

❖ L'effort horizontal maximal en tête de pieu

ELS : H_{max} =0.55 MN → $H_{max/p} = H_{max} / 10$ → $H_{max/p}$ = 0.055 MN

ELA : H_{max}= 2.85 MN → $H_{max/p} = H_{max} / 10$ → $H_{max/p}$ = **0.285** MN

On dimensionne avec **$H_{max/p}$ = 0.285 MN**

❖ Calcul des moments par la formule de WARNER

La méthode de **WARNER** permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta = \chi_{OM}\frac{M}{\lambda} + \frac{P}{\lambda^2}\chi_{op}$$

Le pieu est encastré dans la semelle, alors la rotation est nulle en tête de pieu, la formule devient :

$$\mathbf{M} = -\frac{\chi_{Op}}{\chi_{OM}} \times \frac{P}{\lambda}\chi_{op}$$

- M : moment en tête de la pile
- χ_{OM} et χ_{Op} : donnés par les abaques de WAENER en fonction de λL
- L : longueur de pieu

❖ Détermination des coefficients χ_{OM} et χ_{Op}

λL = 5.92 ➞ χ_{OM} = 1.65 et χ_{Op} = 1.44

M = - 1.09 MN

VIII.3.2.2 Ferraillage longitudinale :

Le pieu est considéré soumis à la flexion composée, a l'aide des abaques de WALTHER en tire la section d'armature, on a :

M= -1.09 MN
N_{Corr} = 2.15 MN

On tire :

$$m = \frac{M}{\pi R^2 D \beta_W} = 0.01 \quad \text{et} \quad n = \frac{N}{\pi R^2 \beta_W} = 0.07 \text{ et } F_a = \frac{\omega \times \pi \times R^2 \times fc28}{\sigma s}$$

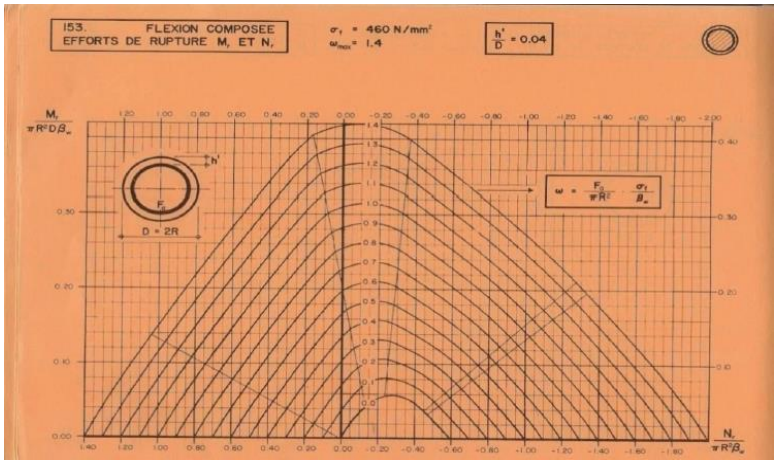


Figure VIII. 11 Abaque de WALTHER.

Pour : $\frac{h}{D} = 0.04$ et σ_s = 460 MPA, on tire :

$$\omega = 0.1 \quad \text{et pour } \sigma_s = 500 \text{ MPA} \rightarrow \omega = \frac{500 \times 0.1}{460} = 0.108$$

Ce qui donne :

$$Fa = 65.95 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification d'armature minimal :

As_{min} = 1% B (cas sismique) ; avec : $B = \frac{120^2 \times \pi}{4}$: section du pieu

Ce qui donne : $As_{min} = 113.1 \text{ cm}^2 > Fa$ alors on prend As_{min} ;

Soit **24HA 25** avec **e = 20 cm**

VIII.3.2.3 Ferraillage transversale :

$$\mathbf{As} = \frac{\mathbf{As_L}}{\mathbf{3}} = 37.7 \text{ cm}^2$$

Soit 25HA 14 avec e = 20cm dans les zones courates et e = 15 cm dans les zones de jonction.

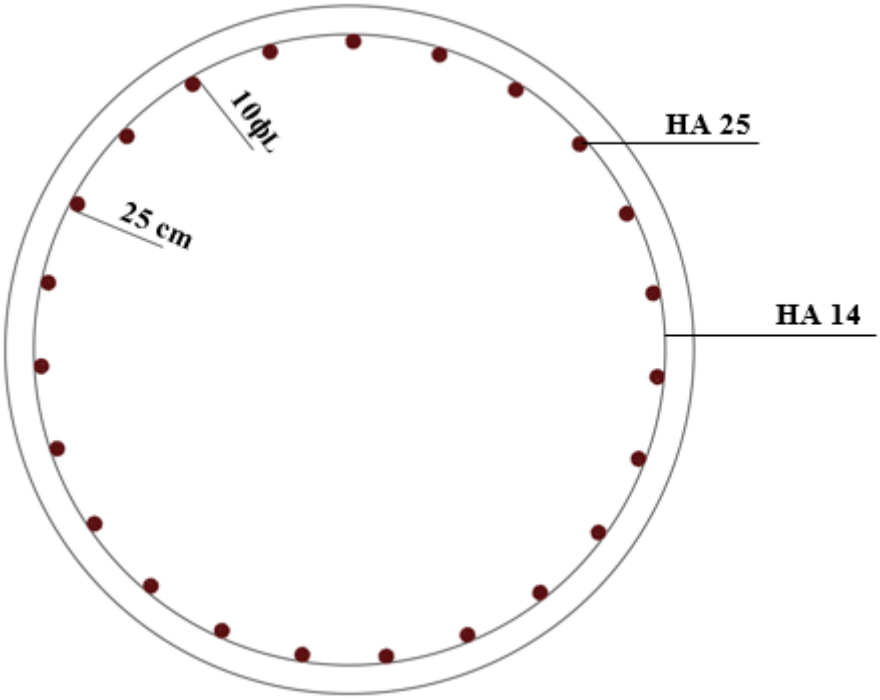


Figure VIII. 12 Schéma de Ferraillage des pieux.

VIII.4 ETUDE LA CULEE :

La définition des culées d'un ouvrage une des étapes fondamentales dans l'étude d'un projet, cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble, le choix ne peut se faire que progressivement, il résulte d'une vaste synthèse englobante :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Le rôle principal des culées 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.

VIII.4.1 Conception de la culée :

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.

Dans ce titre on a opté pour une culée remblayée (appui et soutien des remblais).

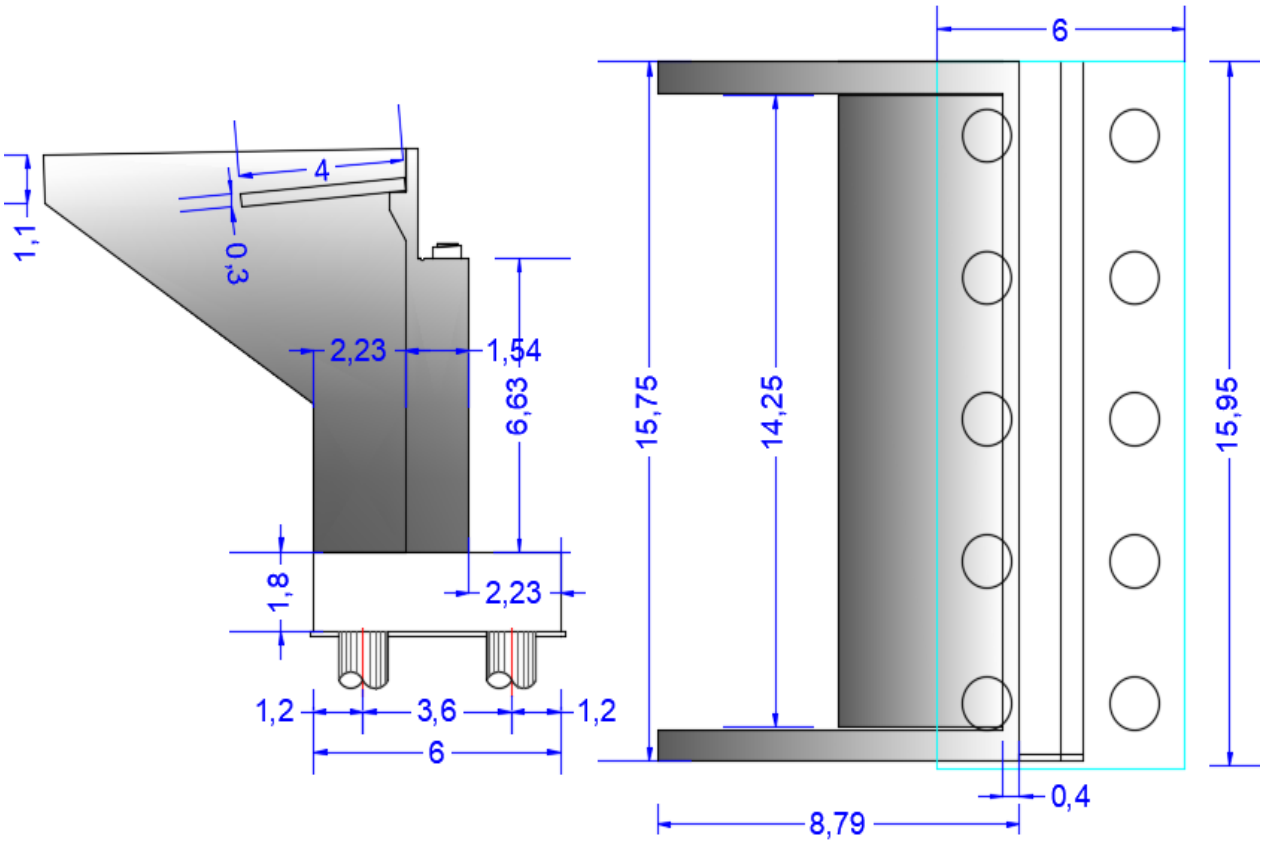


Figure VIII. 13 Dimensions de la culée C01.

VIII.4.2 Évaluation des efforts sollicitant la culée :

Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids et poussée des terres, effet du séisme, du freinage et des déformations différées, dans ce suit on va déterminer ces efforts.

VIII.4.2.1. Détermination du coefficient de poussée K_{ad} :

Selon RPOA ver-2008, la poussée dynamique des terres est calculée par la méthode de **Mononobé-Okabé** comme décrite ci-dessous :

$$K_{ad}=\frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta\left[1+\sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos\theta\cos\beta}}\right]^2} \qquad \theta=\text{arctg}\left(\frac{K_h}{1\pm K_V}\right)$$

Avec :

- K_h : coefficient sismique horizontal, k_h= A = 0.25
- K_v: coefficient sismique vertical, k_v= 0.3 × k_h= 0.075
- A : coefficient d'accélération de zone (voir chapitre précédent).
- φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ; φ = 30°
- β : angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale ; β = 0°

Tableau VIII. 10 calculs des coefficients de poussée.

Cas	K_h	K_v	θ (°)	K_{ad}
Normal	0	0	0	0.33
Séisme. Horizontal + S. vertical	0.25	0.075	13.09	0.5
Séisme. Horizontal	0.25	0	14.04	0.52
Séisme. Horizontal - S. vertical	0.25	-0.075	15.12	0.54

VIII.4.2.2 Descente des charges :

Les tableaux ci-dessus donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée, en tenant compte les poids volumiques spécifiques suivants :

$$\gamma_{\text{béton}} = 25\ \text{KN/m}^3 \qquad \gamma_{\text{remblais}} = 18\ \text{KN/m}^3$$

Tableau VIII. 11 Evaluation des efforts statiques et dynamique de la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	$d_{V(x/o)}$	$d_{H(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	4306,5	/	0	0,9	0	/
Mur Frontal	4020,26625	/	0	5,115	0	/
Dalle de tr	225	/	-0,97	9,9	-218,25	/
Mur en R	722,4	/	-3,8	7,75	-2745,12	/
Corbeau	112,875	/	-0,93	9,5	-104,97375	/
MUR.G.G	303,1875	/	-0,61	9,65	-184,944375	/
Poids des Terres Amont	4253,13	/	-1,77	5,75	-7528,0401	/
Poids des Terres sur DDT	394,2	/	-1,79	10,51	-705,618	/
Poussée des terres	/	5310,62879	/	3,63333333	/	-19295,2846
Poussée Sur 10kN/m²	/	573,7215	/	5,45	/	-3126,78218
R_g	6170,092	/	0,24	/	1480,82208	/
R(Al)	1710,5985	/	0,24	/	410,54364	/
Rbc	1476,36373	/	0,24	/	354,327295	/
RMc120	1085,22175	/	0,24	/	260,453221	/
RD240	1829,18919	/	0,24	/	439,005405	/
Hf+r	/	147,174107	/	8,43	/	1240,67772
HT°	/	92,7196875	/	8,43	/	781,626966

Selon le RPOA, on applique la combinaison suivante :

$$\mathbf{G + H(r+f) + 0.4T + \Psi Q} \quad \text{avec :} \quad \Psi = 0.2$$

Tableau VII. 13 :

Tableau VIII. 12 Combinaison des action statique et dynamique de la culée.

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
Total Rmax	20993.073	185.37	-10575.397
Total Rmin	20842.18	167.43	-10726.67

VIII.4.2.3 Evaluation des efforts sismiques sur la culée :

Les efforts provenant de l'accélération de la culée et les efforts de poussé se cumulent directement car ils sont simultanés.

Les vibrations des appuis et les vibrations de tablier sont indépendantes pour cela les force d'inertie se cumulent quadratiquement :

$$E = \sqrt{E_a^2 + E_t^2}$$

Tableau VIII. 13 Effort sismique total.

	N_c (kN)	V_c (kN)	M_c (Kn.m)
CAS 1	0.00	13089.01	55633.10
CAS 2	0.00	11848.04	51604.75
CAS 3	2324.71	0.00	949.81

VIII.4.3 Etude des éléments de la culée :

VIII.4.3.1. Etude du mur frontal :

Le mur frontal est un élément sur lequel s'appuie le tablier et qui encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée, il soutient le poids propre de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations.

❖ Calcul des sollicitations :

Le tableau ci-dessus donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée, en tenant compte les poids volumiques spécifiques suivants :

$$\gamma_{béton} = 2.5\ KN/m^3 \qquad \gamma_{remblais} = 18\ KN/m^3$$

Tableau VIII. 14 Evaluations des efforts statiques du mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	$d_{V(x/o)}$	$d_{H(y/o)}$	$M_{dV/o}$	$M_{dH/o}$
Mur F	4020,26625	/	0	3,315	0	/
DDT	225	/	-0,97	8,1	-218,25	/
Mur en R	0	/	-3,8	0	0	/
Corbeau	112,875	/	-0,93	7,7	-104,97375	/
MGG	303,1875	/	-0,61	7,85	-184,944375	/
Poids des T sur DDT	394,2	/	-1,79	8,71	-705,618	/
Poussée Mur Frontal	0	3669,01379	/	3,02	0	11080,4217
Poussée DDT	/	0	/	0	0	0
Poids Sur 10kN/m²	300	/	-0,97	/	-291	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	449,9649	/	4,53	0	2038,341

Tableau VIII. 15 Evaluations des efforts due au tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	$d_{V(x/o)}$	$d_{H(y/o)}$	$M_{dV/o}$	$M_{dH/o}$
Rg	6170,092	/	0,24	/	1480,82208	/
R(Al)	1710,5985	/	0,24	/	410,54364	/
Rbc	1476,36373	/	0,24	/	354,327295	/
RMc120	1085,22175	/	0,24	/	260,453221	/
RD240	1829,18919	/	0,24	/	439,005405	/
Hf+r	/	147,174107	/	6,63	/	975,76433
HT°	/	92,7196875	/	6,63	/	614,731528
Frein Al	/	78,4840219	/	6,63	/	520,349065
Frein Bc	/	150	/	6,63	/	994,5

❖ Les sollicitations les plus défavorables :

Tableau VIII. 16 les solicitations les plus défavorables.

	M_{max} (KN.m/ml)	T_{max} (KN/ml)	N_{max} (KN/ml)
ELS	907,39	275,35	735,59
ELU	1224,97	371,48	992,67
ELA	3409,85	815,31	1366,66

❖ Ferraillage du mur frontal :

Le ferraillage est effectué avec ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.54) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

Tableau VIII. 17 Ferraillage du mur frontal.

Armatures	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Armature verticale	34,9	5HA32 (As=40,21cm²)	20
Armature transversale	8,72	6HA16 (As=12,06cm²)	20
Armature de construction	11,63	6HA16 (As=12,06cm²)	20

Armature transversale : $\mathbf{As_{trns} = As_{long}/4}$

Selon RPOA :

Dispositions sismique As_{min}= 38,5cm² sur les deux nappes, Avec :

$\mathbf{As_{min} = 38,5cm^2 < As_{long} + As_{const}}$ et : Armature de construction : $\mathbf{As_{const} = As_{long}/3}$

VIII.4.3.2 Etude du mur garde grève :

Le mur garde grève est supposé encastré à la base, et calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivante :

- Poussée des terres ;
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève ;
- Force de freinage dû à la charge de Bc.

VIII.4.3.2.1 Calcul des sollicitations :

❖ Moment dû à la poussée des terres :

Donné par la formule suivante :

$$\mathbf{M_P = \frac{P \times h}{3}} \quad \text{Avec :} \quad \mathbf{P = 0,5 \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L}$$

Avec :

- H : hauteur des remblais, H = 2,48 m.
- Ka : coefficient de poussée des terres, Ka = 0.33.
- L : longueur des remblais, L = 1 m.

D'où : **P= 18,27KN/ml**

Donc : **M_P ELS =15,10KN.m/ml**

M_P ELU =20,39KN.m/ml

❖ Moment due à la force de freinage :

Le moment dû à la force de freinage du système de charge Bc est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{M_F = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 \times 2h}}$$

Avec :

- μ : Coefficient de pondération. (μ = 1.2 à l'ELS et μ = 1.6 à l'ELU)
- P : charge du a la charge Bc., Nous considérons l'impact d'une seule roue, (P = 60 KN).

Donc :

M_F ELS =91,39 KN.m/ml

M_F ELU =68,65 KN.m/ml

❖ Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$\mathbf{M_P = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx} \quad \text{et :} \quad \mathbf{K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma}$$

Avec :

- γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS.
- bc : coefficient de pondération du système Bc.
- δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

D'où :

K ELU = 0,67 et K ELS = 0,50

Le tableau ci-dessous interprète la valeur Mp/k de différentes valeurs de hauteur :

Tableau VIII. 18 les valeurs de M_P /k.

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_P /k (t,m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Par interpolation on obtient :

M_P ELU = 8.93×0.5×10 = 56,93KN.m

M_P ELS = 8.93×0.67×10 = 42,70KN.m

VIII.4.3.2.2 Le moment total à l'encastrement :

❖ A l'ELU :

$M = M_T + M_P + M_F = 168,71KN.m/ml.$

❖ A l'ELS :

$M = M_T + M_P + M_F = 126,34KN.m/ml.$

VIII.4.3.2.3. Ferraillage du mur garde grève :

Le ferraillage est effectué avec ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (2,48x0,31) m en flexion simple :

Tableau VIII. 19 Ferraillage du mur garde grève.

Armatures	**As (cm²)**	**Ø (mm)**	**e (cm)**
Armature verticale	22,4	5HA25 (As=29,45cm²)	20
Armature transversale	5,60	5HA12 (As=9,24cm²)	20
Armature de construction	7,47	5HA14 (As=6,76cm²)	20

VIII.4.3.3. Etude de la dalle de transition :

La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée dans ces extrémisées.

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet du :

- Pois propre et revêtement.
- Poids du remblai.
- Surcharges.

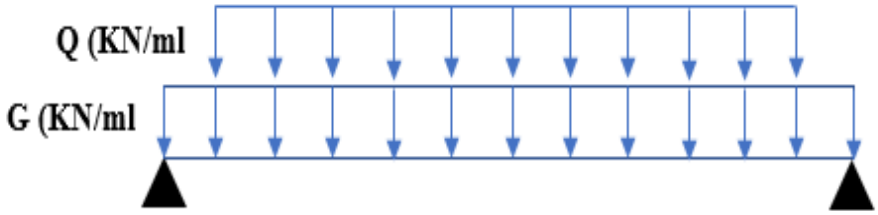


Figure VIII. 14 Charges sur la dalle de transition.

VIII.4.3.3.1 Calcul des sollicitations :

On évalue les efforts sur une bonde de 1 m.

Tableau VIII. 20 Evaluations des efforts de la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	1,92	3,84	3,84
Remblai	14,76	29,52	29,52

VIII. 4.3.3.2 Combinaisons des efforts :

❖ A l'ELU :

M_{Ult} = 1.35MG + 1.6MQ = 97,29KN.m/m

V_{Ult} = 1.35VG + 1.6VQ = 97,29KN.m/m

❖ A l'ELS :

M_{Ser} = MG + 1.2MQ = 72,36KN.m/m

V_{Ser} = VG + 1.2VQ = 72,36KN.m/m

VIII. 4.3.3.3. Ferraillage de la dalle de transition :

Le ferraillage est effectué avec ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1,00x0,30) m en flexion simple :

Tableau VIII. 21 Ferraillage de la dalle de transition.

Armatures	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Armature verticale	13	5HA20 (As=15,71cm²)	20
Armature transversale	3,25	5HA12 (As=5,65cm²)	20
Armature de construction	4,33	5HA14 (As=7,70cm²)	20

VIII.4.3.4 Etude du corbeau :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

VIII.4.3.4.1. Evaluation des efforts :

❖ Réaction due au poids des charges permanentes :

Donnée par la formule suivante :

$$R_{Rem} = \frac{Ql}{2}$$

Avec :

- l : longueur de la dalle de transition.
- Q : charges des remblais : $Q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_{P.dalle}$

D'où : **Q= 24,18KN/ml** Donc : R_{Rem} **=48,36KN/ml**

❖ Réaction des surcharges sur remblais :

Donnée par la formule suivante :

$$R_{Rem} = \frac{ql}{2}$$

Avec :

- l : longueur de la dalle de transition.
- q : surcharges sur remblais.

D'où : **Q= 10KN/ml** Donc : R_{Rem} **=20,00KN/ml**

VIII.4.3.4.2 Combinaisons des actions :

- $R_{ELU} = 1,35 \times R_G + 1,6 \times R_Q = 97,29$kN/ml.
- $R_{ELS} = R_G + 1,2 \times R_Q = 72,36$kN/ml.

VIII.4.3.4.3 Ferraillage du corbeau :

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

As = 11.2 cm² On prend 6HA16/ml avec e = 20cm.

VIII.4.3.5 Etude du mur en retour :

Mur solidaire d'une culée et parallèle à l'axe longitudinale du tablier, a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

VIII.4.3.5.1. Evaluation des efforts :

Le mur en retour est sollicité par des charges verticales et horizontales :

- Son poids propre.
- Poids des terres des remblais.
- Les charges complémentaires.
- Poids des surcharges.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous :

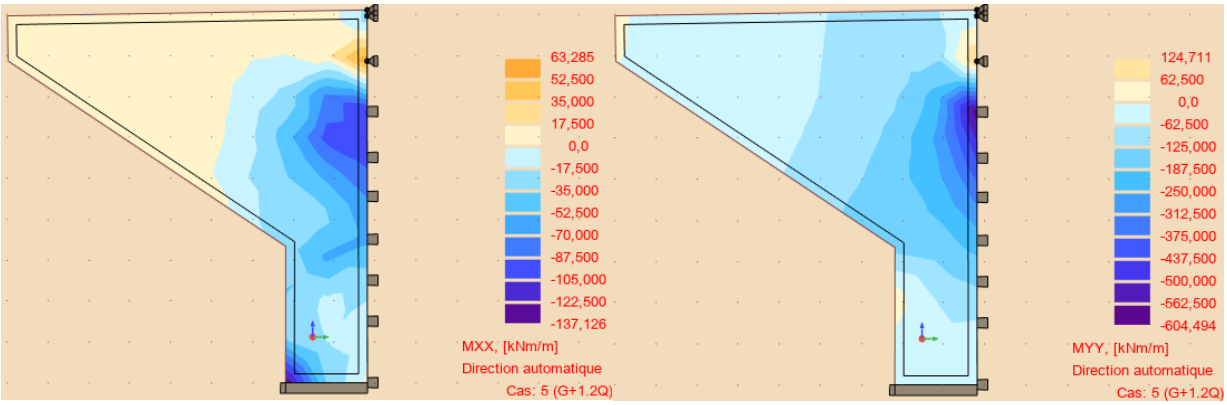


Figure VIII. 15 Modèle de calcul mur en retour avec le logiciel.

VIII.4.3.5.2. Ferraillage du mur en retour :

Le ferraillage est effectué avec ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1,00x0,70) m en flexion simple :

Tableau VIII. 22 Ferraillage du mur en retour.

Armatures	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Armature verticale	6,8	4HA16 (As=8,04cm²)	20
Armature de construction	2,26	4HA14 (As=6,16cm²)	20
Armature horizontale	34,5	5HA32 (As=40,21 cm²)	20
Armature de construction	11,5	4HA20 (As=12,57cm²)	20

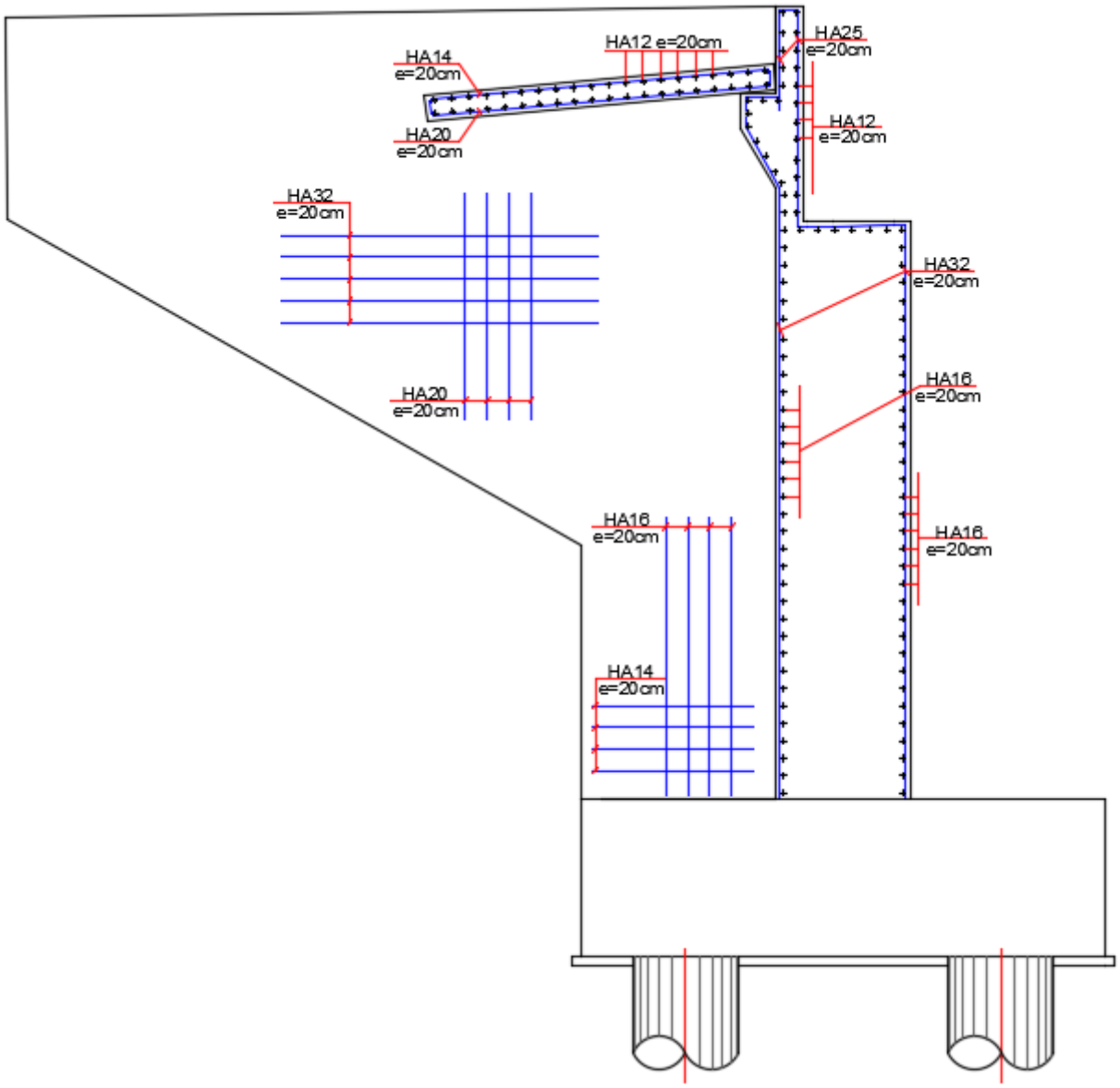


Figure VIII. 16 Ferraillage de la culée.

CONCLUSION

Le projet de fin d'étude que nous avons mis en place est une étape très importante dans notre formation. Il nous a permis d'appliquer les connaissances théoriques acquise durant nos années a L'Ecole National Des Travaux Publics.

Notre projet de fin d'étude, qui était : étude et conception d'un pont, nous a appris plusieurs disciplines des sciences de l'ingénieur comme le béton précontraint, le béton armé et la résistance des matériaux.

Nous avons appris que la conception d'un pont est une phase déterminante, car elle nous a permis de chercher des solutions qui convient et qui répond aux contraintes imposées sur le site, et bien sur toute en respectant les aspects techniques et économique, pour a la fin arriver à faire le choix de type d'ouvrage le plus adapter, cela rend cette phase très spéciale.

La phase d'étude pour nous elle était très enrichissante, puisque nous avons réalisé un pont avec deux tabliers différents, ce qui nous a donné la possibilité de faire deux études. Pendant la réalisation on a rencontré plusieurs difficultés ce qui a rendu le travail très avantageux car nous avons intensifier l'esprit de recherche pour avoir plus d'informations,

Ce travail, nous a aidé à élargir notre bibliothèque, à exercer et maitriser la modélisation, à améliorer nos compétences à travers les vérifications manuels, avoir l'occasion d'appliquer les différents règlements.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Document SETRA. Guide de conception ponts mixtes acier-béton.
- Documents SETRA. Guide de conception ponts-routes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP).
- Document SETRA. Guide de conception ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.
- Document SETRA. Pont courants en zone sismique.
- Document technique réglementaire. . Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes RCPR.
- Cours béton armé Mr.BENREDOUANE école national supérieur des travaux publics ENSTP.
- Cours béton précontraint Mr.AMIEUR école national supérieur des travaux publics ENSTP.
- Esquisse pont. Mr. BAYACLI. École nationale supérieure des travaux publics.
- Tables de GUYON MASSONNET .
- Document SETRA. Appareils d'appuis en élastomère fretté.
- Document SETRA. Appareils d'appuis à pot.
- Document technique réglementaire. . Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites. Règle BAEL 91 révisées 99 fascicule 62 (titre I ; section I).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Règle BPEL 91 révisées 99 fascicule 62 (titre I ; section II).
- La précontrainte Freyssinet.
- WERNER, BETON UND STAHLBETONBAU 2/1970, *1970.*

annexes

A.1. Données géotechnique :

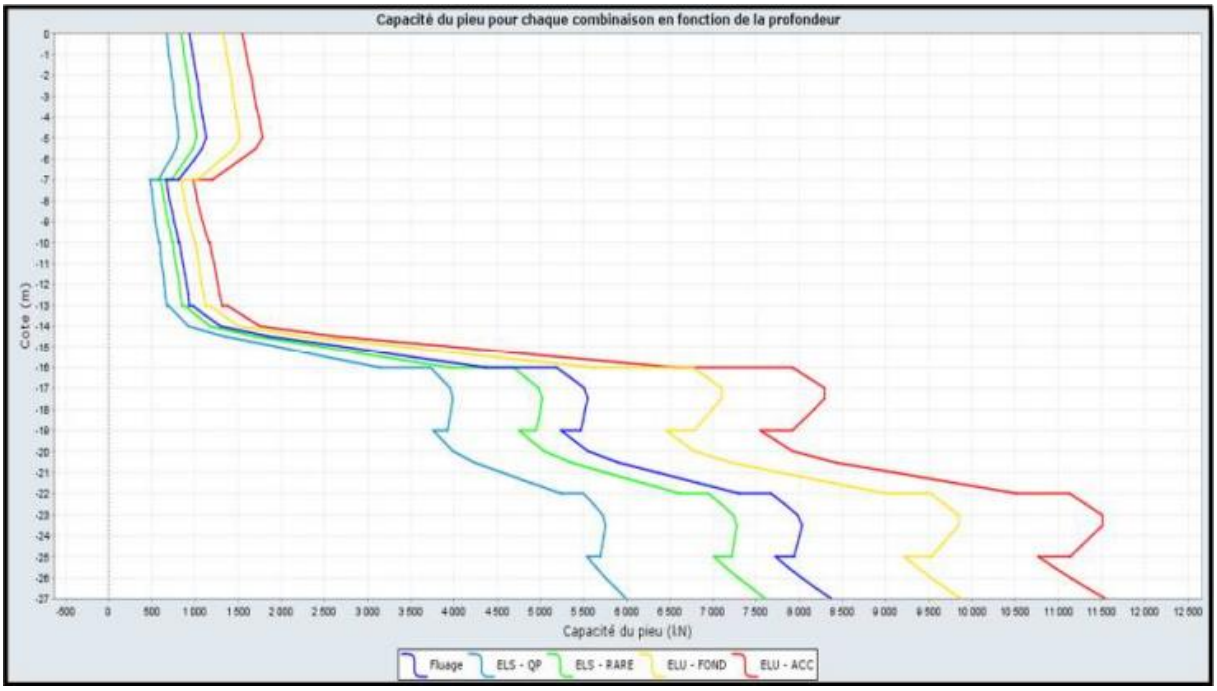


Figure A.1 : Capacité du pieux pour chaque combinaison en fonction de la profondeur culée 1.

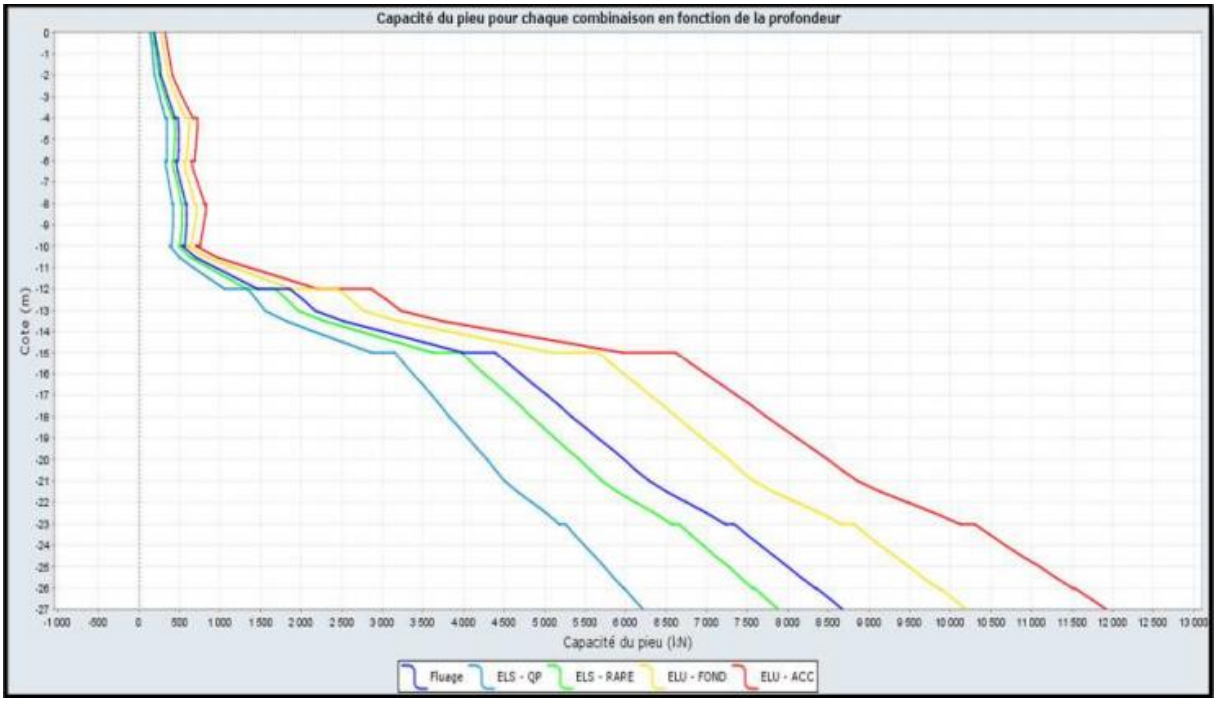


Figure A.2 : Capacité du pieux pour chaque combinaison en fonction de la profondeur culée 2.

Tableau A.1 : Les résultats des essais de laboratoire.

Sondages		**SC3**	**SC3**	**SC4**	**SC4**
Profondeur (m)		**2.00 à 2.30**	**8.00 à 8.40**	**4.20 à 4.50**	**11.1 à 11.50**
Teneur eau	w [%]	13	18	17	23
Degré de saturation	Sr [%]	74	96	81	100
densité sèche	γd [t/m³]	1.834	1.782	1.735	1.834
densité humide	γh [t/m³]	2.069	2.108	2.024	2.264
	2.0mm [%]	100	100	100	100
	0,08 mm [%]	97	93	92	93
	25µm [%]	70	59	55	62
	1µm [%]	21	11	16	23
Limite d'Atterberg	WL	36	33	38	37
	WP	17	16	19	18
	IP	19	17	19	19
Essai de Cisaillement à la boite UU	C_{uu} [bars]	0.237	0.75	0.306	0.874
	Φ_{uu} [degré]	15	15	14	8

Tableau A.2 : Résultats des essais de pressométrique C01, P01 et P02.

Prof (m)	**Pl (MPA)**	**E (MPA)**	**E/Pl**	**Etat du sol**
4	1,5	16,96	11,31	Sol normalement consolidé
7	1,5	15,81	10,54	Sol normalement consolidé
10	0,63	5,34	8,48	**Sol sous-consolidé**
13	0,68	4,04	5,94	**Sol sous-consolidé**
16	0,68	4,36	6,41	**Sol sous-consolidé**
19	5,49	30,6	5,57	**Sol sous-consolidé**
22	4,16	24,2	5,82	**Sol sous-consolidé**
25	6,34	69,21	10,92	Sol sur-consolidé
28	5,02	63,47	12,64	Sol sur-consolidé
31	5,09	86,18	16,9	Sol sur-consolidé
34	5,14	154,97	30,15	Sol sur-consolidé

Tableau A.2 : Résultats des essais de pressométrique C02.

Prof (m)	Pl (MPA)	E (MPA)	E/Pl	Etat du sol
2	0,31	3,89	12,55	Sol normalement consolidé
4	0,52	2,53	4,87	**Sol sous-consolidé**
6	0,39	3,46	8,87	**Sol sous-consolidé**
8	0,35	1,75	5,00	**Sol sous-consolidé**
10	0,44	4,54	10,32	Sol normalement consolidé
12	0,22	1,48	6,73	**Sol sous-consolidé**
15	2,04	11,23	5,50	**Sol sous-consolidé**
23	4,37	40,73	9,32	Sol normalement consolidé
26	4,98	56,05	11,26	Sol sur-consolidé
29	5,08	134,67	26,51	Sol sur-consolidé
32	5,12	168,73	32,96	Sol sur-consolidé
35	5,14	177,72	34,6	Sol sur-consolidé

A.1. Données sismique :

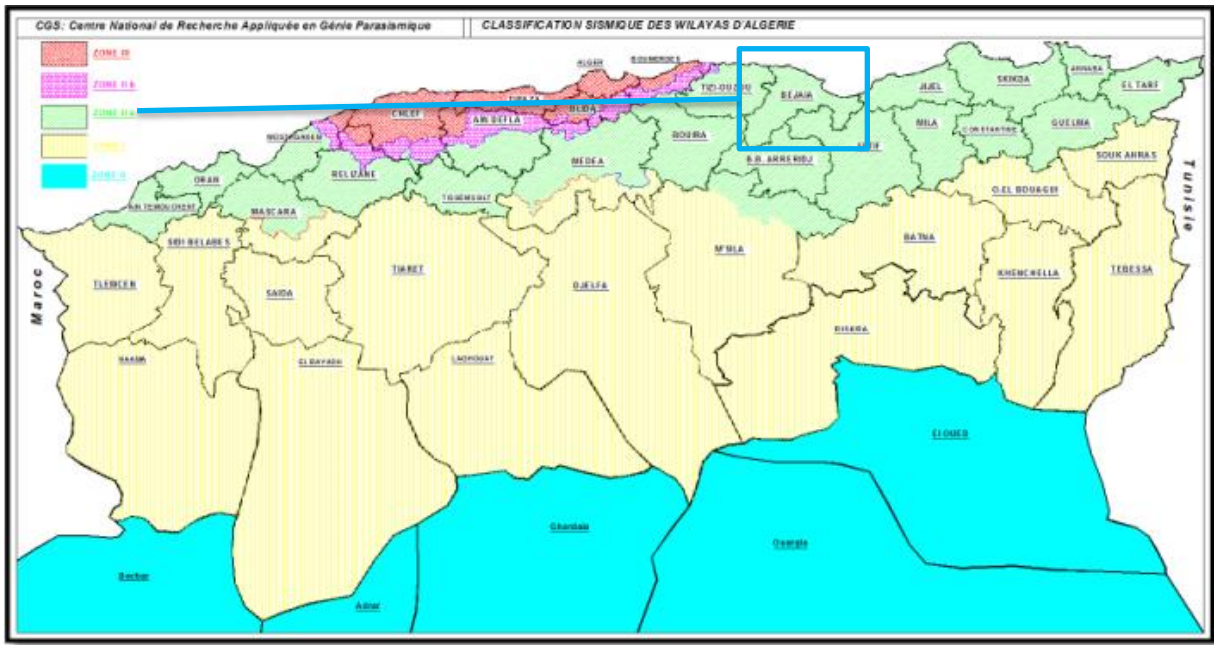


Figure A.3 : Zonage sismique de l'Algérie.

B.1. Variante 01 (pont mixte) :

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 970,00	50 000,00	163 350 000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	8 910,00	2 500,00	22 275 000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	110,00	45 000,00	4950 000,00
1,4	Recepage des pieux	U	110,00	25 000,00	2 750 000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	4 000 000,00	4 000 000,00
TOTAL (Poste 1)					**197 325 000,00**
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	165,98	10 500,00	1 741 824,00
2,2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	1 786,98	15 000,00	31093452,00
2,3	Béton RN 27 pour piles	M3	1 570,82	17 000,00	28274832,00
2,4	Béton RN 27 pour culées	M3	698,87	17 000,00	12579732,00
2,5	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	2 515,68	30 000,00	62892000,00
TOTAL (Poste 2)					**13658140,00**
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	609,01	160 000,00	64554610,56
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs	T	754,70	160 000,00	79998624,00
3,3	Acier de précontraint	T	1 798,47	480 000,00	863267489,28
TOTAL(Poste 3)					**940 573 188,16**

TOTAL HORS TAXES (DA)	1341727563,84
T V A 19 %(DA)	254928237,13
TOTAL EN TTC (DA)	**1596655800,97**
Soit : Un milliard cinq-cents quatre-vingt-seize millions six cent cinquante-cinq mille huit cents dinars.	

B.2. Variante 02 (pont a poutre en précontrainte par post-tension) :

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	4050,00	55000,00	222750000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	12150,00	2500,00	30375000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	150,00	16000,00	2400000,00
1,4	Recepage des pieux	U	150,00	3700,00	555000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL (Poste 1)					**257600000,00**
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	170,38	10000,00	1703760,00
2,2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	2444,40	17400,00	42532560,00
2,3	Béton RN 27 pour piles	M3	1216,91	18000,00	21904331,04
2,4	Béton RN 27 pour culées	M3	698,87	18000,00	12579732,00
2,5	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	6682,50	25000,00	167062500,00
TOTAL (Poste 2)					**245782883,04**
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	624,19	106000,00	66164261,94
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	1279,57	106000,00	135634377,60
3,3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	151,20	380000,00	57456000,00
TOTAL(Poste 3)					**259254639,54**
Poste 4 : Protection					
4,1	Palplanche	M2	192	65000	12480000,00
TOTAL(Poste 3)					**12480000,00**

TOTAL HORS TAXES	775117522,58
T V A 19 %	147272329,29
TOTAL EN TTC	**922389851,87**
Neuf cent vingt-deux millions trois cent quatre-vingt-neuf mille cent cinquante et un dinars.	

B.3. Variante 03 (pont mixte poutre-voussoir) :

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	4050,00	55000,00	222750000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	12150,00	2500,00	30375000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	150,00	16000,00	2400000,00
1,4	Recepage des pieux	U	150,00	3700,00	555000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL (Poste 1)					**257600000,00**
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	169,95	10000,00	1699544,00
2,2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	2600,83	17400,00	45254476,80
2,3	Béton RN 27 pour piles	M3	1784,23	18000,00	32116207,68
2,4	Béton RN 27 pour culées	M3	698,87	18000,00	12579732,00
2,5	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	3414,35	25000,00	85358850,00
TOTAL (Poste 2)					**278114810,48**
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	759,06	106000,00	80460279,10
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs	T	1164,33	106000,00	123419052,08
3,3	Acier de précontraint	T	268,39	380000,00	101988504,00
TOTAL(Poste 3)					**305867835,18**

TOTAL HORS TAXES (DA)	841582645,66
T V A 19 %(DA)	159900702,68
TOTAL EN TTC (DA)	**1001483348,34**
Soit : Un milliard un million quatre cent quatre-vingt-trois mille trois cent quarante-huit dinars.	

C.1. Tablier voussoir :

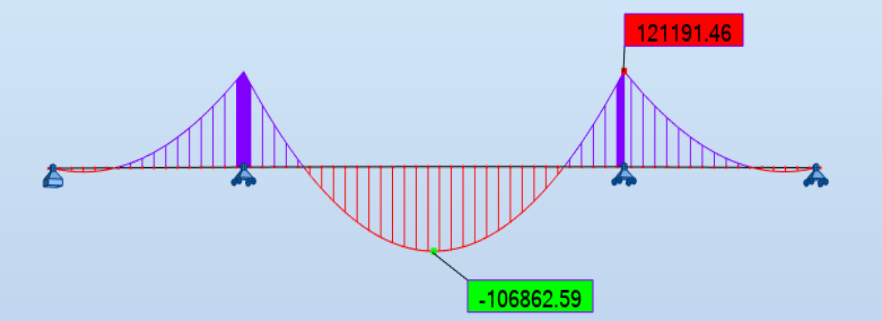


Figure C. 1: Moment fléchissant longitudinal sous la comb G + 1.2AL + 0.6T



Figure C. 2 : Moment fléchissant longitudinal sous la comb G + 1.2Bc + 0.6T

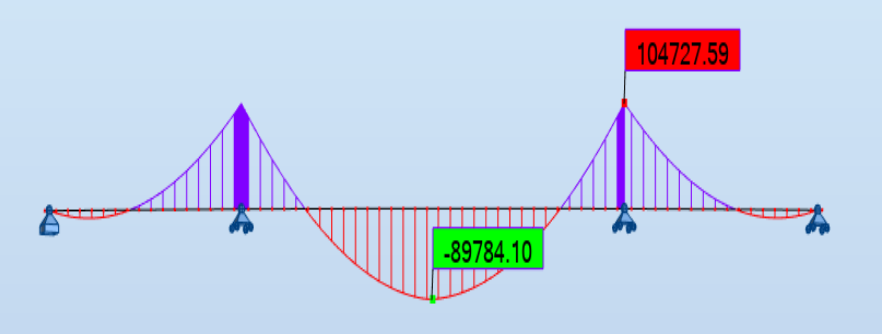


Figure C. 3 : Moment fléchissant longitudinal sous la comb G + 1.2Bt +0.6T



Figure C. 4 : Moment fléchissant longitudinal sous la comb G + D240 + 0.6T



Figure C. 5: Moment fléchissant longitudinal sous la comb G + Mc120 + 0.6T

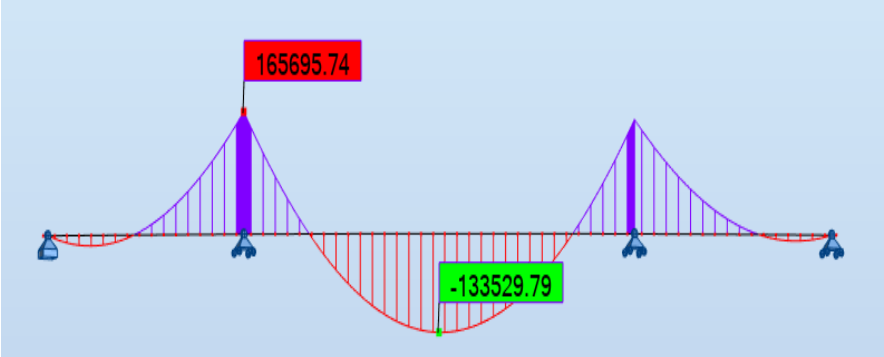


Figure C. 6 : Moment fléchissant longitudinal sous la comb 1.35G + 1.6AL + 0.9T

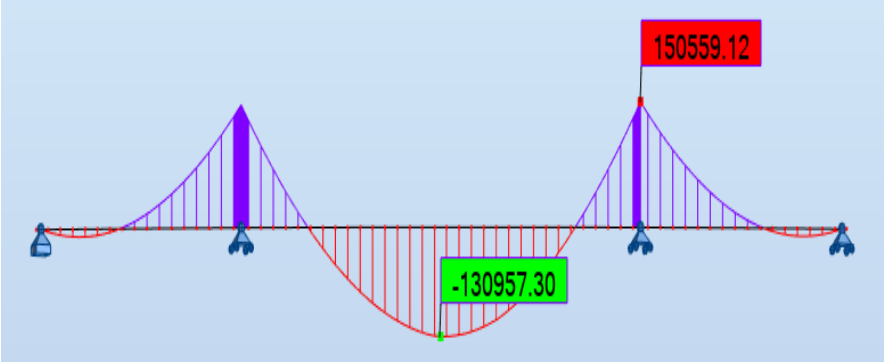


Figure C. 7 : Moment fléchissant longitudinal sous la comb 1.35G + 1.6Bc + 0.9T

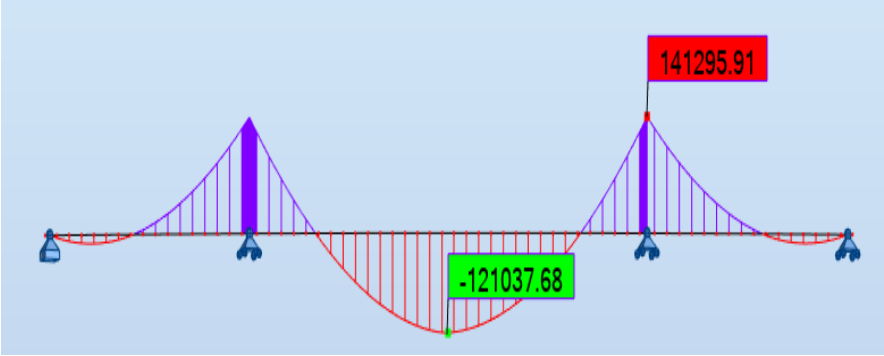


Figure C. 8 : Moment fléchissant longitudinal sous la comb 1.35G + 1.6Bt + 0.9T

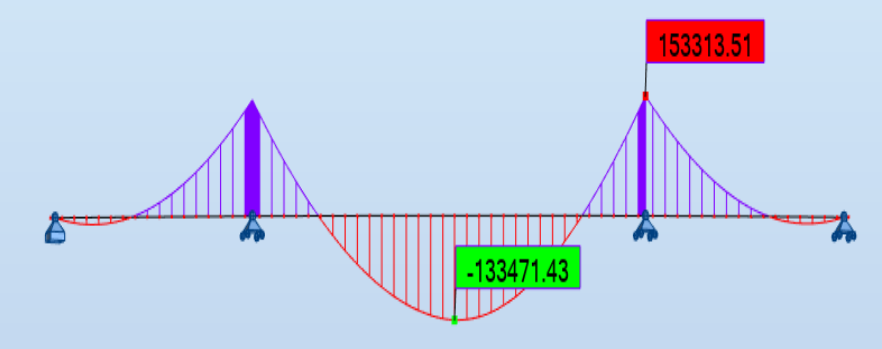


Figure C. 9 : Moment fléchissant longitudinal sous la comb 1.35G + 1.35D240+ 0.9T

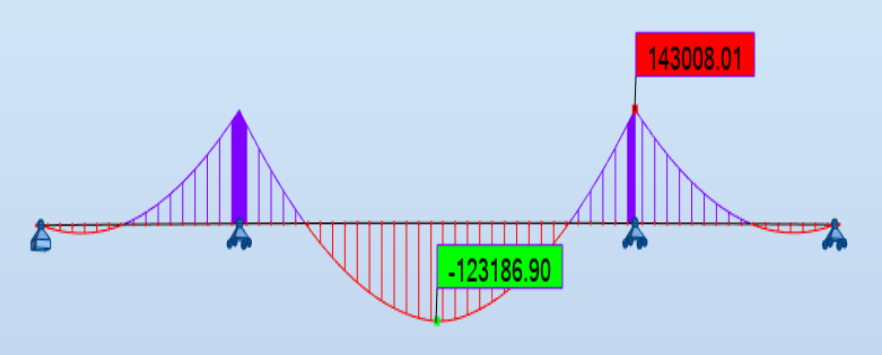


Figure C. 10 : Moment fléchissant longitudinal sous la comb 1.35G + 1.35Mc120+ 0.9T

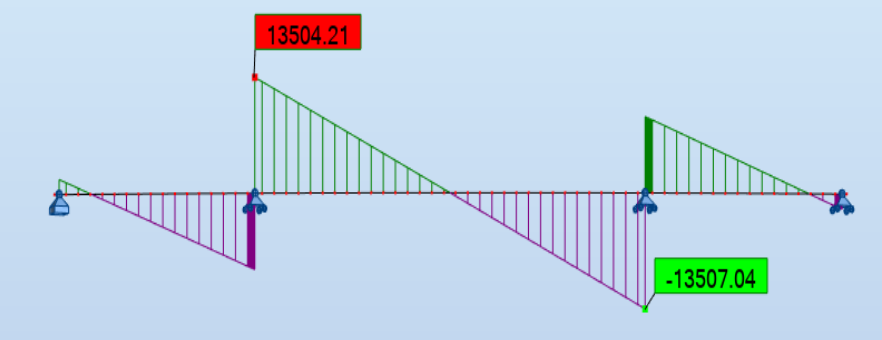


Figure C. 11: Effort tranchant longitudinal sou la comb G + 1.2AL + 0.6T

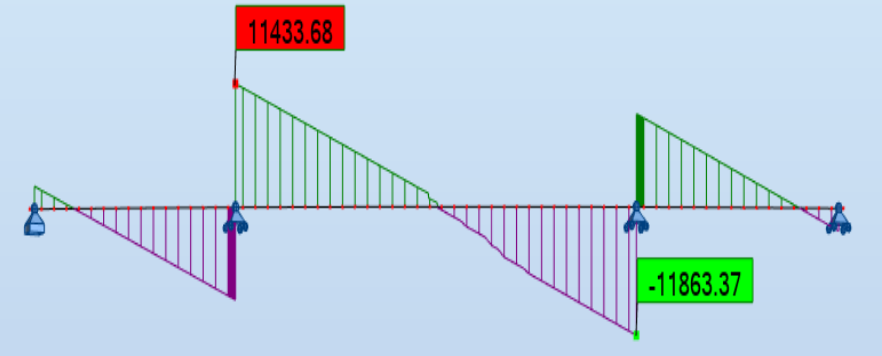


Figure C. 12 : Effort tranchant longitudinal sou la comb G + 1.2Bc + 0.6T

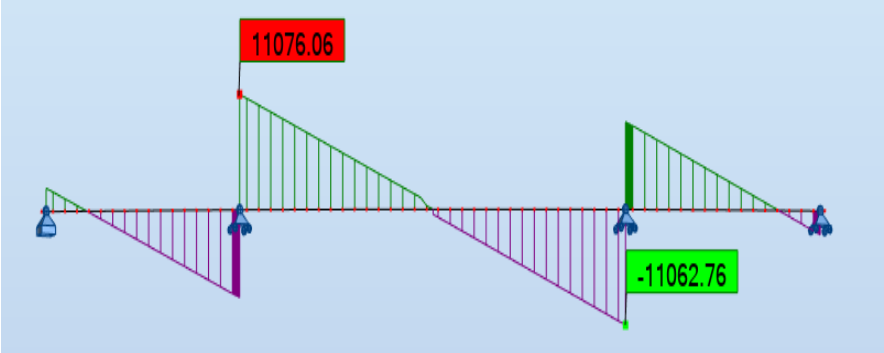


Figure C. 13 : Effort tranchant longitudinal sou la comb G + 1.2Bt + 0.6T



Figure C. 14 : Effort tranchant longitudinal sou la comb G + D240 + 0.6T

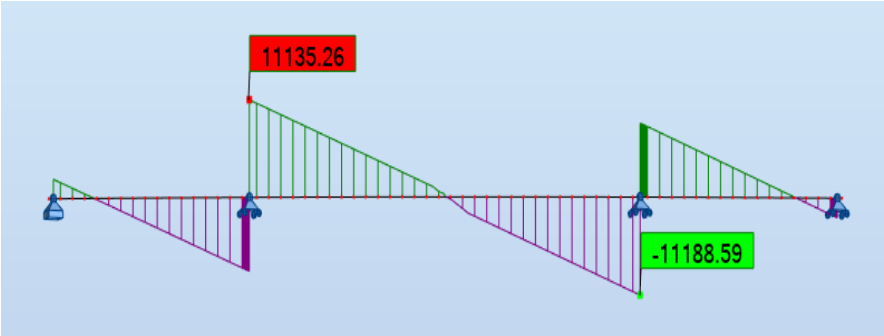


Figure C. 15 : Effort tranchant longitudinal sou la comb G + Mc120 + 0.6T

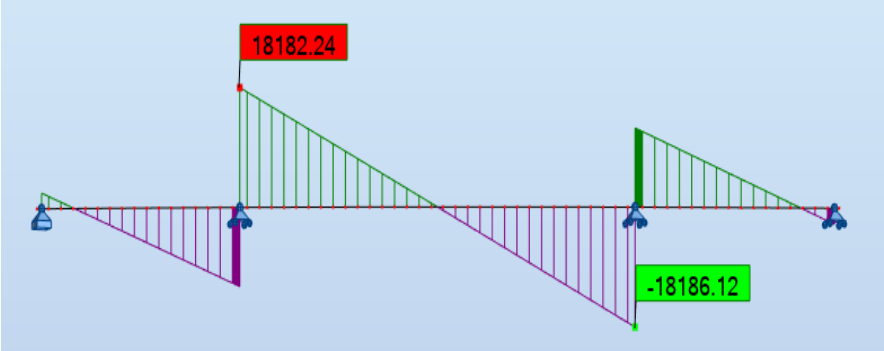


Figure C. 16 : Effort tranchant longitudinal sou la comb 1.35G + 1.6AL + 0.9T

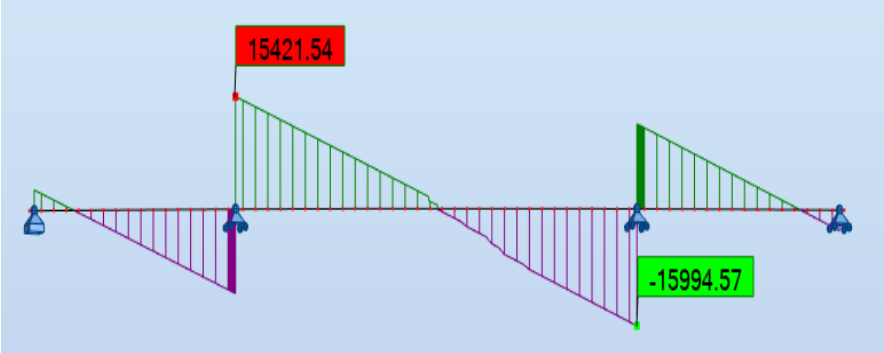


Figure C. 17 : Effort tranchant longitudinal sou la comb 1.35G + 1.6Bc + 0.9T



Figure C. 18 : Effort tranchant longitudinal sou la comb 1.35G + 1.6Bt + 0.9T

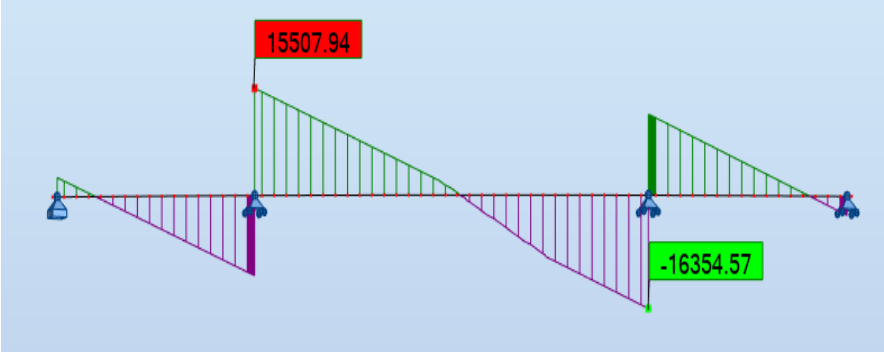


Figure C. 19 : Effort tranchant longitudinal sou la comb 1.35G + 1.35D240 + 0.9T



Figure C. 20 : Effort tranchant longitudinal sou la comb 1.35G + 1.35Mc120 + 0.9T

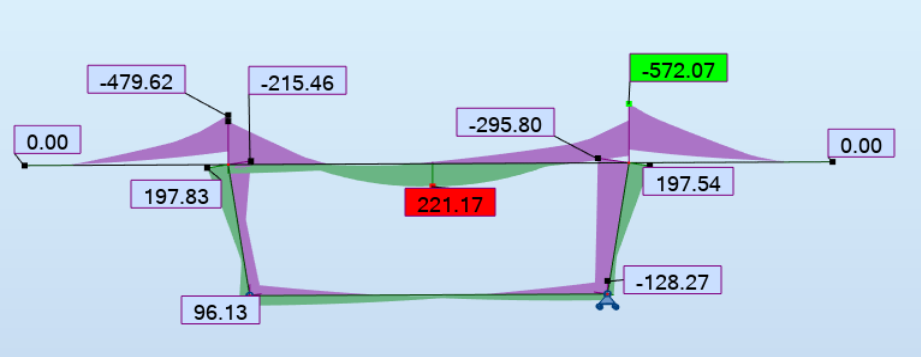


Figure C. 21: Moment fléchissant transversal sous la comb G +1.2Bt (2V)

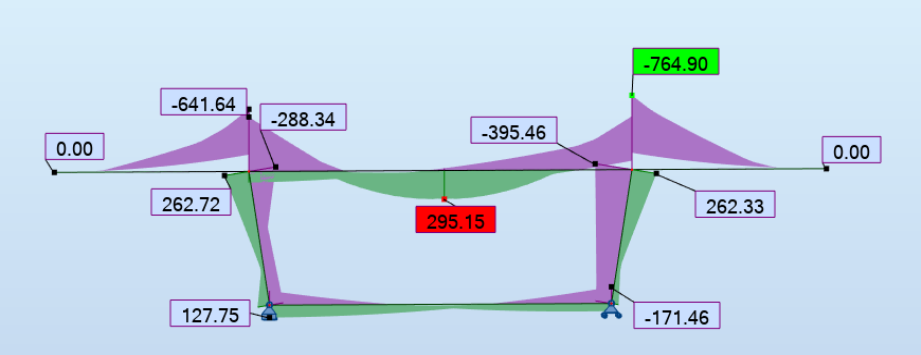


Figure C. 22 : Moment fléchissant transversal sous la comb 1.35G +1.6Bt (2V)

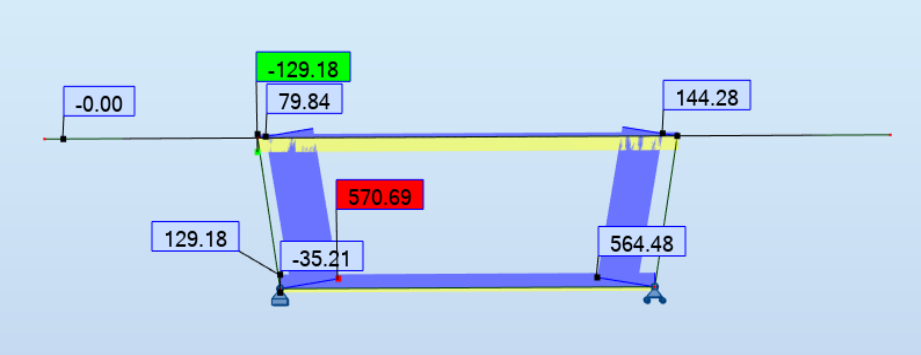


Figure C. 23 : Effort normal transversal sous la comb G +1.2Bt (2V)

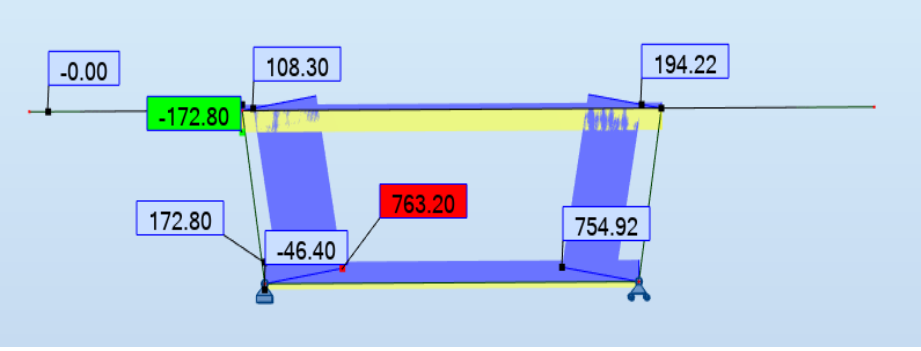


Figure C. 24 : Effort normal transversal sous la comb 1.35G +1.6Bt (2V)

C.2. Tablier poutre :

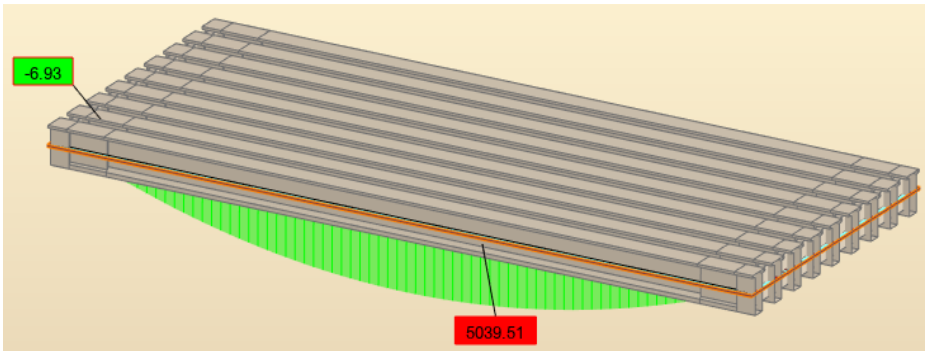


Figure C. 25 : Moment fléchissent longitudinal sous le poids propre de poutres.

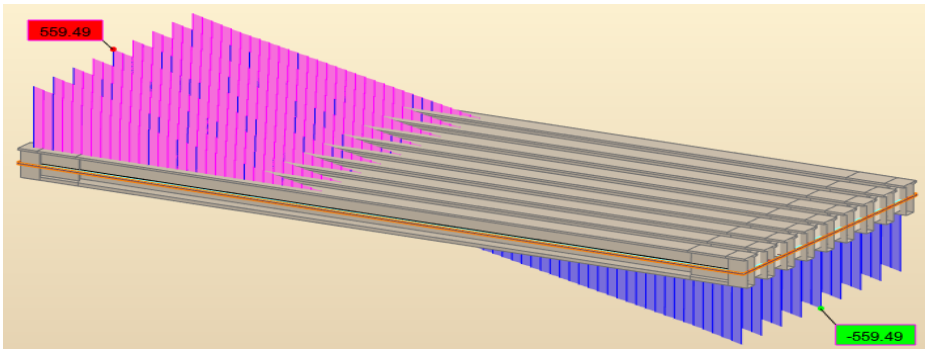


Figure C. 26 : Effort tranchant longitudinal sous le poids propre de poutres.

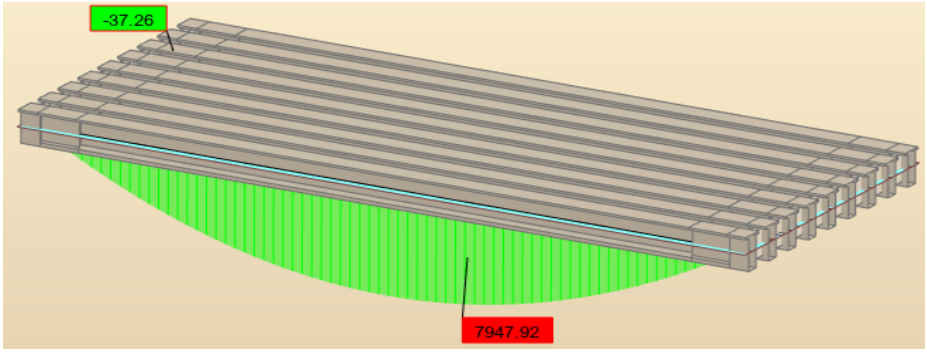


Figure C. 27 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1,2Al.

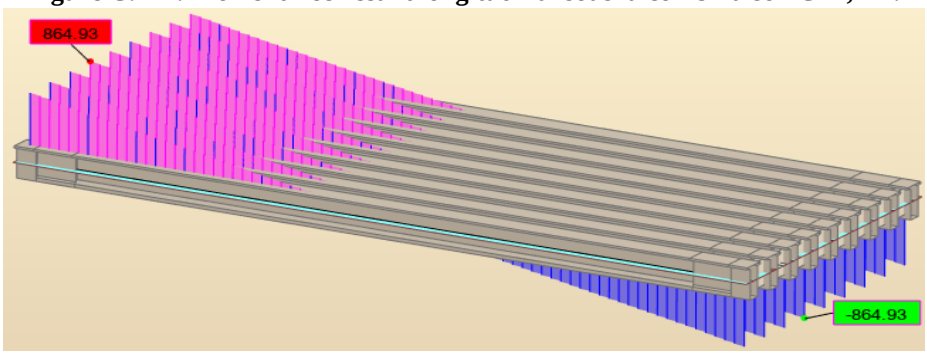


Figure C. 28 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1,2Al.

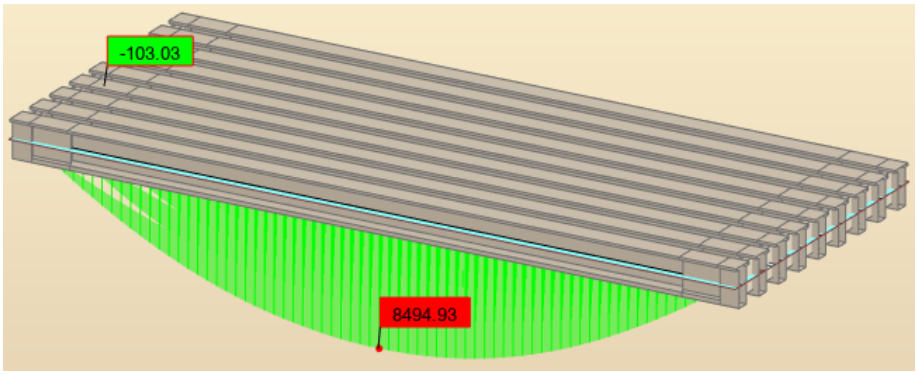


Figure C. 29 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1,2Bc.

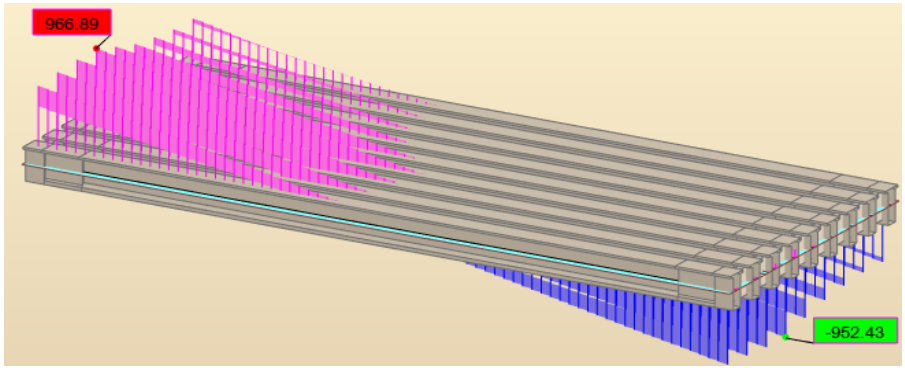


Figure C. 30 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1,2Bc.

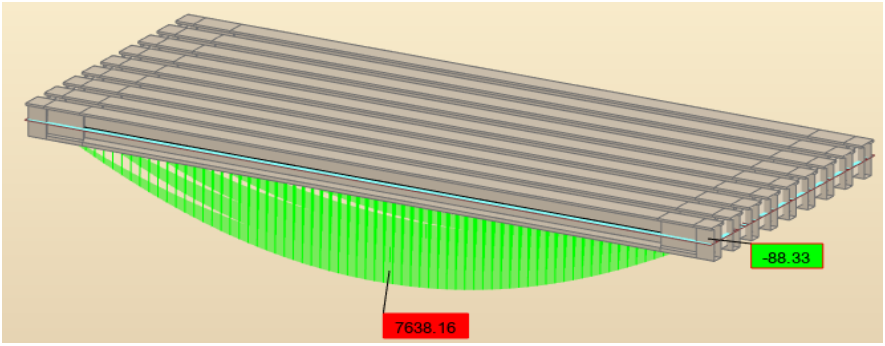


Figure C. 31 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1,2Bt.

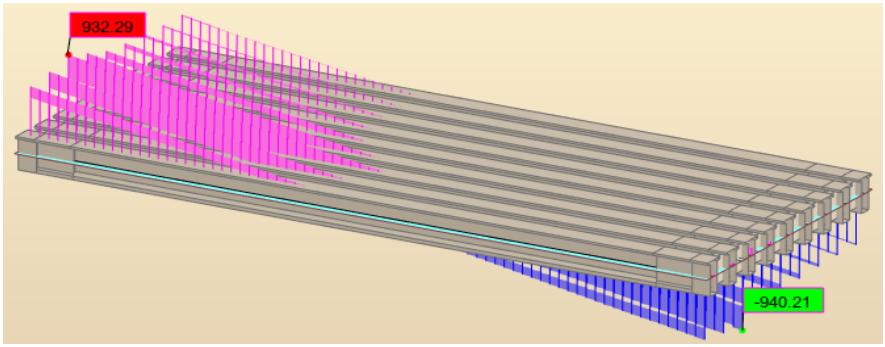


Figure C. 32 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1,2Bt.

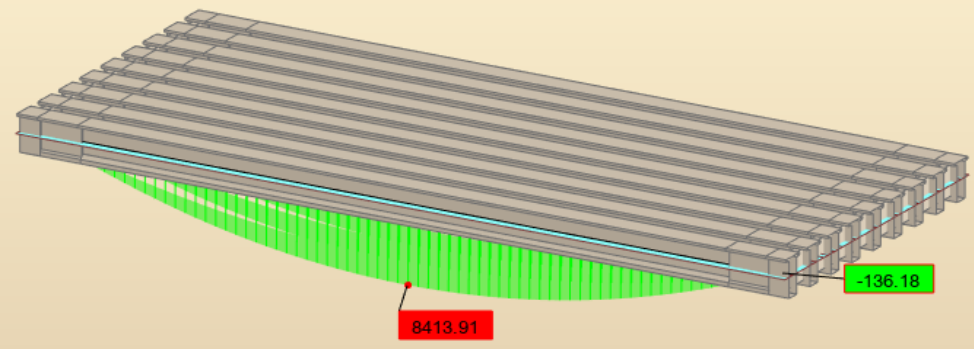


Figure C. 33 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.

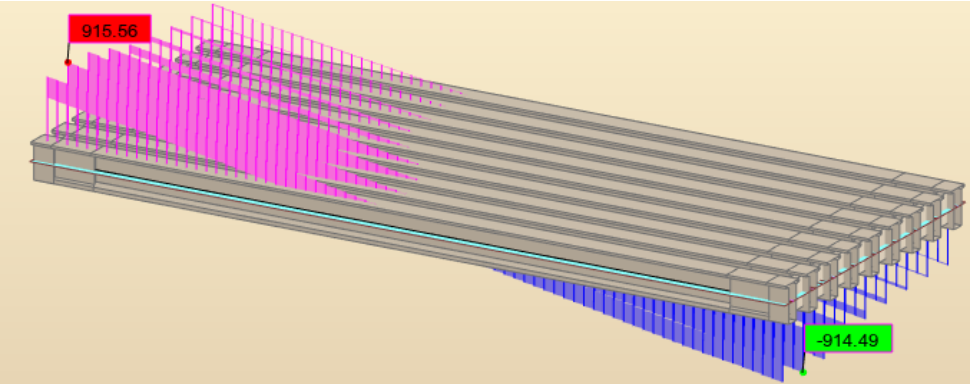


Figure C. 34 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.

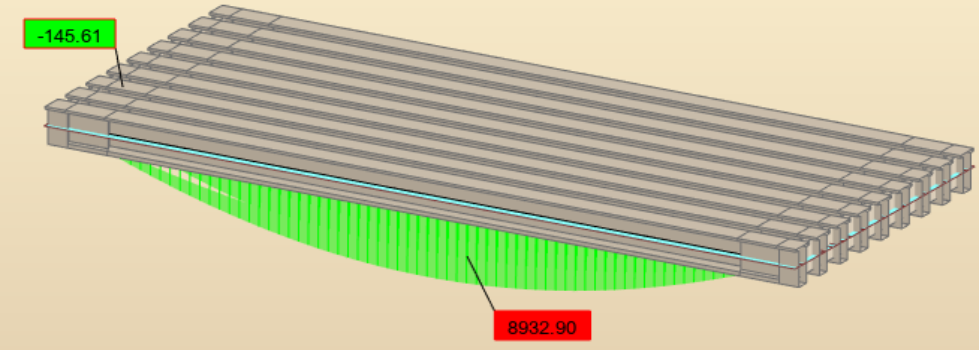


Figure C. 35 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.

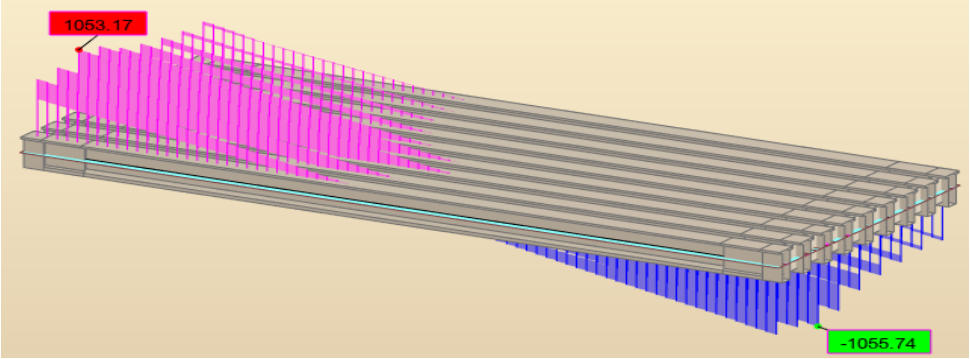


Figure C. 36 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+D240.

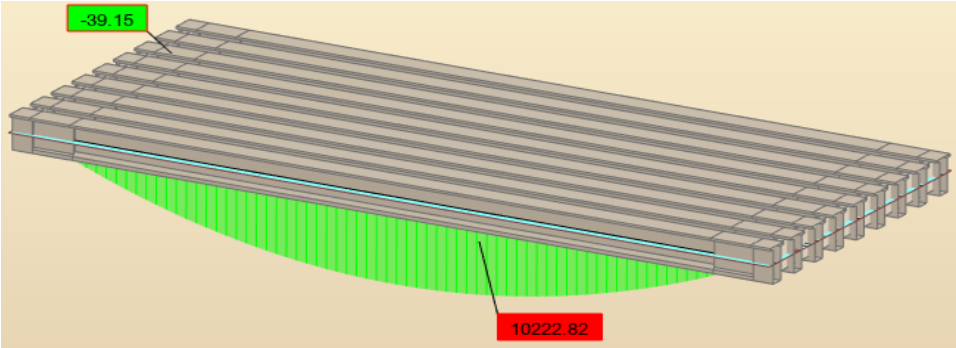


Figure C. 37 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,6Al.

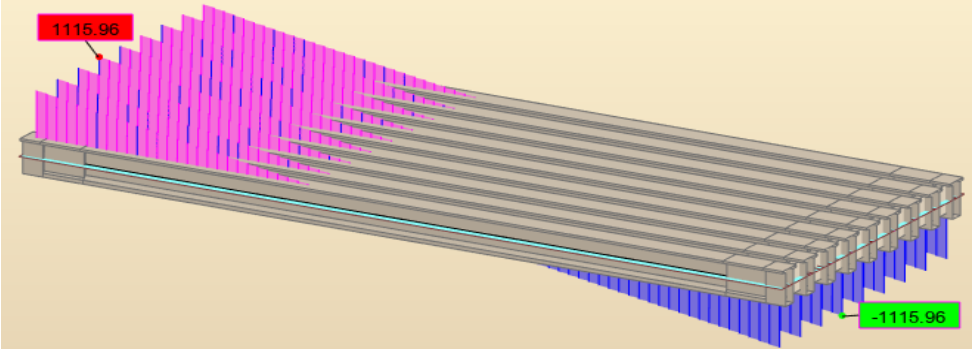


Figure C. 38 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,6Al.

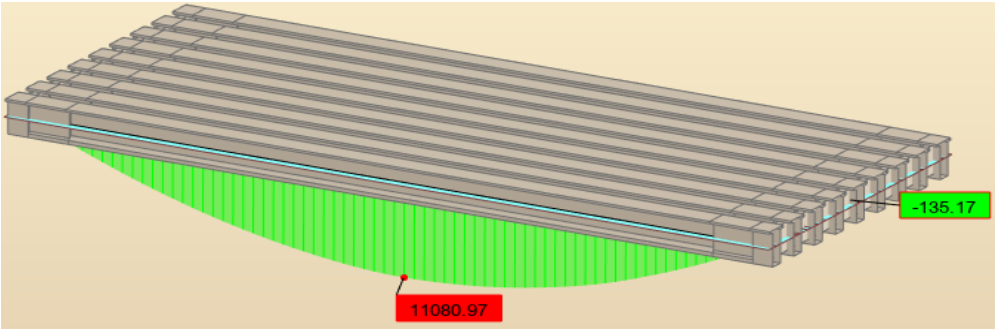


Figure C. 39 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,6Bc.

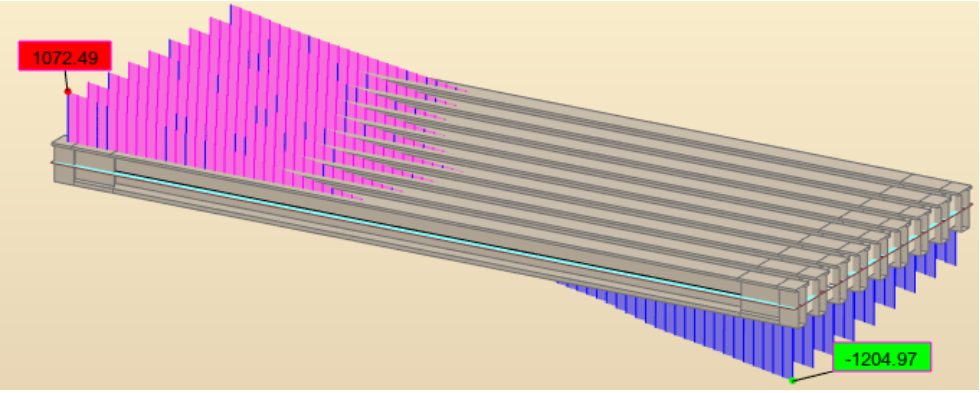


Figure C. 40 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,6Bc.

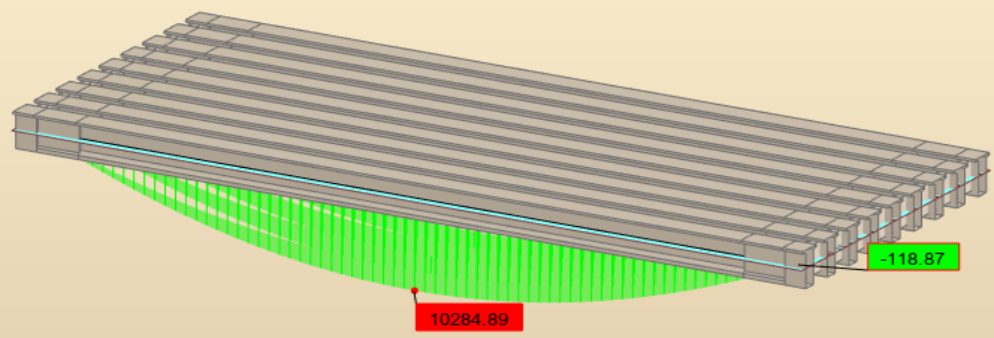


Figure C. 41 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,6Bt.

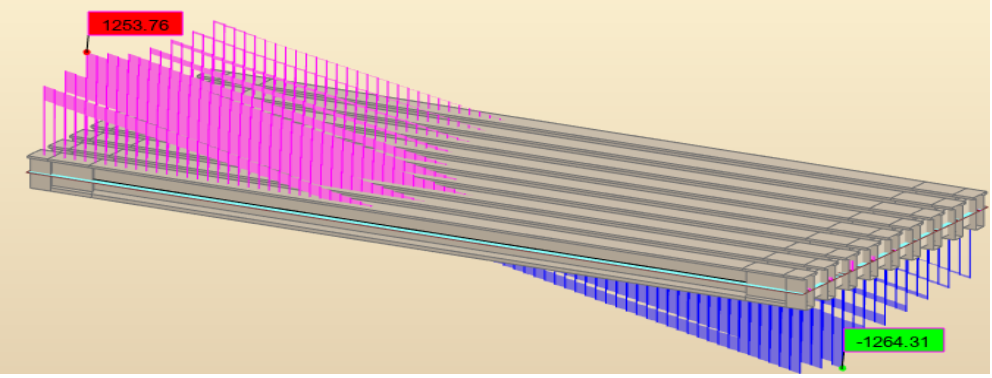


Figure C. 42 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,6Bt.

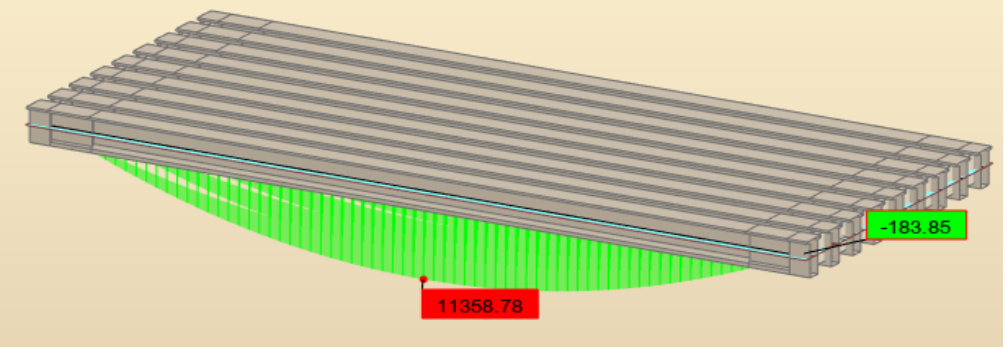


Figure C. 43 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,35Mc120.

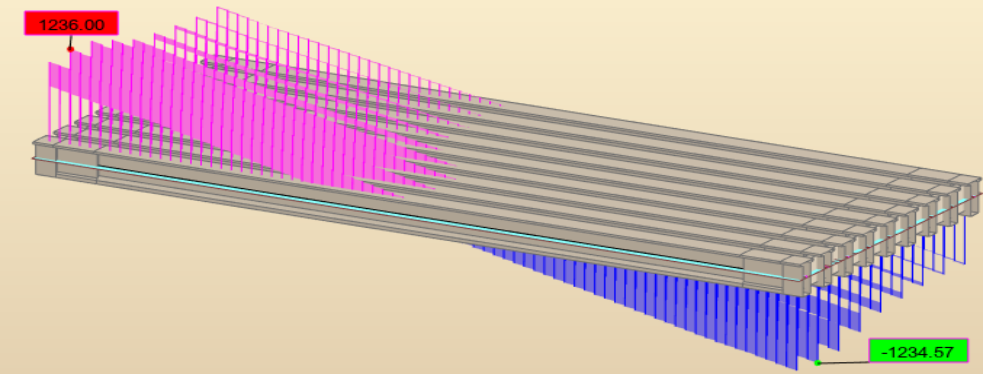


Figure C. 44 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,35Mc120.

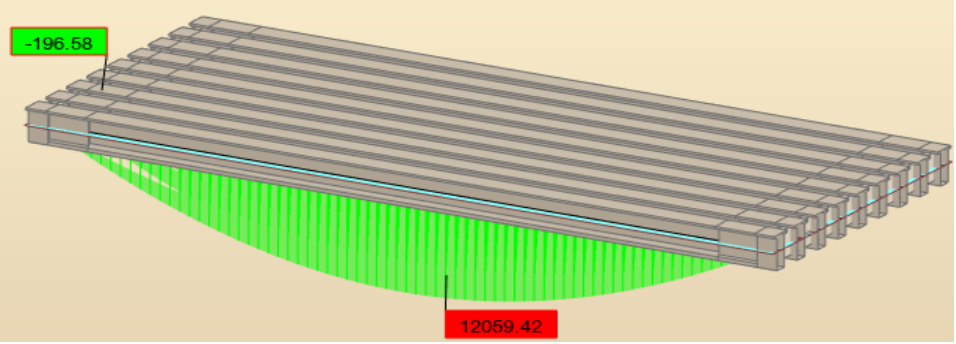


Figure C. 45 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,35D240.

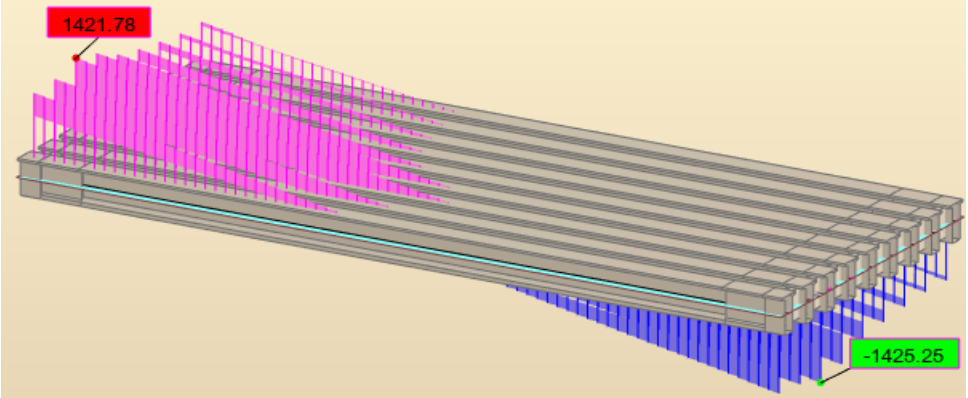


Figure C. 47 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,35D240.

C.3. Diagrammes des efforts internes longitudinaux du chevêtre :

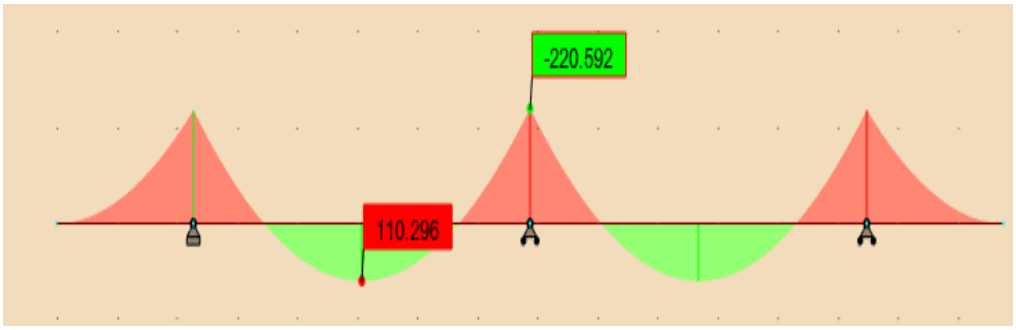


Figure C. 48 : Moment fléchissant longitudinal sous dus au poids propre du chevêtre.

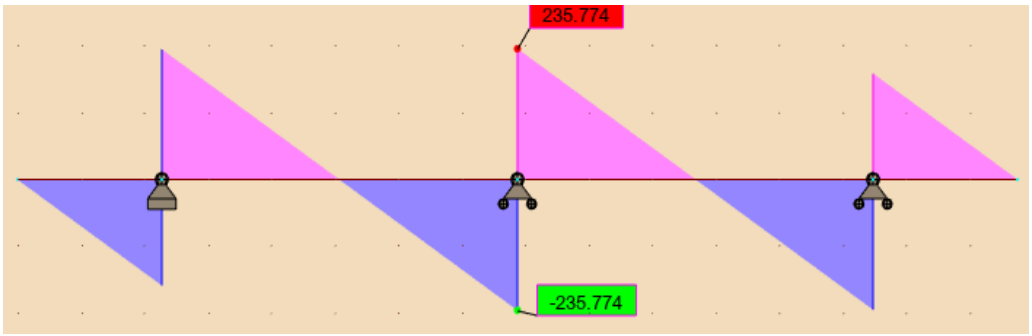


Figure C. 49 : Effort tranchant longitudinal sous dus au poids propre du chevêtre.

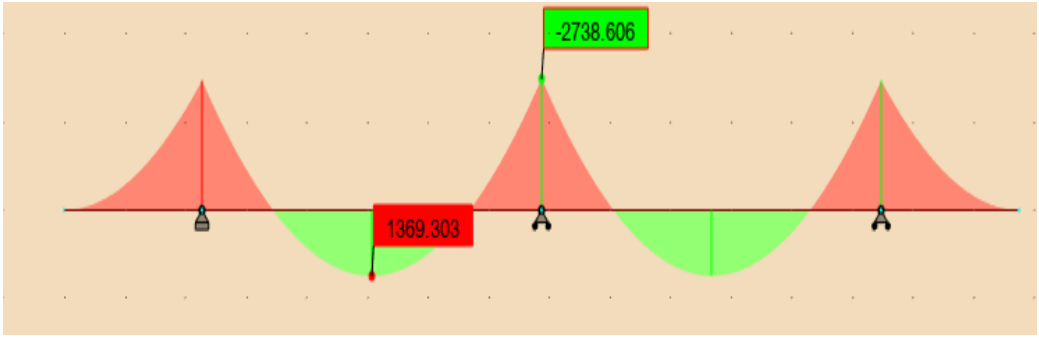


Figure C. 50 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1,2Al.

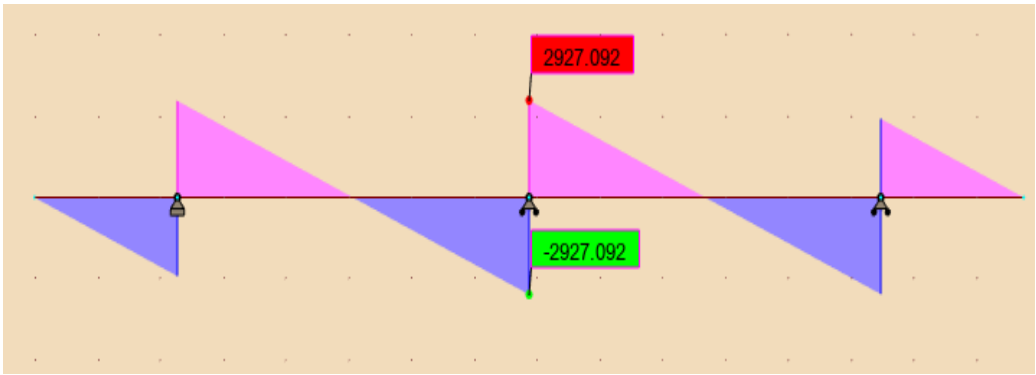


Figure C. 51 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1,2Al.

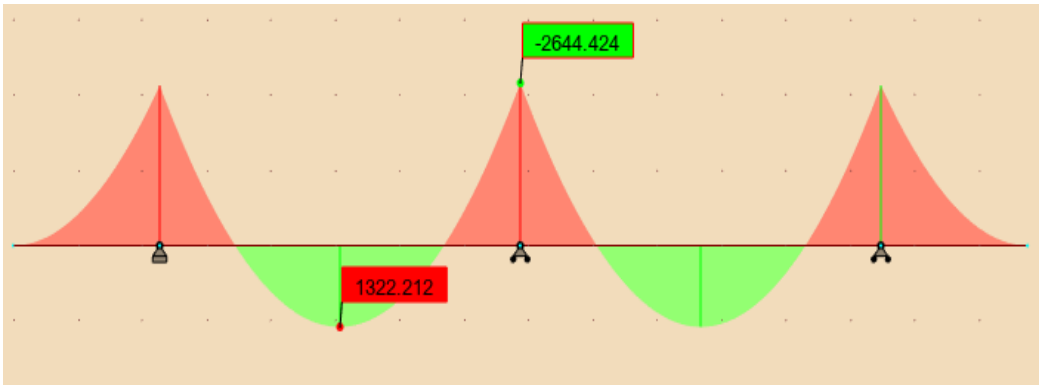


Figure C. 52 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.

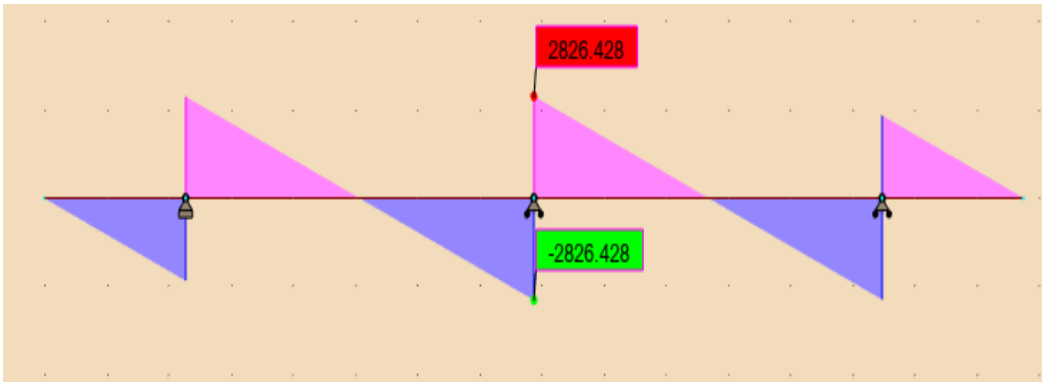


Figure C. 53 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+D240.

D.1 Calcul des moments :

D.1.1. Coefficient de répartition transversale k :

Les valeurs de K_0 pour θ=0,72 et α=0 :

Tableau D.1 K_0 pour θ=0,72 et α=0.

Θ=0,72	α=0 => k0								
y/e	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
0	-0,03744	0,5166	1,05904	1,52556	1,74282	1,52556	1,05904	0,5166	-0,03744
b/4	-0,3883	0,08922	0,578	1,077	1,52556	1,75268	1,57092	1,16824	0,7115
b/2	-0,50496	-0,17772	0,17144	0,578	1,05904	1,57092	1,96034	2,0512	2,02016
3b/4	-0,51482	-0,3596	-0,17772	0,08922	0,5166	1,16824	2,0512	3,04888	3,9686
b	-0,49502	-0,51482	-0,50496	-0,3883	-0,03744	0,7115	2,02016	3,9686	6,41832

Les valeurs de K_1 pour θ=0,72 et α=1 :

Tableau D.2 K_1 pour θ=0,72 et α=1.

Θ=0,72	α=1 => k1								
y/e	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
0	0,6916	0,82054	0,99014	1,18494	1,29874	1,18494	0,99014	0,82054	0,6916
b/4	0,46252	0,5739	0,72882	0,9413	1,18494	1,35142	1,29456	0,5587	1,03698
b/2	0,31676	0,40734	0,53682	0,72882	0,99014	1,29456	1,53672	1,57138	1,53396
3b/4	0,22622	0,2999	0,40734	0,5739	0,82054	1,1587	1,57138	1,96526	2,2052
b	0,165	0,22622	0,31676	0,46252	0,6916	1,03698	1,53396	2,2052	3,02218

Les valeurs de K_α pour θ=0,72 et α=0,2 :

Tableau D.3 K_α pour θ=0,72 et α=0,2.

Θ=0,72	α=0,20=> kα								
y/e	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
0	0,23126	0,62862	1,03365	1,40002	1,57915	1,40002	1,03365	0,62862	0,23126
b/4	-0,07472	0,26786	0,63359	1,02699	1,40002	1,60479	1,46906	0,94358	0,83146
b/2	-0,20210	0,03791	0,30611	0,63359	1,03365	1,46906	1,80421	1,87436	1,84096
3b/4	-0,24170	-0,11653	0,03791	0,26786	0,62862	1,16472	1,87436	2,64950	3,31867
b	-0,25176	-0,24170	-0,20210	-0,07472	0,23126	0,83146	1,84096	3,31867	5,16662

Les valeurs de K_α pour θ=0,72 et α=0,2 pour chaque poutre :

Tableau D.4 Les valeurs de K_α pour chaque poutre.

	y/e	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
	e	**-7,875**	**-5,90625**	**-3,9375**	**-1,96875**	**0**	**1,96875**	**3,9375**	**5,90625**	**7,875**
P01	0,914b	-0,24831	-0,19878	-0,11981	0,04274	0,36750	0,94572	1,85241	3,08924	4,53304
P02	0,686b	-0,23152	-0,07682	0,10688	0,36190	0,73277	1,24298	1,85632	2,45017	2,93869
P03	0,457b	-0,18027	0,07733	0,36225	0,70103	1,09645	1,49233	1,74676	1,71479	1,66791
P04	0,229b	-0,04849	0,29878	0,66788	1,05896	1,41537	1,58724	1,43174	0,91659	0,78001
P05	0b	0,23126	0,62862	1,03365	1,40002	1,57915	1,40002	1,03365	0,62862	0,23126

D.1.2. Calcule des moments transversaux :

Tableau D.5 les moments transversaux.

charges et surcharges		Mmax (KN.m)	M/poutre	P01		P02	
				Kα moy	Mréel(KN.m)	Kα moy	Mréel(KN.m)
G	poids propre	55571,4271	6174,60301	1,00000	6174,60301	1,00000	6174,60301
A (l)	1 voie	5707,02	634,11333	2,22658	1411,90266	1,99140	1262,77329
	2 voies	11412,33	1268,03667	1,32420	1679,13415	1,32420	1679,13415
	3 voies	15406,38	1711,82000	0,83358	1426,93511	0,83358	1426,93511
Bc	1v	5093,4388	565,93764	2,81417	1592,64595	2,29113	1296,63715
	2v	9399,9292	1044,43658	2,10197	2195,37240	1,91658	2001,74869
	3v	12234,5142	1359,39047	1,82618	2482,48613	1,56547	2128,09169
Bt	1v	3598,1849	399,79832	2,64397	1057,05621	1,64019	655,74512
	2v et 3v	7230,61	803,40111	1,82618	1467,15176	1,75855	1412,81721
Mc120	1c	9896,4145	1099,60161	2,33290	2565,26060	2,01550	2216,24705
D240	1c	16620,1	1846,67778	1,49969	2769,43958	1,61391	2980,36481

P03		P04		P05	
Kα moy	Mréel(KN.m)	Kα moy	Mréel(KN.m)	Kα moy	Mréel(KN.m)
1,00000	6174,60301	1,00000	6174,60301	1,00000	6174,60301
1,67947	1064,97221	1,25707	797,12273	0,92424	586,07573
1,37204	1739,80266	1,30628	1656,40812	1,19488	1515,14883
0,99801	1708,42172	1,05989	1814,33900	1,08183	1851,89760
1,72064	973,77517	1,09239	618,22519	0,72864	412,36305
1,66749	1741,58595	1,30023	1358,01033	0,97431	1017,60654
1,50565	2046,76855	1,34200	1824,29708	1,14559	1557,31083
1,75827	702,95492	1,21495	485,73634	1,01051	403,99945
1,60966	1293,20120	1,32402	1063,72245	1,06530	855,86114
1,65300	1817,64146	1,21200	1332,71715	0,90420	994,25978
1,62250	2996,23469	1,48128	2735,44917	1,17550	2170,76973

D.2. Calcul des efforts tranchants :

Tableau D.6 ε'1pour θ=0,72.

Θ=0,72	ε'1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,005344	0,037661	0,108919	0,251414	0,543840	0,251414	0,108919	0,037661	-0,005344
b/4	-0,008747	0,011272	0,044765	0,112895	0,255039	0,547693	0,253856	0,104608	0,013758
b/2	-0,004250	0,005663	0,022212	0,055807	0,125791	0,269700	0,560728	0,254753	0,067340
3b/4	0,006491	0,013587	0,024840	0,045777	0,085684	0,161512	0,304856	0,574817	0,195634
b	0,026373	0,024983	0,050481	0,073618	0,109986	0,164883	0,243968	0,350976	0,481419

Tableau D.7 ε' α pour θ=0,72.

Θ=0,72	ε'α								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0056	0,0731	0,1563	0,2445	0,3318	0,2445	0,1563	0,0731	0,0038
b/4	-0,0377	0,0129	0,0822	0,1593	0,2453	0,3338	0,2509	0,1492	0,0682
b/2	-0,0459	-0,0130	0,0249	0,0845	0,1598	0,2542	0,4244	0,2941	0,2066
3b/4	-0,0421	-0,0253	-0,0043	0,0285	0,0719	0,1749	0,3167	0,5257	0,4350
b	-0,0317	-0,0338	-0,0212	-0,0005	0,0464	0,1364	0,2863	0,5050	0,6655

Tableau D.8 ε' α pour θ=0,72 pour chaque poutre.

Θ=0,72	ε'α									
	y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	e	-7,875	-5,90625	-3,9375	-1,96875	0	1,96875	3,9375	5,90625	7,875
P01	0,898b	-0,0353	-0,0309	-0,0154	0,0094	0,0552	0,1496	0,2967	0,5121	0,5862
P02	0,674b	-0,0431	-0,0221	0,0032	0,0428	0,0944	0,1952	0,3443	0,4664	0,3765
P03	0,449b	-0,0445	-0,0085	0,0348	0,0973	0,1745	0,2679	0,3946	0,2692	0,1828
P04	0,225b	-0,0350	0,0180	0,0884	0,1665	0,2525	0,3263	0,2430	0,1428	0,0628
P05	0b	-0,0056	0,0731	0,1563	0,2445	0,3318	0,2445	0,1563	0,0731	0,0038

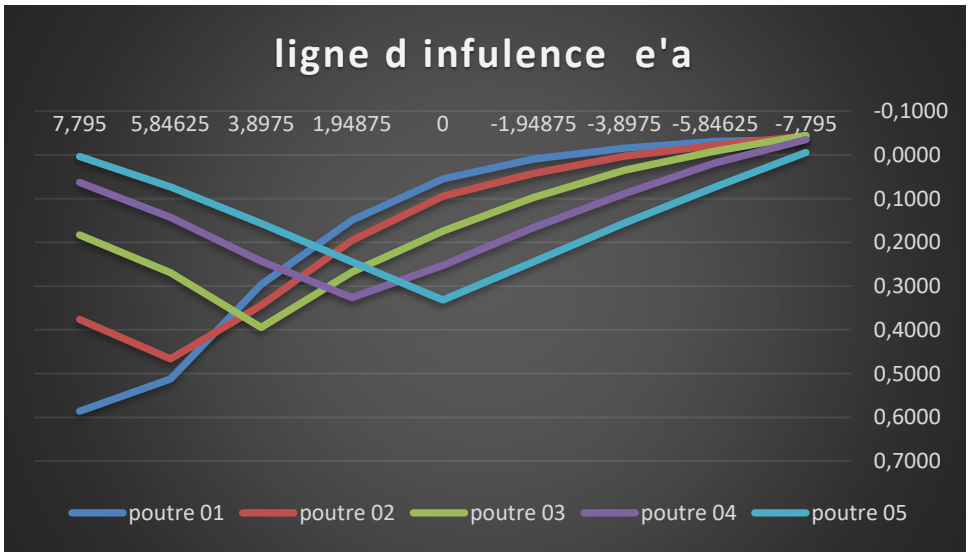


Tableau D.9 les efforts tranchants transversaux.

Charges et surcharges		T0 (KN)	T0 /poutre (KN)	poutre 1		poutre 2	
				ε'α moy	T0 réel (KN.m)	ε'α moy	T0 réel (KN.m)
G	poids propre	6007,69	667,52	1,00000	667,52111	1,00000	667,52111
A (l)	1 voie	616,975	616,98	0,36958	228,02025	0,37062	228,66465
	2 voies	1233,765	1233,77	0,21903	270,23566	0,24064	296,89869
	3 voies	1665,555	1665,56	0,14171111	236,02765	0,16554815	275,72955
Bc	1v	556,360	556,36	0,44084757	245,26996	0,40861887	227,33920
	2v	1026,750	1026,75	0,33114776	340,00596	0,33842273	347,47553
	3v	1336,370	1336,37	0,24832865	331,85896	0,2667304	356,45050
Bt	1v	365,130	365,13	0,42246948	154,25628	0,40657368	148,45225
	2v et 3v	733,740	733,74	0,29906355	219,43489	0,31356027	230,07172
Mc120	1c	980,070	980,07	0,384	376,34688	0,38085	373,25966
D240	1c	1611,910	1611,91	0,23978125	386,50579	0,267	430,37997

poutre 3		poutre 4		poutre 5	
ε'α moy	T0 réel (KN.m)	ε'α moy	T0 réel (KN.m)	ε'α moy	T0 réel (KN.m)
1,00000	667,52111	1,00000	667,52111	1,00000	667,52111
0,32016	197,52797	0,21016	129,66072	0,13129	81,00196
0,25102	309,70243	0,22982	283,54661	0,20769	256,23928
0,1851037	308,30040	0,1872	311,79190	0,19499259	324,77089
0,30498157	169,67955	0,16997301	94,56618	0,09529805	53,02002
0,224	229,99200	0,22706199	233,13589	0,14848558	152,45757
0,26	347,45620	0,24026598	321,08425	0,19481645	260,34686
0,31842552	116,26671	0,1814121	66,23900	0,10498504	38,33319
0,3031362	222,42316	0,23366505	171,44939	0,17004773	124,77082
0,3104	304,21373	0,21655	212,23416	0,1419	139,07193
0,33853125	435,21570	0,2606875	420,20479	0,20025	322,78498

Tableau D.10 Effort tranchant pour chaque poutre à ELS et à ELU.

	COM	P01	P02	P03	P04	P05
ELS	G+1,2A(l)1	941,145	941,919	904,555	823,114	764,723
	G+1,2A(l)2	991,804	1023,800	1039,164	1007,777	975,008
	G+1,2A(l)3	950,754	998,397	1037,482	1041,671	1057,246
	G+1,2Bc1	961,845	940,328	871,137	781,001	731,145
	G+1,2Bc2	1075,528	1084,492	943,512	947,284	850,470
	G+1,2Bc3	1065,752	1095,262	1084,469	1052,822	979,937
	G+1,2Bt1	852,629	845,664	807,041	747,008	713,521
	G+1,2Bt2	930,843	943,607	934,429	873,260	817,246
	G+Mc120	1043,868	1040,781	971,735	879,755	806,593
	G+D240	1054,027	1097,901	1102,737	1087,726	990,306
ELU	1,35G+1,6A(l)1	1265,986	1267,017	1217,198	1108,611	1030,757
	1,35G+1,6A(l)2	1333,531	1376,191	1396,677	1354,828	1311,136
	1,35G+1,6A(l)3	1278,798	1342,321	1394,434	1400,021	1420,787
	1,35G+1,6Bc1	1293,585	1264,896	1172,641	1052,459	985,986
	1,35G+1,6Bc2	1445,163	1457,114	1269,141	1274,171	1145,086
	1,35G+1,6Bc3	1432,128	1471,474	1457,083	1414,888	1317,708
	1,35G+1,6Bt1	1147,964	1138,677	1087,180	1007,136	962,487
	1,35G+1,6Bt2	1252,249	1269,268	1257,031	1175,473	1100,787
	1,35G+1,35Mc120	1409,222	1405,054	1311,842	1187,670	1088,901
	1,35G+1,35D240	1422,936	1482,166	1488,695	1468,430	1336,913

E.1. Calcul de la précontrainte :

Figure E. 1 L'allure du tracé en plan des câbles de fléau

	Tracé en plan des câbles de fléau					
Cables	Z_i (m)	Z_{i+1}(m)	X_i (m)	R_i (m)	β	Z(X)
C1-C2-C3-C5	Rectiligne en plan					
C4-C7	0.2	0.1	1.05	5.513	0.188	$0.2 - 0.091\ X^2$
C6-C9-C16	0.4	0.2	2.1	11.025	0.188	$0.4 - 0.045\ X^2$
C8-C11-C18	0.6	0.3	2.1	7.350	0.278	$0.6 - 0.068\ X^2$
C10-C13-C19	0.8	0.4	2.1	5.513	0.364	$0.8 - 0.091\ X^2$
C12-C15-C20	1	0.5	2.1	4.41	0.444	$1 - 0.113\ X^2$
C14-C17-C21	1.2	0.6	2.1	3.675	0.519	$1.2 - 0.136\ X^2$

Figure E. 2 L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau

	Tracé en élévation des câbles de fléau					
Cables	d_0 (m)	d_1 (m)	L (m)	R_i (m)	α rad	Y(X)
C_1-C_2	Rectiligne en élévation					
C_3-C_4-C_5-C_6-C_7-	0.16	0.41	2.1	8.82	0.2337	$0.16 + 0.056X^2$
-C_8-C_9-C_{10} C_{11}-C_{12}-	0.16	0.41	2.1	8.82	0.2337	$0.16 + 0.056\ X^2$
-C_{13}-C_{14}- C_{15}-C_{17}	0.16	0.41	2.1	8.82	0.2337	$0.16 + 0.056\ X^2$
C_{16}-C_{18}-C_{19}-C_{20}-C_{21}	0.36	0.41	2.1	44.1	0.0476	$0.36 + 0.011X^2$

Figure E. 3 : Pertes par frottement

N° de Cable	X(m)	L(m)	α rad	β rad	θ	AXE VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3
C 1-2	1.25	1.25	0	0	0	5.57	0.00			
C 3-5	3.35	2.1	0.23	0	0.23	82.16	76.88	0		
C 4-7	5.45	2.1	0.23	0.19	0.42	142.60	137.55	76.88	0	
C 6-9	7.55	2.1	0.23	0.19	0.42	151.05	146.03	137.55	76.88	0
C 8-11	9.65	2.1	0.23	0.28	0.51	183.17	178.27	169.99	161.66	76.88
C 10-13	11.75	2.1	0.23	0.36	0.60	213.39	208.60	200.52	192.38	184.19
C 12-15	13.85	2.1	0.23	0.44	0.68	241.61	236.93	229.02	221.07	213.06
C 14	15.95	2.1	0.23	0.52	0.75	267.81	263.23	255.49	247.70	239.86
C 16	18.05	2.1	0.05	0.19	0.24	143.36	138.31	129.78	121.20	112.56
C 17	20.15	2.1	0.23	0.52	0.75	283.09	278.56	270.92	263.23	255.49
C 18	22.25	2.1	0.05	0.28	0.33	183.91	179.01	170.74	162.41	154.03
C 19	24.35	2.1	0.05	0.36	0.41	214.12	209.33	201.25	193.12	184.93
C 20	26.45	2.1	0.05	0.44	0.49	242.32	237.64	229.74	221.78	213.78
/	28.55	2.1	/	/	/	/	/	/	/	/
/	30.65	2.1	/	/	/	/	/	/	/	/
C 21	32.75	2.1	0.0476	0.51915	0.5667	283.77	279.25	271.61	263.92	256.19
Pertes par frottements moyennes $\Delta\sigma_{moy}$					MPA	125.62	122.36	123.34	125.02	126.06
					%	8.44%	8.22%	8.29%	8.40%	8.47%

FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13	FIN V14	FIN V15
0											
76.88	0										
205.00	76.88	0									
231.97	224.03	76.88	0								
103.87	95.12	86.32	23.35	0							
247.70	239.86	231.97	224.03	76.88	0						
145.60	137.12	128.58	119.99	111.34	23.35	0					
176.70	168.41	160.07	151.68	143.23	134.73	23.35	0				
205.73	197.62	189.47	181.26	173.00	164.69	156.33	23.35	0			
/	/	/	/	/	/	/	/	/	0		
/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0	
248.40	240.57	232.68	224.75	216.77	208.73	200.65	192.51	184.32	176.09	23.35	0
126.30	125.42	122.89	132.15	120.20	106.30	95.08	71.95	92.16	12.58	23.35	0
8.49%	8.43%	8.26%	8.88%	8.08%	7.14%	6.39%	4.84%	6.19%	0.85%	1.57%	0.00%

Figure E. 4: Pertes par recul d'ancrage

N° de Cable	X(m)	L(m)	θ	k	d	AXE VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3
C 1-2	1.25	1.25	0	0.003	9.23	298.42	309.58			
C 3-5	3.35	2.1	0.234	0.025	9.56	26.94	37.50	191.26		
C 4-7	5.45	2.1	0.422	0.043	3.46	0	23.36	78.61	191.26	
C 6-9	7.55	4.2	0.422	0.023	4.65	0	0	0	12.91	166.67
C 8-11	9.65	4.2	0.512	0.027	4.52	0	0	0	0	13.09
C 10-13	11.75	4.2	0.598	0.031	4.46	0	0	0	0	0
C 12-15	13.85	4.2	0.678	0.035	4.42	0	0	0	0	0
C 14	15.95	4.2	0.753	0.039	4.39	0	0	0	0	0
C 16	18.05	4.2	0.236	0.014	6.04	0	0	0	0	0
C 17	20.15	4.2	0.753	0.039	4.39	0	0	0	0	0
C 18	22.25	4.2	0.326	0.019	5.58	0	0	0	0	0
C 19	24.35	4.2	0.412	0.023	5.32	0	0	0	0	0
C 20	26.45	4.2	0.492	0.026	5.15	0	0	0	0	0
/	28.55	-	-	-	-	-	-	-	-	-
/	30.65	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C 21	32.75	4.2	0.5667	0.030	5.04	0	0	0	0	0
Pertes par recul d'ancrage moyennes $\Delta\sigma_g$						MPA	15.49	17.64	14.20	12.01
						%	1.04%	1.19%	0.95%	0.81%

FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13	FIN V14	FIN V15
166.85											
13.19	166.95										
13.25	13.25	167.01									
0	13.30	13.30	167.05								
0	0	0	55.08	101.78							
0	0	0	0	13.30	167.05						
0	0	0	0	0	57.68	104.38					
0	0	0	0		0	59.25	105.95				
0	0	0	0			0	60.29	106.99			
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0	0	0	0	0	0	0					107.73
14.87	17.59	20.03	31.73	19.18	44.95	40.91	55.41	53.50	0.00	0.00	107.73
1.00%	1.18%	1.35%	2.13%	1.29%	3.02%	2.75%	3.72%	3.60%	0.00%	0.00%	7.24%

Figure E. 5 : Pertes du au raccourcissement du béton

Position	cable	$\Delta\sigma\phi+e$	V (m)	d_{moy} (m)	e_{moy} (m)	I (m4)	S (m^2)	M_g (MN)	P (MN)	σ_{bi} (MPA)	$\Delta\sigma_e$ MPA	$\Delta\sigma_e$ %
AXE VSP	42	9.48%	1.08	0.231	0.849	14.15	10.95	146.81	2.42	9.15	24.16	1.62%
FIN VSP	42	9.41%	1.08	0.231	0.849	14.15	10.95	135.82	2.43	8.49	22.42	1.51%
FIN V_1	38	9.24%	1.08	0.239	0.841	14.15	10.95	118.31	2.43	7.38	19.47	1.31%
FIN V_2	34	8.40%	1.08	0.248	0.832	14.15	10.95	102.01	2.45	6.34	16.74	1.13%
FIN V_3	30	9.28%	1.08	0.3	0.78	14.15	10.95	86.92	2.43	5.12	13.51	0.91%
FIN V_4	26	9.49%	1.08	0.325	0.755	14.15	10.95	73.04	2.42	4.22	11.13	0.75%
FIN V_5	22	9.61%	1.08	0.362	0.718	14.15	10.95	60.36	2.42	3.37	8.90	0.60%
FIN V_6	18	9.60%	1.08	0.326	0.754	14.15	10.95	48.89	2.42	2.92	7.72	0.52%
FIN V_7	14	11.01%	1.08	0.338	0.742	14.15	10.95	38.63	2.38	2.34	6.17	0.41%
FIN V_8	12	9.37%	1.08	0.335	0.745	14.15	10.95	29.58	2.43	1.87	4.95	0.33%
FIN V_9	10	10.16%	1.08	0.37	0.71	14.15	10.95	21.73	2.41	1.40	3.68	0.25%
FIN V_{10}	8	9.14%	1.08	0.372	0.708	14.15	10.95	15.09	2.43	1.06	2.81	0.19%
FIN V_{11}	6	8.56%	1.08	0.377	0.703	14.15	10.95	9.66	2.45	0.79	2.08	0.14%
FIN V_{12}	4	9.79%	1.08	0.385	0.695	14.15	10.95	5.43	2.42	0.57	1.50	0.10%
FIN V_{13}	2	0.85%	1.08	0.36	0.72	14.15	10.95	2.41	2.66	0.46	1.22	0.08%
FIN V_{14}	2	1.57%	1.08	0.36	0.72	14.15	10.95	0.60	2.64	0.37	0.97	0.07%
FIN V_{15}	0	7.24%	1.08	0.41	0.67	14.15	10.95	0.00	2.48	0.31	0.81	0.05%

Figure E. 6 : Pertes du au retrait

Zone climatique	ε_r	Ep (MPA)	$\Delta\sigma r$ (MPA)	$\Delta\sigma r$ %
A	0.0002	190000	38	2.55%

Figure E. 7 : Pertes du au fluage

Position	cable	$\Delta\sigma_{\phi+e}$	V (m)	d_{moy} (m)	e_{moy} (m)	I (m4)	S (m^2)	M_g (MN)	P (MN)	σ_{bi} (MPA)	$\Delta\sigma_{fl}$ MPA	$\Delta\sigma_e$ %
AXE VSP	42	11.11%	1.08	0.231	0.849	14.15	10.95	146.81	2.38	9.15	120.75	8.12%
FIN VSP	42	10.92%	1.08	0.231	0.849	14.15	10.95	135.82	2.39	8.49	112.06	7.53%
FIN V1	38	10.55%	1.08	0.239	0.841	14.15	10.95	118.31	2.40	7.37	97.30	6.54%
FIN V2	34	10.33%	1.08	0.248	0.832	14.15	10.95	102.01	2.40	6.33	83.63	5.62%
FIN V3	30	10.19%	1.08	0.3	0.78	14.15	10.95	86.92	2.41	5.11	67.52	4.54%
FIN V4	26	10.23%	1.08	0.325	0.755	14.15	10.95	73.04	2.40	4.21	55.62	3.74%
FIN V5	22	10.21%	1.08	0.362	0.718	14.15	10.95	60.36	2.40	3.37	44.49	2.99%
FIN V6	18	10.12%	1.08	0.326	0.754	14.15	10.95	48.89	2.41	2.92	38.57	2.59%
FIN V7	14	11.43%	1.08	0.338	0.742	14.15	10.95	38.63	2.37	2.33	30.82	2.07%
FIN V8	12	9.70%	1.08	0.335	0.745	14.15	10.95	29.58	2.42	1.87	24.73	1.66%
FIN V9	10	10.41%	1.08	0.37	0.71	14.15	10.95	21.73	2.40	1.39	18.42	1.24%
FIN V10	8	9.33%	1.08	0.372	0.708	14.15	10.95	15.09	2.43	1.06	14.03	0.94%
FIN V11	6	8.70%	1.08	0.377	0.703	14.15	10.95	9.66	2.45	0.79	10.41	0.70%
FIN V12	4	9.89%	1.08	0.385	0.695	14.15	10.95	5.43	2.41	0.57	7.52	0.51%
FIN V13	2	0.93%	1.08	0.36	0.72	14.15	10.95	2.41	2.65	0.46	6.10	0.41%
FIN V14	2	1.63%	1.08	0.36	0.72	14.15	10.95	0.60	2.63	0.37	4.86	0.33%
FIN V15	0	7.29%	1.08	0.41	0.67	14.15	10.95	0.00	2.48	0.31	4.03	0.27%

Figure E. 8 : pertes du au relaxation

Position	N cables	σ_i	μ	$\Delta\sigma_p$ (MPA)	$\Delta\sigma_p$ %
AXE VSP	42	1322.73	0.711	55.78	3.75%
FIN VSP	42	1325.57	0.713	56.21	3.78%
FIN V1	38	1330.99	0.716	57.02	3.83%
FIN V2	34	1334.23	0.717	57.50	3.86%
FIN V3	30	1336.44	0.719	57.84	3.89%
FIN V4	26	1335.70	0.718	57.73	3.88%
FIN V5	22	1336.09	0.718	57.78	3.88%
FIN V6	18	1337.36	0.719	57.98	3.90%
FIN V7	14	1317.95	0.709	55.07	3.70%
FIN V8	12	1343.67	0.722	58.93	3.96%
FIN V9	10	1333.07	0.717	57.33	3.85%
FIN V10	8	1349.20	0.725	59.78	4.02%
FIN V11	6	1358.55	0.730	61.22	4.11%
FIN V12	4	1340.84	0.721	58.50	3.93%
FIN V13	2	1474.20	0.793	80.18	5.39%
FIN V14	2	1463.68	0.787	78.36	5.27%
FIN V15	0	1379.46	0.742	64.49	4.33%

Figure E. 9 : Pertes total

Position	$\Delta\sigma_{inst}$ MPA	$\Delta\sigma_{def}$ MPA	$\sum\Delta\sigma$ MPA	$\sum\Delta\sigma$ %
AXE VSP	165.27	205.24	370.51	**24.90%**
FIN VSP	162.43	196.89	359.32	24.15%
FIN V1	157.01	182.81	339.82	22.84%
FIN V2	153.77	169.55	323.32	21.73%
FIN V3	150.64	153.72	304.36	20.45%
FIN V4	152.30	141.73	294.02	19.76%
FIN V5	151.91	130.64	282.56	18.99%
FIN V6	150.64	124.89	275.53	18.52%
FIN V7	170.05	114.71	284.77	19.14%
FIN V8	144.33	111.84	256.17	17.22%
FIN V9	154.93	104.19	259.12	17.41%
FIN V10	138.80	101.85	240.64	16.17%
FIN V11	129.45	99.42	228.87	15.38%
FIN V12	147.16	94.27	241.44	16.23%
FIN V13	13.80	110.92	124.72	8.38%
FIN V14	24.32	108.16	132.48	8.90%
FIN V15	108.54	95.77	204.31	13.73%

Figure E. 10 : Vérification des contraintes en phase de service : à vide

Section	X (m)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m^4)	S (m^2)	e_f	e_c	n_f	n_c	Pf (MN)	P_c (MN)	M MN.m	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	OBS
Début V_c	0	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00	**Verf**
Axe V_c 1	1	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	1.77	0	2	0.00	4.02	-0.087	0.90	-0.59	**Verf**
Fin V15	2	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	1.77	0	4	0.00	8.05	2.21	1.65	-0.90	**Verf**
Fin V14	4.1	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2	4	4.02	8.05	5.29	2.07	-0.62	**Verf**
Fin V13	6.2	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2	4	4.02	8.05	7.857	1.88	-0.27	**Verf**
Fin V12	8.3	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2	6	4.02	12.07	7.859	2.79	-0.87	**Verf**
Fin V11	10.4	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	4	4	8.05	8.05	7.33	2.57	-0.48	**Verf**
Fin V10	12.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	6	4	12.07	8.05	5.61	3.35	-0.86	**Verf**
Fin V9	14.6	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	8	4	16.09	8.05	2.69	4.23	-1.39	**Verf**
Fin V8	16.7	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	10	2	20.11	4.02	-1.43	4.07	-1.11	**Verf**
Fin V7	18.8	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	12	0	24.14	0.00	-6.75	3.40	0.07	**Verf**
Fin V6	20.9	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0	14	0	28.16	0.00	-13.28	3.56	0.82	**Verf**
Fin V5	23	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0	18	0	36.21	0.00	-21.01	4.27	1.59	**Verf**
Fin V4	25.1	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0	22	0	44.25	0.00	-29.93	4.90	2.52	**Verf**
Fin V3	27.2	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0	26	0	52.30	0.00	-40.06	5.43	3.61	**Verf**
Fin V2	29.3	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0	30	0	60.34	0.00	-51.39	5.87	4.87	**Verf**
Fin V1	31.4	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0	34	0	68.39	0.00	-63.29	6.27	6.20	**Verf**
Fin VSP	33.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0	38	0	76.44	0.00	-77.65	6.48	7.87	**Verf**
Axe VSP1	34.75	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0	42	0	84.48	0.00	-86.41	7.12	8.78	**Verf**
Fin VSP	36	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0	38		76.44	0.00	-75.09	6.67	7.52	**Verf**
Fin V1	38.1	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0	34	0	68.39	0.00	-57.06	6.75	5.36	**Verf**
Fin V2	40.2	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0	30	0	60.34	0.00	-40.23	6.72	3.35	**Verf**
Fin V3	42.3	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0	26	0	52.30	0.00	-24.6	6.61	1.51	**Verf**
Fin V4	44.4	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0	22	0	44.25	0.00	-10.18	6.41	-0.16	**Verf**
Fin V5	46.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	12	4	24.14	8.05	3.03	5.51	-1.63	**Verf**
Fin V6	48.6	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	14	6	28.16	12.07	15.05	6.15	-0.74	**Verf**
Fin V7	50.7	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	12	10	24.14	20.11	25.86	6.50	-0.33	**Verf**
Fin V8	52.8	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	10	12	20.11	24.14	35.47	6.02	0.52	**Verf**
Fin V9	54.9	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	8	16	16.09	32.18	43.88	6.55	0.60	**Verf**
Fin V10	57	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	6	18	12.07	36.21	51.08	6.26	1.12	**Verf**
Fin V11	59.1	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	4	20	8.05	40.23	57.08	6.06	1.48	**Verf**
Fin V12	61.2	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2	20	4.02	40.23	61.88	5.04	2.27	**Verf**
Fin V13	63.3	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2	22	4.02	44.25	65.47	5.68	2.16	**Verf**
Fin V14	65.4	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2	22	4.02	44.25	67.86	5.49	2.48	**Verf**

Fin V15	67.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	1.77	0	22	0.00	44.25	69.05	4.75	2.78	**Verf**
Vc 2	68.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	1.77	0	22	0.00	44.25	69.19	4.74	2.80	**Verf**
Fin V15	69.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	1.77	0	22	0.00	44.25	67.89	4.84	2.63	**Verf**
Fin V14	71.6	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2	22	4.02	44.25	65.52	5.67	2.16	**Verf**
Fin V13	73.7	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2	22	4.02	44.25	61.39	5.99	1.60	**Verf**
Fin V12	75.8	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2	20	4.02	40.23	61.94	5.03	2.28	**Verf**
Fin V11	77.9	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	4	20	8.05	40.23	57.14	6.05	1.48	**Verf**
Fin V10	80	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	6	18	12.07	36.21	51.15	6.25	1.13	**Verf**
Fin V9	82.1	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	8	16	16.09	32.18	43.94	6.55	0.61	**Verf**
Fin V8	84.2	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	10	12	20.11	24.14	35.53	6.02	0.53	**Verf**
Fin V7	86.3	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	12	10	24.14	20.11	25.9	6.50	-0.32	**Verf**
Fin V6	88.4	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	14	6	28.16	12.07	15.08	6.15	-0.73	**Verf**
Fin V5	90.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	18	4	36.21	8.05	3.04	7.47	**-2.05**	**Verf**
Fin V4	92.6	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	22	0	44.25	0.00	-10.19	6.40	-0.16	**Verf**
Fin V3	94.7	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	26	0	52.30	0.00	-24.65	6.61	1.52	**Verf**
Fin V2	96.8	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	30	0	60.34	0.00	-40.31	6.72	3.37	**Verf**
Fin V1	98.9	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	34	0	68.39	0.00	-57.17	6.74	5.37	**Verf**
Fin VSP	101	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	38	0	76.44	0.00	-75.24	6.66	7.54	**Verf**
Axe VSP2	102.25	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	42	0	84.48	0.00	-86.41	7.12	8.78	**Verf**
Fin VSP	103.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	38		76.44	0.00	-77.65	6.48	7.87	**Verf**
Fin V1	105.6	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	34	0	68.39	0.00	-63.29	6.27	6.20	**Verf**
Fin V2	107.7	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	30	0	60.34	0.00	-51.39	5.87	4.87	**Verf**
Fin V3	109.8	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	26	0	52.30	0.00	-40.06	5.43	3.61	**Verf**
Fin V4	111.9	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	22	0	44.25	0.00	-29.93	4.90	2.52	**Verf**
Fin V5	114	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	12	4	24.14	8.05	-21.01	3.05	2.74	**Verf**
Fin V6	116.1	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	14	6	28.16	12.07	-13.28	4.66	1.92	**Verf**
Fin V7	118.2	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	12	10	24.14	20.11	-6.75	5.24	1.91	**Verf**
Fin V8	120.3	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	10	12	20.11	24.14	-1.43	5.36	1.70	**Verf**
Fin V9	122.4	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	8	16	16.09	32.18	2.69	5.35	2.74	**Verf**
Fin V10	124.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	6	18	12.07	36.21	5.61	4.84	3.65	**Verf**
Fin V11	126.6	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	4	20	8.05	40.23	7.33	4.42	4.39	**Verf**
Fin V12	128.7	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	2	20	4.02	40.23	7.859	3.73	4.60	**Verf**
Fin V13	130.8	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	2	22	4.02	44.25	7.857	4.09	4.97	**Verf**
Fin V14	132.9	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	2	22	4.02	44.25	5.29	4.29	4.62	**Verf**
Fin V15	135	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	0.00	0	22	0.00	44.25	2.21	3.87	4.34	**Verf**
Axe V_c 3	136	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	-0.087	-0.01	0.01	**Verf**
Fin V_c 3	137	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00	**Verf**

Figure E. 11 : Vérification des contrainte en phase de service : en charge

Section	x (m)	H (m)	v'(m)	v (m)	I (m^4)	S (m^2)	e_f	e_c	n_f	n_c	P_f (MN)	P_c (MN)	M MN.m	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	OBS
Début V_c	0	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	**Verf**
Axe V_c 1	1	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	1.77	0.00	2.00	0.00	4.02	-0.1	0.90	-0.59	**Verf**
Fin V15	2	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	1.77	0.00	4.00	0.00	8.05	1.77	1.69	-0.96	**Verf**
Fin V14	4.1	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2.00	4.00	4.02	8.05	3.97	2.17	-0.80	**Verf**
Fin V13	6.2	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2.00	4.00	4.02	8.05	4.78	2.11	-0.69	**Verf**
Fin V12	8.3	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2.00	6.00	4.02	12.07	4.21	3.06	-1.37	**Verf**
Fin V11	10.4	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	4.00	4.00	8.05	8.05	2.27	2.95	-1.17	**Verf**
Fin V10	12.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	6.00	4.00	12.07	8.05	-1.05	3.70	**-1.48**	**Verf**
Fin V9	14.6	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	8.00	4.00	16.09	8.05	-5.76	3.99	-0.98	**Verf**
Fin V8	16.7	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	10.00	2.00	20.11	4.02	-11.84	3.27	0.31	**Verf**
Fin V7	18.8	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	12.00	0.00	24.14	0.00	-19.31	2.44	1.78	**Verf**
Fin V6	20.9	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	14.00	0.00	28.16	0.00	-28.16	2.42	2.84	**Verf**
Fin V5	23	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	18.00	0.00	36.21	0.00	-38.38	2.95	3.95	**Verf**
Fin V4	25.1	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	22.00	0.00	44.25	0.00	-49.99	3.37	5.24	**Verf**
Fin V3	27.2	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	26.00	0.00	52.30	0.00	-62.98	3.68	6.72	**Verf**
Fin V2	29.3	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	30.00	0.00	60.34	0.00	-77.34	3.89	8.39	**Verf**
Fin V1	31.4	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	34.00	0.00	68.39	0.00	-93.09	4.00	10.25	**Verf**
Fin VSP	33.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	38.00	0.00	76.44	0.00	110.22	3.99	12.29	**Verf**
Axe VSP1	34.75	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	42.00	0.00	84.48	0.00	121.09	4.47	13.48	**Verf**
Fin VSP	36	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	38.00	0.00	76.44	0.00	-75.09	6.67	7.52	**Verf**
Fin V1	38.1	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	34.00	0.00	68.39	0.00	-78.11	5.14	8.21	**Verf**
Fin V2	40.2	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	30.00	0.00	60.34	0.00	-53.46	5.71	5.15	**Verf**
Fin V3	42.3	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	26.00	0.00	52.30	0.00	-30.57	6.16	2.32	**Verf**
Fin V4	44.4	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	22.00	0.00	44.25	0.00	-9.45	6.46	-0.26	**Verf**
Fin V5	46.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	12.00	4.00	24.14	8.05	9.92	4.98	-0.69	**Verf**
Fin V6	48.6	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	14.00	6.00	28.16	12.07	27.52	5.20	0.96	**Verf**
Fin V7	50.7	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	12.00	10.00	24.14	20.11	43.36	5.16	2.05	**Verf**
Fin V8	52.8	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	10.00	12.00	20.11	24.14	57.44	4.35	3.50	**Verf**
Fin V9	54.9	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	8.00	16.00	16.09	32.18	69.75	4.58	4.11	**Verf**
Fin V10	57	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	6.00	18.00	12.07	36.21	80.31	4.03	5.09	**Verf**
Fin V11	59.1	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	4.00	20.00	8.05	40.23	89.1	3.61	5.82	**Verf**
Fin V12	61.2	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2.00	20.00	4.02	40.23	96.13	2.42	6.92	**Verf**
Fin V13	63.3	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2.00	22.00	4.02	44.25	101.4	2.93	7.03	**Verf**
Fin V14	65.4	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2.00	22.00	4.02	44.25	104.9	2.67	7.51	**Verf**

Fin V15	67.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	1.77	0.00	22.00	0.00	44.25	106.65	1.88	7.88	**Verf**
Vc 2	68.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	1.77	0.00	22.00	0.00	44.25	106.86	1.86	7.91	**Verf**
Fin V15	69.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	1.77	0.00	22.00	0.00	44.25	106.85	1.86	7.91	**Verf**
Fin V14	71.6	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2.00	22.00	4.02	44.25	104.69	2.68	7.48	**Verf**
Fin V13	73.7	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2.00	22.00	4.02	44.25	101.49	2.93	7.04	**Verf**
Fin V12	75.8	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	2.00	20.00	4.02	40.23	96.25	2.42	6.93	**Verf**
Fin V11	77.9	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	4.00	20.00	8.05	40.23	89.24	3.60	5.84	**Verf**
Fin V10	80	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	6.00	18.00	12.07	36.21	80.47	4.01	5.11	**Verf**
Fin V9	82.1	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	8.00	16.00	16.09	32.18	69.92	4.56	4.14	**Verf**
Fin V8	84.2	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	10.00	12.00	20.11	24.14	57.6	4.33	3.52	**Verf**
Fin V7	86.3	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	12.00	10.00	24.14	20.11	43.52	5.15	2.07	**Verf**
Fin V6	88.4	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	14.00	6.00	28.16	12.07	27.67	5.19	0.98	**Verf**
Fin V5	90.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	1.77	18.00	4.00	36.21	8.05	10.05	6.93	-1.10	**Verf**
Fin V4	92.6	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	22.00	0.00	44.25	0.00	-9.32	6.47	-0.28	**Verf**
Fin V3	94.7	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	26.00	0.00	52.30	0.00	-30.48	6.16	2.31	**Verf**
Fin V2	96.8	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	30.00	0.00	60.34	0.00	-53.4	5.72	5.14	**Verf**
Fin V1	98.9	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	34.00	0.00	68.39	0.00	-78.09	5.14	8.21	**Verf**
Fin VSP	101	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	38.00	0.00	76.44	0.00	104.55	4.43	11.52	**Verf**
Axe VSP2	102.25	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	42.00	0.00	84.48	0.00	121.19	4.46	13.50	**Verf**
Fin VSP	103.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	38.00	0.00	76.44	0.00	110.22	3.99	12.29	**Verf**
Fin V1	105.6	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	34.00	0.00	68.39	0.00	-93.09	4.00	10.25	**Verf**
Fin V2	107.7	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	30.00	0.00	60.34	0.00	-77.34	3.89	8.39	**Verf**
Fin V3	109.8	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	26.00	0.00	52.30	0.00	-62.98	3.68	6.72	**Verf**
Fin V4	111.9	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	22.00	0.00	44.25	0.00	-49.99	3.37	5.24	**Verf**
Fin V5	114	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	12.00	4.00	24.14	8.05	-38.38	1.72	5.10	**Verf**
Fin V6	116.1	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	14.00	6.00	28.16	12.07	-28.16	3.52	3.94	**Verf**
Fin V7	118.2	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	12.00	10.00	24.14	20.11	-19.31	4.28	3.62	**Verf**
Fin V8	120.3	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	10.00	12.00	20.11	24.14	-11.84	4.57	3.11	**Verf**
Fin V9	122.4	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	8.00	16.00	16.09	32.18	-5.76	5.11	3.16	**Verf**
Fin V10	124.5	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	6.00	18.00	12.07	36.21	-1.05	5.19	3.03	**Verf**
Fin V11	126.6	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	4.00	20.00	8.05	40.23	2.27	4.81	3.70	**Verf**
Fin V12	128.7	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	2.00	20.00	4.02	40.23	4.21	4.01	4.10	**Verf**
Fin V13	130.8	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	2.00	22.00	4.02	44.25	4.78	4.33	4.55	**Verf**
Fin V14	132.9	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.93	0.00	2.00	22.00	4.02	44.25	3.97	4.39	4.44	**Verf**
Fin V15	135	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	0.00	0.00	22.00	0.00	44.25	1.77	3.91	4.28	**Verf**
Axe V_C 3	136	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.1	-0.01	0.01	**Verf**
Fin Vc 3	137	3.00	1.92	1.08	14.15	10.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	**Verf**

E.2. Type d'ancrage :

Selon le catalogue de Freyssinet On a opté pour un ancrage de type C.

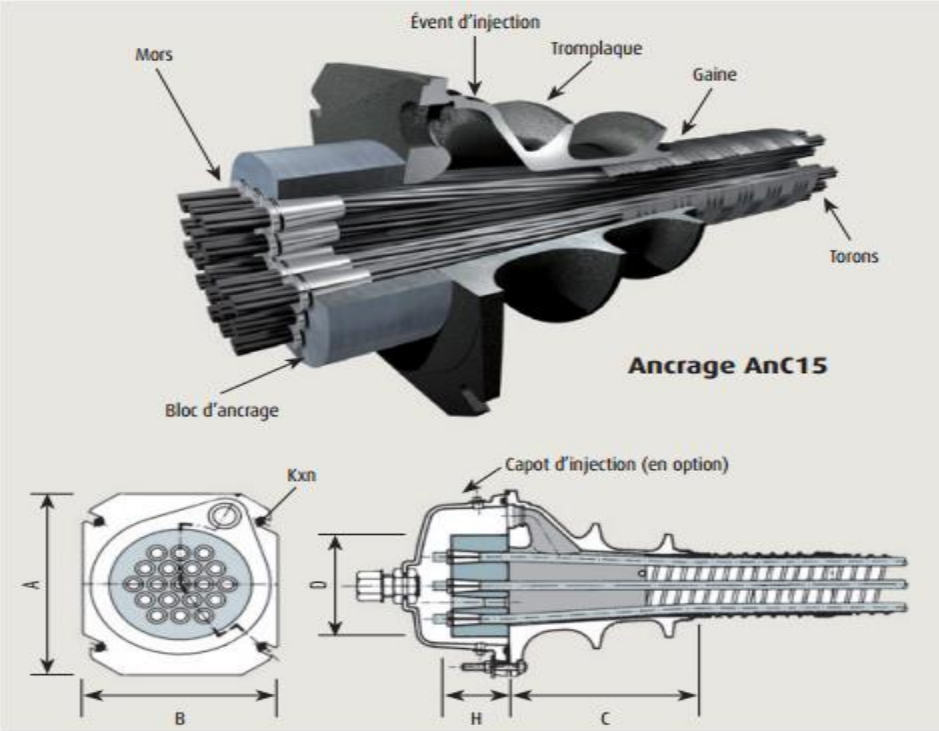


Figure E.1 : Plaque d'ancrage type C.

Tableau E.12 : Dimension de la plaque d'ancrage.

Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

E.3. Les ancrages :

Les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimum. Ces distances sont obtenues à partir des dimensions a et b des montages d'essais réalisés dans le cadre de la procédure de l'Agrément Technique Européen. On considère dans ce qui suit que les ancrages sont disposés selon deux directions normales : x et y, avec le petit côté de la tromplaque orienté selon l'axe y. Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

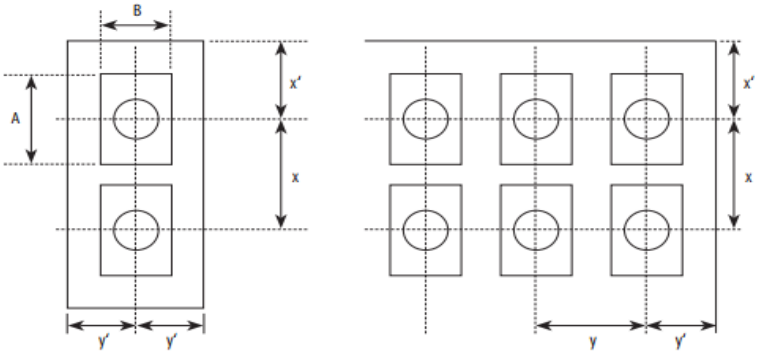


Figure E.2 : dimension des ancrages.

- $X \geq A + 30$ (mm) $X \geq 240 + 30$ $X \geq 270$mm
- $X \geq 0{,}85\ a$ $X \geq 0.85 \times 369.5$ $X \geq 314.075$mm

On a l'obtient par interpolation des valeurs du tableau suivant :

Tableau E.13 : Armature de chaque type d'encrage.

Unités	Frettes croisées ou cadres équivalents (FeE 235)							(B500) Aciers complémentaires (cadres)		
	Nombre de couches	Co (mm)	C (mm)	Diamètre d (mm)	Mandrin diamètre D (mm)	min Centre distance E (mm)	Dim. hors tout LO (mm)	Pas (mm)	Diamètre d (mm)	Nombre
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4
22C15	3	170	140	20	118	215	570	130	16	6
25C15	3	200	160	20	135	220	610	175	20	5
27C15	3	175	170	20	130	250	630	130	20	6
31C15	3	210	150	20	130	255	670	140	20	6
37C15	4	250	225	20	130	270	740	130	25	5
55C15	5	290	200	25	160	340	1050	200	20	6

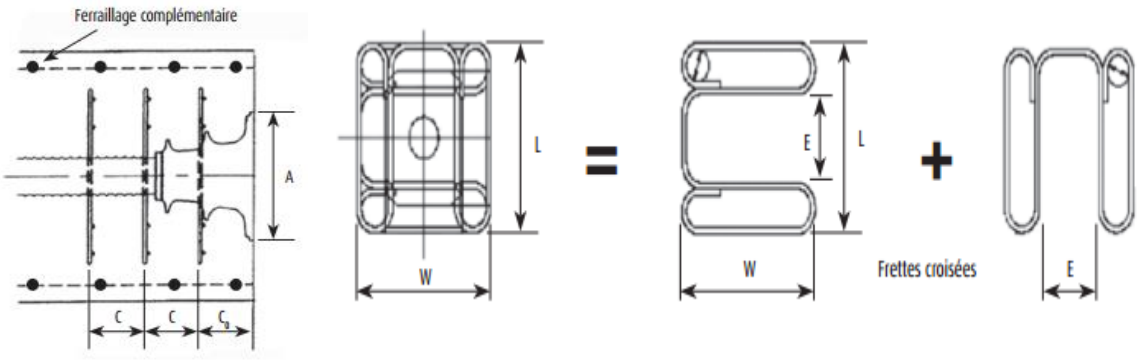


Figure E.3 : Détails des armatures.

F.1. Ferraillage de l'entretoise :

Calcul de Section à l'effort Tranchant

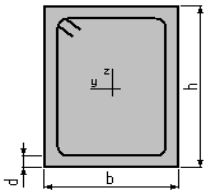
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :

b = 35,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d = 7,0 (cm)



3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	813,12	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1,6 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,5 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 14,4 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 1,1 (cm2)
Cadres: 1 ∅ 12
Espacement : S_t = 15,5 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 7 + 11*13 + 3*16 + 3*20 + 3*25 + 3*35 + 7*40 (cm)

F.2. Ferraillage de l'hourdi :

F.2.1. Nappe inferieur :

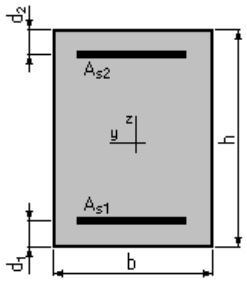
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (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)	47,55	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	35,65	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 7,9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,1 (cm2)
théorique ρ = 0,39 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 47,55 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2,2 (cm)
Bras de levier: Z = 19,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,21 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 35,65 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 5,8 (cm)

Bras de levier: Z = 18,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

F.2.2. Nappe supérieur :

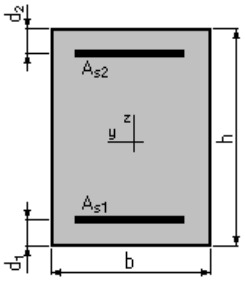
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (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 = 100,0 (cm)
h = 25,0 (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)	-46,28	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-34,69	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{S1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{S2} = 5,5 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,27 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = -46,28 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,5 (cm)
Bras de levier: Z = 19,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,81 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= -34,69 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,45
Position de l'axe neutre: y = 5,0 (cm)
Bras de levier: Z = 18,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 344,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\ lim}$ = 500,0 (MPa)

F.3. Ferraillage du chevêtre :

F.3.1. Nappe inferieur :

Calcul de Section en Flexion Simple

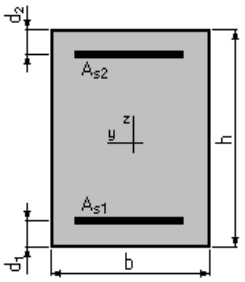
1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 210,0 (cm)
h = 160,0 (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)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	1369,37	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 37,5 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 32,6 (cm2)
théorique ρ = 0,12 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 1369,37 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 26,2 (cm)
Bras de levier: Z = 146,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 20,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

F. 3.2. Nappe supérieur :

Calcul de Section en Flexion Simple

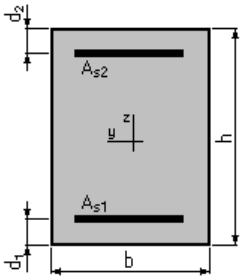
1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 210,0 (cm)
h = 160,0 (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)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	2738,61	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 76,6 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 32,6 (cm2)
théorique ρ = 0,24 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 2738,61 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 36,1 (cm)
Bras de levier: Z = 143,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

F.4. Ferraillage du fut :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

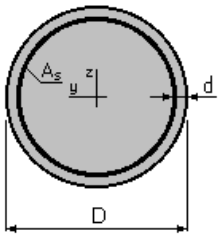
Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

D = 150,0 (cm)

d = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	5320,11	8879,02	1030,78

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 251,3 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 35,3 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 883,6 (cm2)

théorique ρ = 1,48 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 5320,11 (kN) M_y = 8879,02 (kN*m) M_z = 1030,78 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 56,1 (cm)

Bras de levier: Z = 118,4 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 5,53 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

F.4. Ferraillage de la culée :

F.4.1. Ferraillage du mur frontal :

Calcul de Section en Flexion Composée

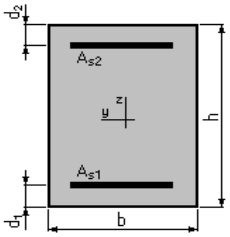
1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

b = 100,0 (cm)
h = 154,0 (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	735,59	938,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 15,4 (cm2) Section théorique A_{S2} = 15,4 (cm2)
Section minimum $A_{S\,min}$ = 30,8 (cm2) Section maximum $A_{S\,max}$ = 770,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 735,59 (kN) M = 938,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,25 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 17,9 (cm)
Bras de levier: Z = 141,9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1,36 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 434,8 (MPa) comprimée: σ_S' = 196,3 (MPa)

F.4.1. Ferraillage du mur garde grève :

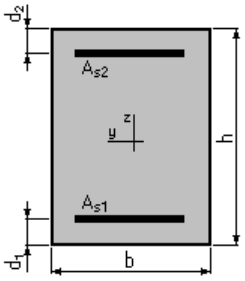
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 31,0 (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)	168,71	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	126,34	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 22,4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 2,9 (cm2)		
théorique	ρ = 0,86 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 168,71 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	0,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 0,0	(cm)
Bras de levier:	Z = 26,0	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,00	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 0,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		

Cas ELS M_{max} = 126,34 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0,00

Position de l'axe neutre: y = 0,3 (cm)
Bras de levier: Z = 25,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 89,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

F.4.1. Ferraillage de la dalle de transition :

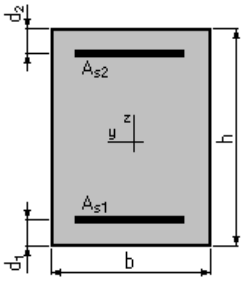
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (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)	97,29	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	72,36	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 13,0 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 2,8 (cm2)
théorique ρ = 0,52 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} **= 97,29 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,0 (cm)
Bras de levier: Z = 23,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,49 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= 72,36 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,1 (cm)
Bras de levier: Z = 22,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

F.4.1. Ferraillage du corbeau :

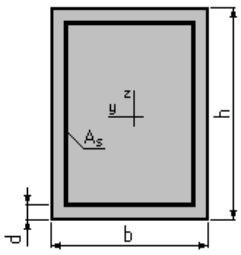
Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Forces :

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	97,29
Etat **L**imite de **S**ervice	72,36

Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel) 0,00

4. Résultats :

Résistance des Matériaux :

Section brute	B = 4000,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 533333,3	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333,3	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 11,5	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	(cm)
Elancement	λ_y = 26,0		Elancement	λ_z = 10,4	
	α = 0,77		N_u (béton seul)	= 5279,98	(kN)

Béton :

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 15,0 (MPa)

Acier :

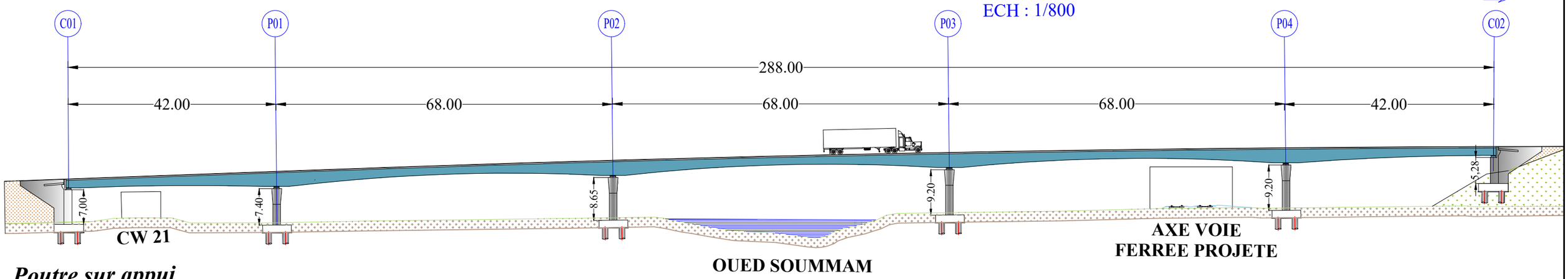
Section théorique	A_s = 11,2 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 11,2 (cm2)
Section maximum	$A_{s\,max}$ = 200,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,42 (%)
minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)
maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)

COUPE LONGITUDINALE

ECH : 1/800

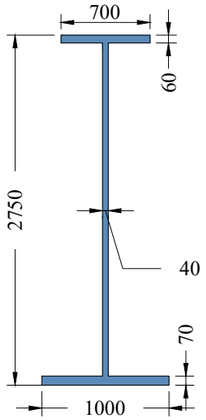
VERS BEJAIA

VERS AHNIF

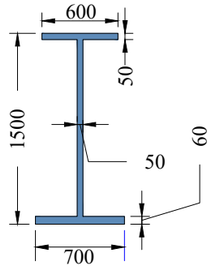


Poutre sur appui

ECH : 1/50

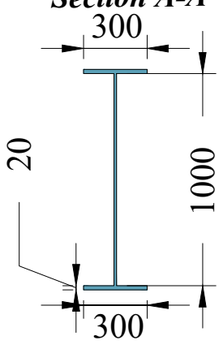


Poutre a mi-travée

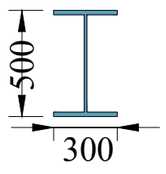


Section A-A

ECH : 1/30

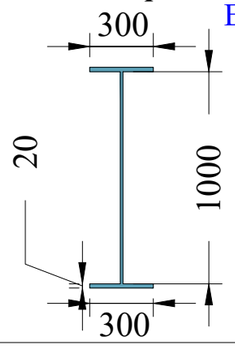


Section B-B



Pièces de pont

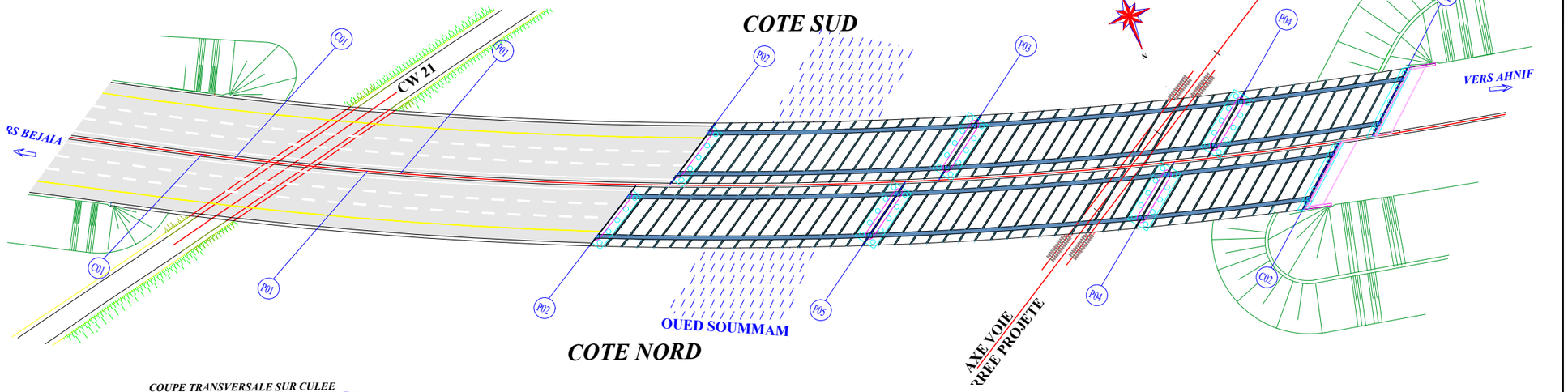
ECH : 1/30



VUE EN PLAN

ECH : 1/1200

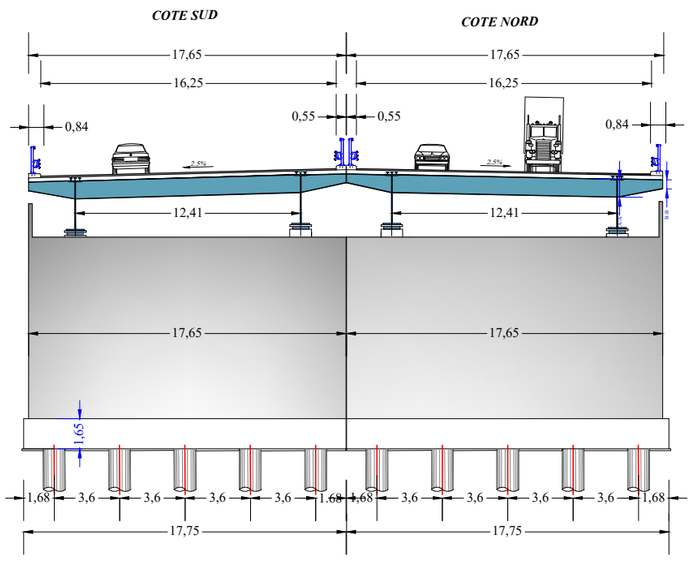
COTE SUD



COTE NORD

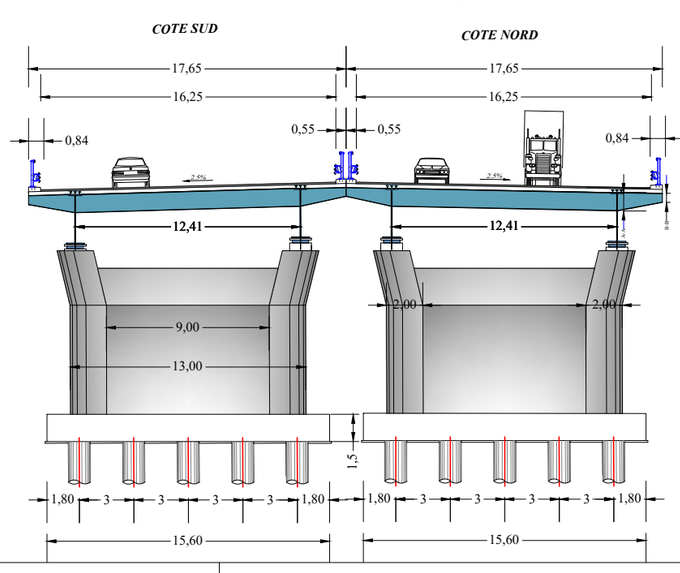
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE

ECH : 1/135



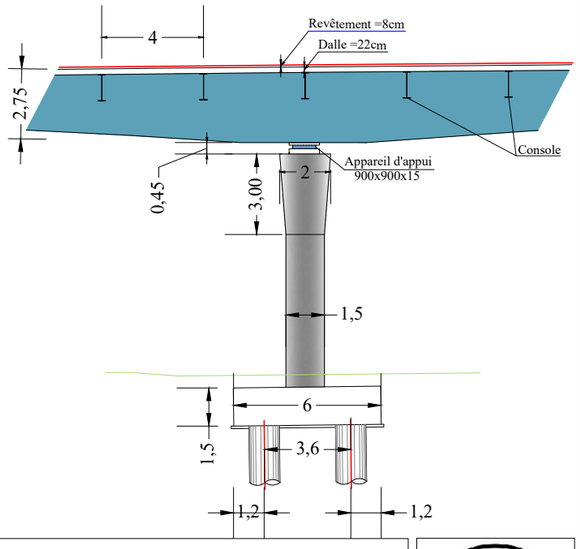
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE

ECH : 1/350



COUPE LONGITUDINALE SUR PILE

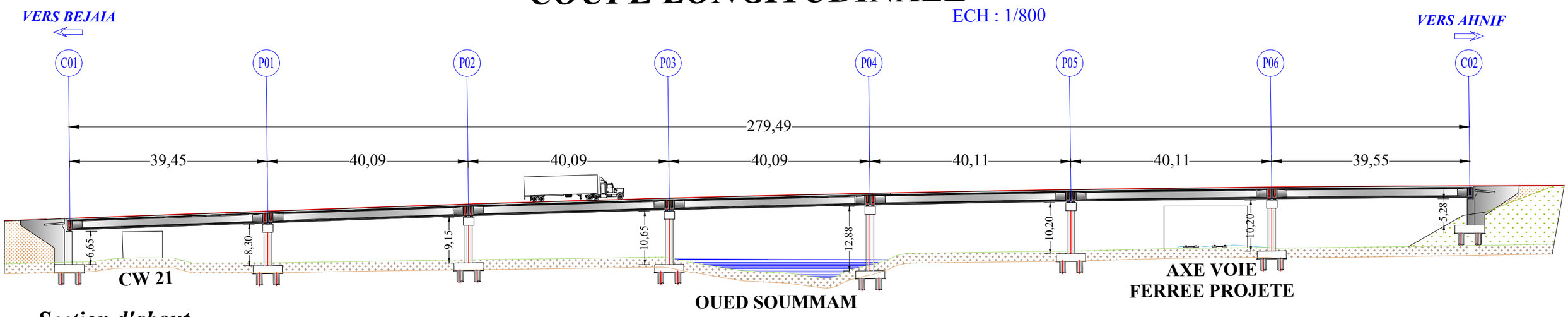
ECH : 1/250



THÈME: CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC SUR LA PENETRAINTE BEJAIA-AHNIF DU PK26+819.037+ AU PK27+106.037.	CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	Variante N° 01 : PONT MIXTE BI-POUTRE

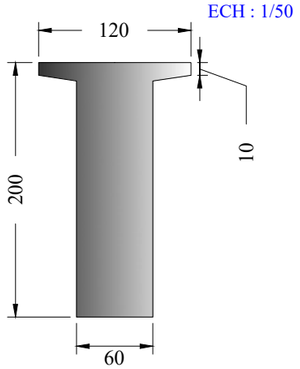
COUPE LONGITUDINALE

ECH : 1/800



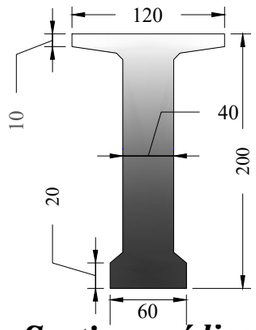
Section d'about

ECH : 1/50



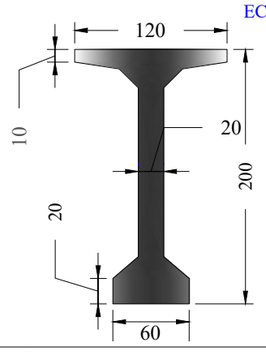
Section intermédiaire

ECH : 1/50



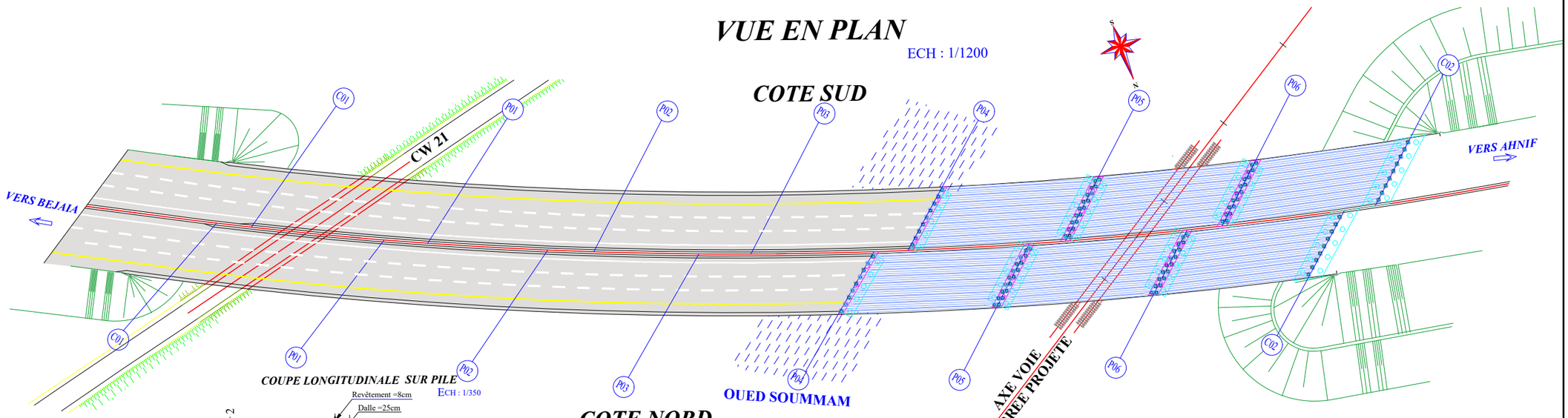
Section médiane

ECH : 1/50



VUE EN PLAN

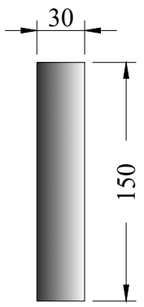
ECH : 1/1200



COTE NORD

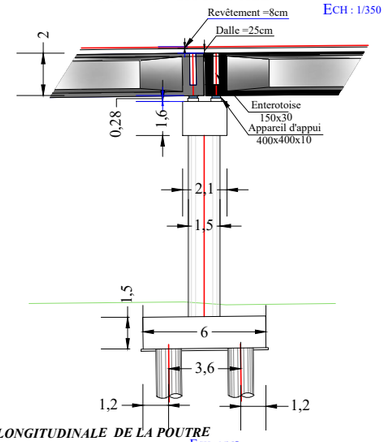
Section d'entretoise

ECH : 1/40



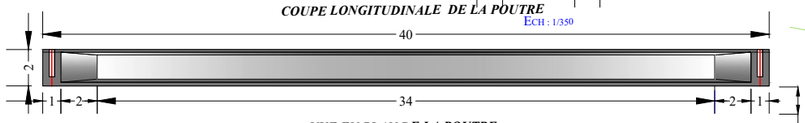
COUPE LONGITUDINALE SUR PILE

ECH : 1/350



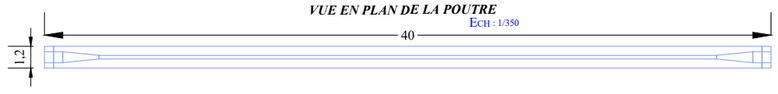
COUPE LONGITUDINALE DE LA POUTRE

ECH : 1/350



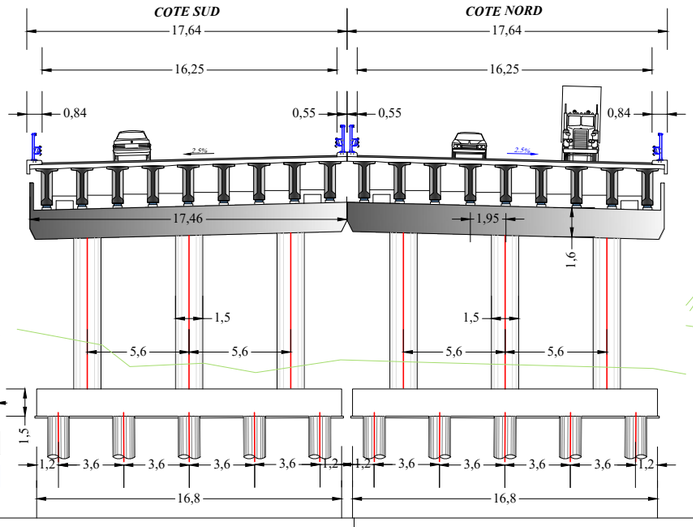
VUE EN PLAN DE LA POUTRE

ECH : 1/350



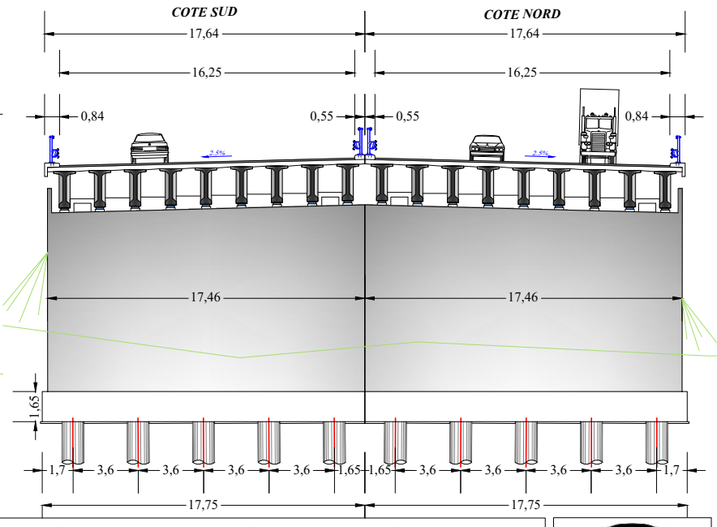
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE

ECH : 1/350



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE

ECH : 1/350

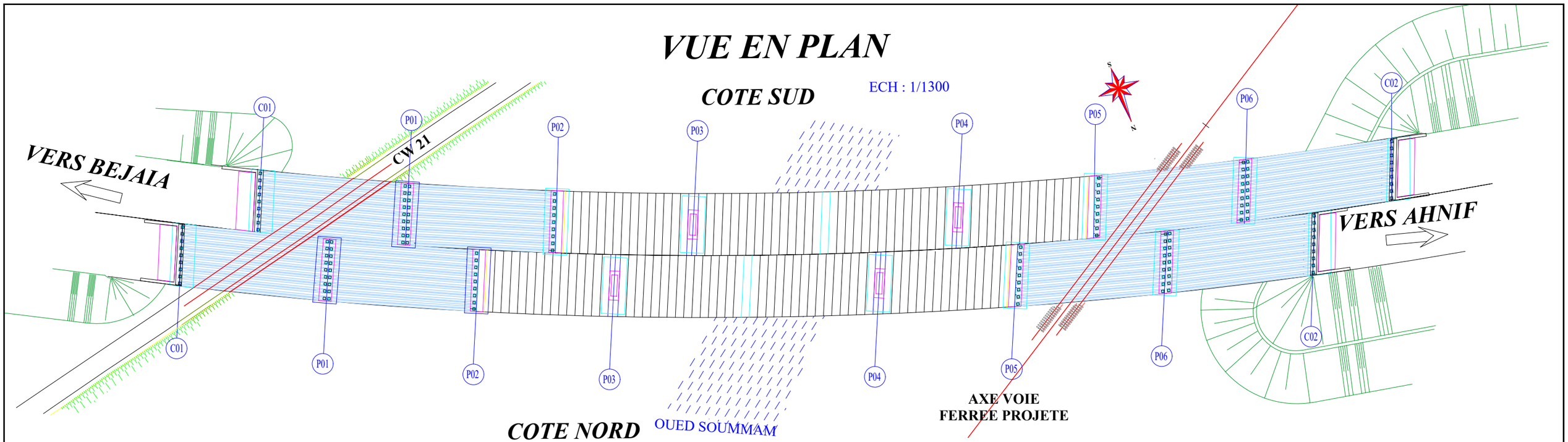


THÈME:CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC SUR LA PENETRAINTE BEJAIA-AHNIF DU PK26+819.037+ AU PK27+106.037.	CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	Variante N° 02 : PONT À POUTRES PRÉFABRIQUÉES PAR POST-TENSION (VIPP)

VUE EN PLAN

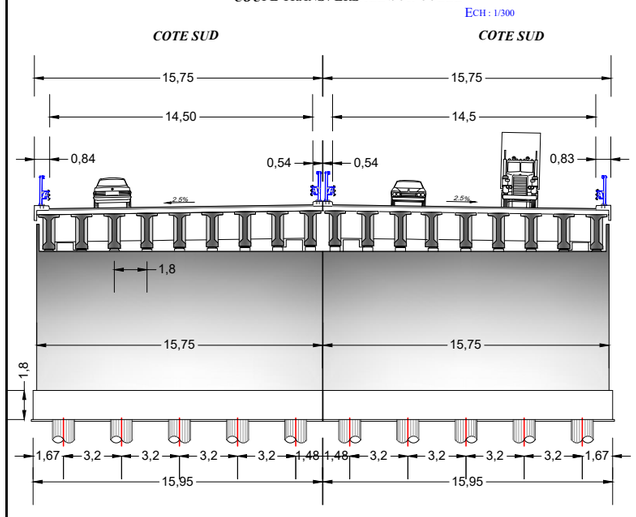
COTE SUD

ECH : 1/1300



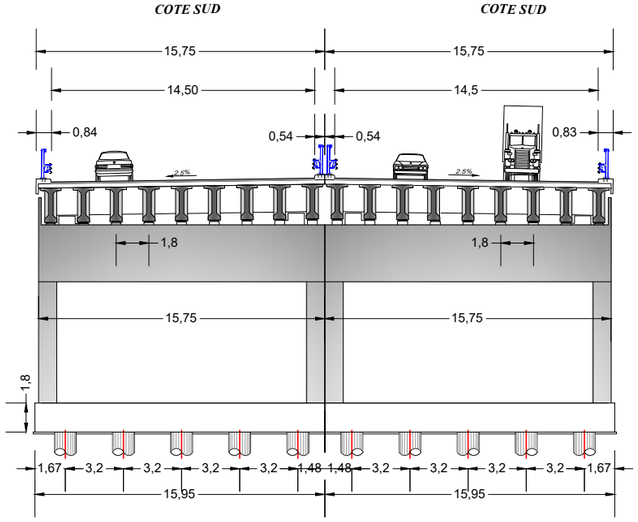
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE

ECH : 1/300



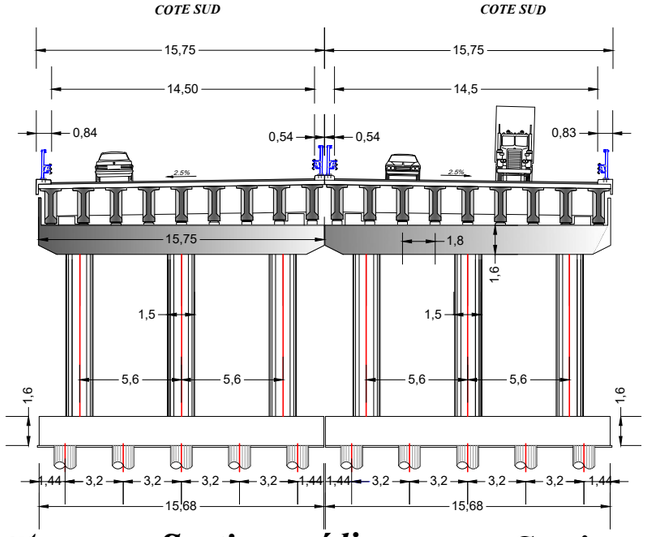
COUPE TRANSVERSALE SUR P02

ECH : 1/300



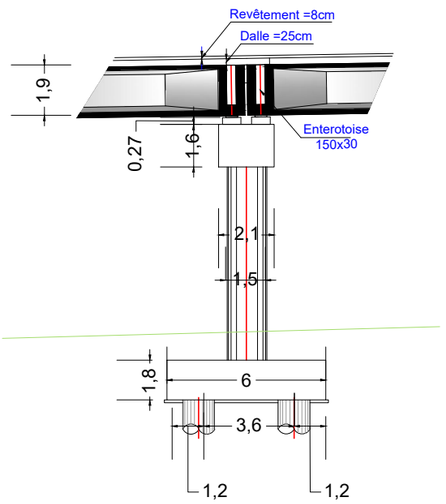
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE

ECH : 1/300



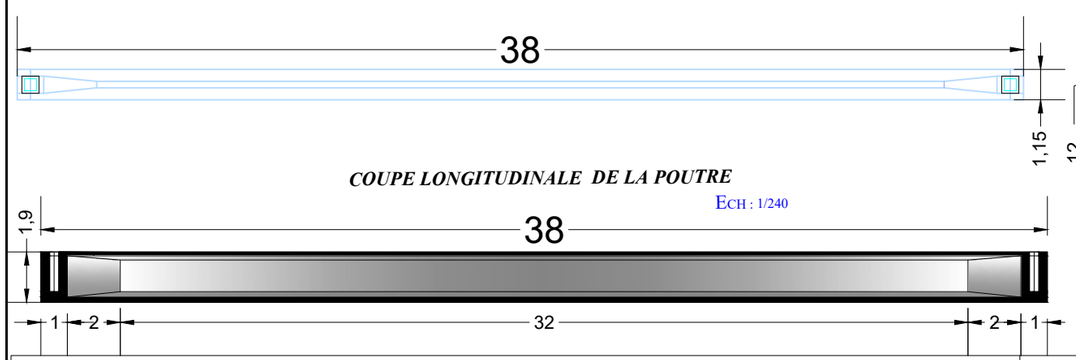
COUPE LONGITUDINALE SUR P01

ECH : 1/200



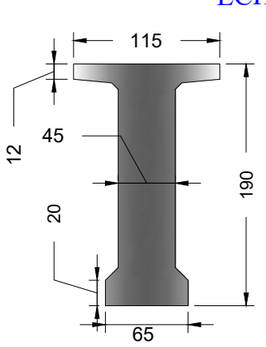
Section d'about

ECH : 1/15



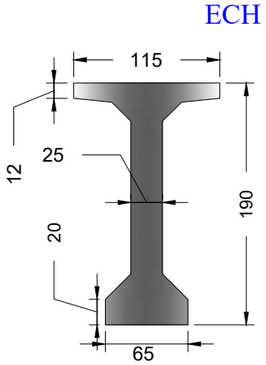
Section médiane

ECH : 1/15



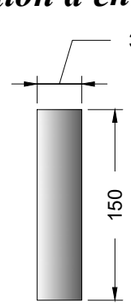
Section médiane

ECH : 1/50



Section d'entretoise

ECH : 1/50



VUE EN PLAN DE LA POUTRE

ECH : 1/240

COUPE LONGITUDINALE DE LA POUTRE

ECH : 1/240

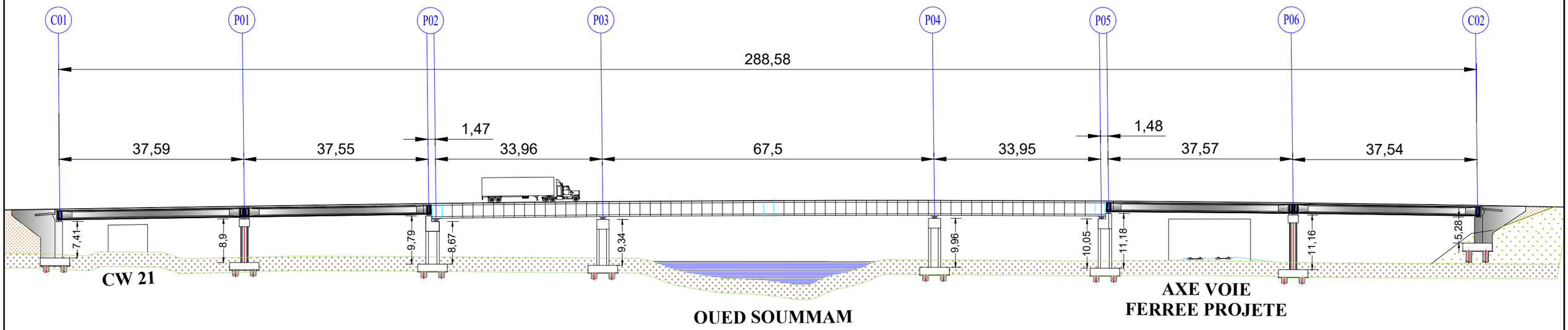
THÈME:CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC SUR LA PENETRAINTE BEJAIA-AHNIF DU PK26+819.037+ AU PK27+106.037.	CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	Variante N° 01 : PONT MIXTE POUTRE-VOUSSOIR

COUPE LONGITUDINALE

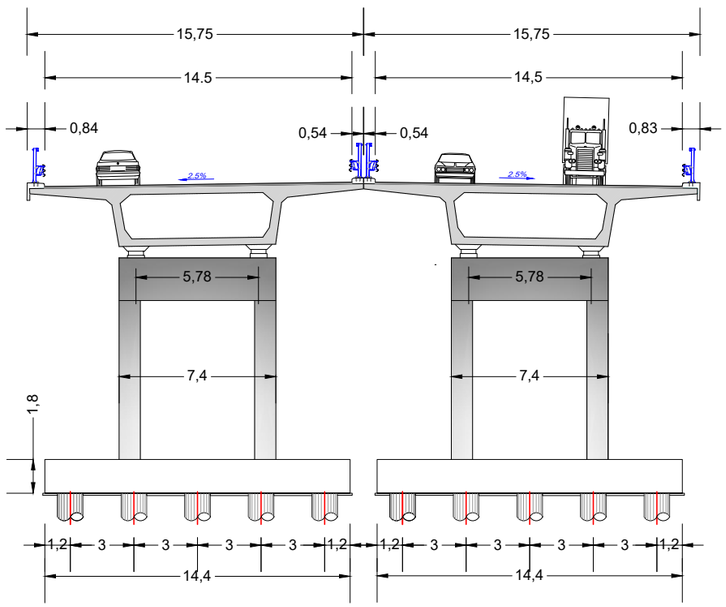
ECH : 1/800

VERS BEJAIA

VERS AHNIF

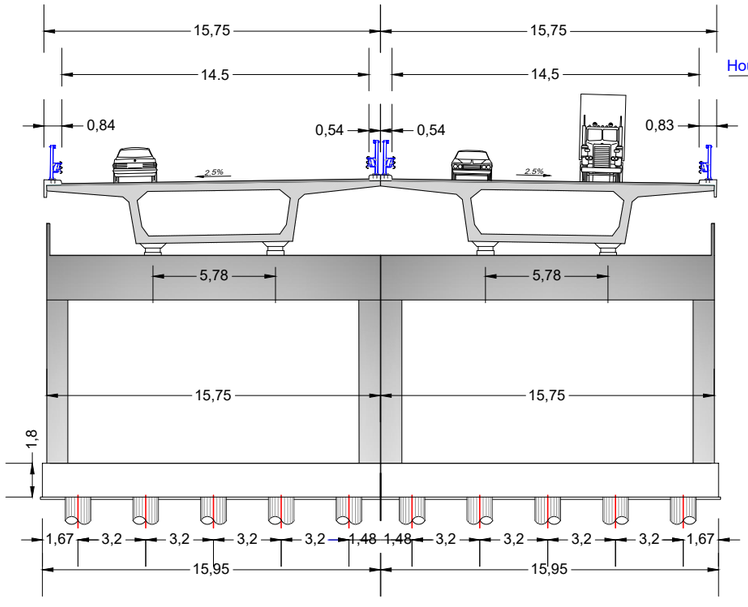


COUPE TRANSVERSALE SUR PILE

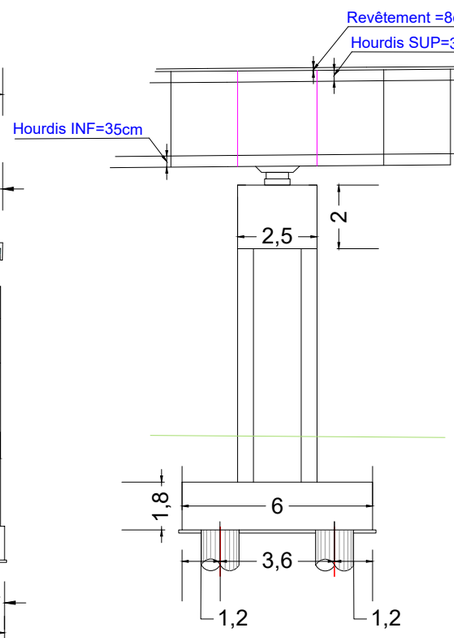


COUPE TRANSVERSALE SUR P02

ECH : 1/300

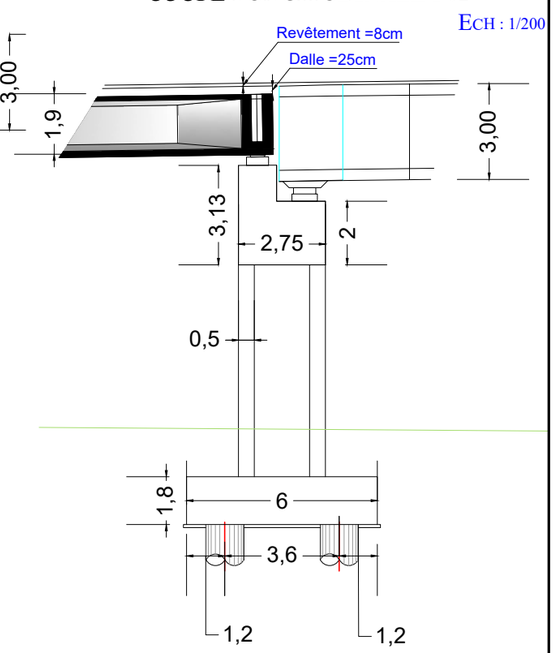


ECH : 1/200



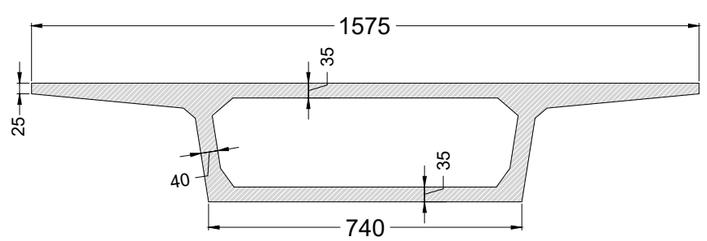
COUPE LONGITUDINALE P02

ECH : 1/200



COUPE VSP

ECH : 1/150



THÈME: CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC SUR LA PENETRAINTE BEJAIA-AHNIF DU PK26+819.037+ AU PK27+106.037.	CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	Variante N° 01 : PONT MIXTE POUTRE-VOUSSOIR