République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et structure

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC 12-01 AU PK 34+119.775 DE LA PENETRANTE AUTOROUTIERE BEJAIA.

Présenté par :
ATMANI CEIF EDDINE
OUKOULOU ZAKIA

Encadré par :
Mr. BABAKHOUYA Y
Ingénieur travaux publics

Co-encadré par :
Pr. FEDGHOUCHE FERHAT
Directeur des études ENSTP

Promotion 2021 / 2022

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

DÉDICACE

Je dédie ce travail

A mes très chers parents

A mon frère et mes sœurs

A toute la famille ATMANI et ISSAADI

A tous mes amis

A tous ceux qui me sont chers

CEIF EDDINE

DÉDICACE

Je dédier ce travail tout d'abord à mes parents

A mon cher père ***AHCENE*** vous avez toujours été mon école de patience, de confiance et surtout d'espoir Vous êtes et vous resterez pour moi ma référence, Ce travail est le résultat de l'esprit de sacrifice dont vous avez fait preuve, de l'encouragement et le soutien que vous ne cessez de manifester, j'espère que vous y trouverez les fruits de votre semence et le témoignage de ma grande fierté de vous avoir comme père.

A ma mère ***HAMOU OUARDJA*** aucune dédicace ne pourrait exprimer la profondeur des sentiments que j'éprouve pour vous, vos sacrifices firent pour moi un encouragement.

A mon frère ***YOUNES*** Ta bonté, ton précieux soutien, ton encouragement tout au long de mes années d'études, et ton affection, ont été pour moi l'exemple de persévérance. Je trouve en toi le conseil du frère et le soutien de l'ami.

A mes sœurs ***NIHAD*** et ***WASSILA*** je n'oublierais jamais votre encouragement et soutien le long de mes études.

A mon binôme ***AIMANI CEIF EDDINE*** qui j'ai réalisé mon travail avec lui avec une patience et courage

A ma meilleur amie ***RACHEM RANIA*** pour ses encouragements permanents et son soutien moral.

ZAKIA

REMERCIEMENT

Tout d'abord, on tient à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nos remerciements les plus vifs et chaleureux, vont à notre encadrant ***BABAKHOUYA YOUCEF,*** ingénieur en travaux publics qui nous a constamment guidés par ses multiples directifs et ses conseils précieux qui ont contribué à la réussite de ce travail, on tient à le remercier pour sa disponibilité tout au long de ce travail. On voudrait aussi lui témoigner notre gratitude pour sa patience, sa confiance et son soutien. Qu'il trouve dans ce mémoire un hommage vivant à sa haute personnalité.

Nous remercions tout particulièrement le professeur ***FEDEGHOUCHE FERHAT***, directeur des études pour toute l'aide qu'il nous a apportée.

Nous remercions également tous les enseignants du département Second Cycle de ENSTP-Alger, qui ont participé à notre formation pendant tout le cycle universitaire.

À cet égard, nous ne manquerons pas de remercier les membres des jurys qui nous ont fait l'honneur d'accepter de juger et d'évaluer ce travail.

Finalement, un grand merci à toutes nos familles, en particulier nos parents pour leurs soutiens et les encouragements. C'est grâce à eux que nous sommes ce que nous sommes maintenant. On ne pourrait vous remercier assez, que Dieu vous protège.

ملخص

يهدف العمل المقدم الى تصميم ودراسة جسر الذي يقع بين النقطة الكيلومترية 34+119.775 و 34+264.175، يبلغ طوله حوالي 144 م وعرضه 15.60م. كما يعبر فوق محوري للسكك الحديدية، فهو جزء من مشروع الطريق السريع الذي سيربط بين ميناء بجاية و الطريق السريع شرق-غرب على مسافة 100كم.

يبدأ العمل بوصف عام حول البيانات الطبيعية والوظيفية للمشروع، ثم تصميم عام، اين قمنا باقتراح 3 نماذج منها: جسر صندوقي ذو ارتفاع ثابت، جسر ذات كمرات مسبقة الاجهاد وجسر ذات كمرتين معدنيتين ثم نقوم بالخيار الأكثر فائدة وذلك بناءً على تحليل متعدد المعايير، وانتقلنا بعدها إلى دراسة دقيقة على مختلف أجزاء البنية التحية والفوقية للجسر بما في ذلك حساب الاجهاد المسبق والدراسة الزلزالية وابعاد العناصر الهيكلية.

تم إنشاء نموذج الحساب بواسطة Robot Structural Analysis Professional - برنامج 2019.

كلمات مفتاحية: جسر، كمرة، لاحقة الشد، نمذجة.

RESUME

L'objet de ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK 34+119.775 au PK 34+264.175. L'ouvrage présente une longueur d'environ 144 m et d'une largeur 15.60 m, il franchit deux axes ferroviaires, il fait partie du projet de la pénétrante Autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'autoroute Est-Ouest sur 100 km.

Le travail commence par une description de l'ouvrage à savoir : les données naturelles et fonctionnelles, puis une conception générale, dans laquelle on a proposé 3 variantes : pont voussoir à hauteur constante, pont type VIPP et pont mixte, puis le choix de la variante la plus avantageuse en basant sur une analyse multicritère, ensuite on passe au dimensionnement détaillé de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux.

La modélisation a été établie par le logiciel Robot Structural Analysis Professional - 2019.

Mots clés : Pont, poutre, précontrainte, modélisation.

ABSTRACT

The purpose of this work is to design and study a bridge located between PK 34+119.775 and PK34+264.175. The bridge has 144 meters long and 15.60 m wid. it crosses two railway axes, it is part of the highway connecting BÉJAIA town and the highway East-West over 100 Km.

The work begins with a description of the project, where we define the natural and functional information, then a general design, in which we propose three kinds of bridges: cantilever bridge at constant height, beam bridge and mixed beam bridge, then the choice of most advantageous variant based on a multi-criteria analysis, then we move on to the detailed dimensioning of superstructure and the infrastructure through the circulation of the prestressing, seismic study and dimensioning of the various structural elements.

The modeling has been established by the **Robot Structural Analysis Professional - 2019** software.

Keywords: bridge, beam, prestressed, modeling.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE. 1

GENERALITE

I. INTRODUCTION 2
II. EVOLUTION DES PONTS 2
III. GENERALITES SUR LES PONTS 2
IV. LES ELEMENTS PRINCIPAUX DES PONTS 2
V. CLASSIFICATION DES PONTS 3
VI. LES TYPES DES PONTS EXISTANTS 3
VII. COMPORTEMENTS SISMIQUES SUR LES PONTS 3
VIII. ANALYSE DE LA REPONSE SISMIQUE DES PONTS : 4
IX. LES APPUIS PARASISMIQUES 5
X. CONCLUSION 5

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION 6
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 6
I.2.1. Objectif du projet 6
I.2.2. Situation du site 6
I.2.3. L'obstacle à franchir 7
I.3. LES DONNEES DU PROJET 7
I.3.1. Les données fonctionnelles 7
I.3.1.1. Tracé en plan 7
I.3.1.2. Profil en long 7
I.3.1.3. Profil en travers 8
I.3.2. Les données naturelles 8
I.3.2.1. Topographie 8
I.3.2.2. Géotechnique 9
I.3.2.3. Sismicité du site 10
I.3.2.4. Climatologie 10
I.4. CONCLUSION 11

CHAPITRE II : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

II.1. INTRODUCTION 12
II.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 12
II.3. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 12
II.3.1. Béton 12
II.3.2. Armatures 14
II.4. EVALUATION DES ACTIONS 16
II.4.1. Evaluation des actions hors trafic 16
II.4.2. Evaluation des actions due au trafic 17
II.4.2.1. Système de charge à considérer 17
II.4.2.2. Caractéristiques du pont 17
II.4.2.3. Système de charge AL 18
II.4.2.4. Système de charge B 18
II.4.2.5. Charge militaire Mc120 20
II.4.2.6. Calcul des coefficients de majoration dynamique 20
II.4.2.7. Charge exceptionnelle D240 21
II.5. COMBINAISONS DES CHARGES STATIQUES 21
II.6. ACTION SISMIQUE 22
II.7. CONCLUSION 24

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION 25
III.2. CHOIX ET TYPE D'OUVRAGE 25
III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 25
III.3.1. Variante 1 : « Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués » 25
III.3.1.1. Conception longitudinale 25
III.3.1.2. Conception transversale 26
III.3.1.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure 27
III.3.2. Variante 2 : « Pont à poutres en béton précontraint -Type VIPP » 28
III.3.2.1. Conception longitudinale 28
III.3.2.2. Conception transversale 29
III.3.2.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure 29
III.3.3. Variante 3 : « Pont mixte bipoutre à pièce de pont avec consoles » 31
III.3.3.1. Conception longitudinale 31
III.3.3.2. Conception transversale 31
III.3.3.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure 32
III.4. MODELISATION ET CALCUL SISMIQUE DES TROIS VARIANTES 33
III.4.1. L'objectifs de la modélisation 33
III.4.2. Variante N°1 : « PONT VOUSSOIRS » 33
III.4.3. Variante N°2 : « PONT A POUTRE EN BETON PRECONTRAINTE » 36
III.4.4. Variante N°3 : « PONT MIXTE BI-POUTRE » 38
III.5. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES 41
III.6. ANALYSE MULTICRETERE DES VARIANTES 44
III.7. CONCLUSION 44

CHAPITRE IV : REPARTITION TRANSVERSALE ET LONGITUDINALE DUE AUX SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION 48
IV.2. ETUDE DES CHARGES ET DES SURCHARGES LONGITUDINALES 48
IV.2.1. Poids de la poutre 48
IV.2.2. Calcul des charges et des surcharges longitudinales 49
IV.2.2.1. Système de charge AL 49
IV.2.2.2. Système de charge Bc 51
IV.2.2.3. Système de charge Bt 54
IV.2.2.4. Système chargée Br : 55
IV.2.2.5. Charge militaire Mc120 56
IV.2.2.6. Convoi exceptionnel D240 57
IV.2.2.7. Efforts de freinage 58
IV.3. DEFINITION DE LA METHODE DE GUYON-MASSONNET 59
IV.4. DETERMINATION ET CALCUL DES PARAMETRES 59
IV.4.1. Largeur active B 59
IV.4.2. Paramètre d'entretoisement $\boldsymbol{\theta}$ 59
IV.5. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS 62
IV.6. LES VALEURS DE MOMENT FLECHISSANT REEL DU AU SURCHARGE 70
IV.7. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX SURCHARGES 71
IV.8. CONCLUSION 71

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1. INTRODUCTION 72
V.2. DONNEES DE CALCUL 72
V.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE 73
V.4. DETERMINATION DE NOMBRE DE CABLE 73
V.5. PRE-VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE 74

V.6. TRACE DES CABLES DE LA PRECONTRAINTE....76
V.6.1. Principe de tracé des câbles....76
V.6.2. Détermination du tracé....76
V.6.3. Détermination de l'angle de déviation....78
V.7. CALCUL DES PERTES....79
V.7.1. Pertes de tension instantanées....79
V.7.2. Pertes de tension différées....81
V.8. PERTES TOTALES....83
V.9. VERIFICATION DES CONTRAINTES....84
V.9.1. Les sections de vérifications....84
V.9.2. Les caractéristiques nettes des sections....84
V.9.3. Justification de la poutre L'ELS....85
V.9.4. Justification des contraintes normales....85
V.9.5. Justification des contraintes tangentielles....86
V.9.6. Justification de la poutre à l'ELU....87
V.9.7. La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée....88
V.10. ARMATURES PASSIVES DES POUTRES....89
V.11. CONCLUSION....90

CHAPITRE VI : ETUDE DE TABLIER....

VI.1. INTRODUCTION....91
VI.2. FLECHE ET CONTRE FLECHE....91
VI.2.1. Flèche due au poids propre....91
VI.2.2. Contre flèche due au précontrainte....92
VI.2.3. Flèche maximale à ELS :....92
VI.2.4. La flèche totale :....92
VI.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE....93
VI.3.1. Principe de ferraillage....93
VI.3.2. Evaluations des efforts....93
VI.3.3. Ferraillage de l'entretoise....94
VI.4. ETUDE DE L'HOURDIS....95
VI.4.1. Principe de ferraillage....95
VI.4.2. Evolution des efforts....95
VI.4.3. Ferraillage....97
VI.5. CONCLUSION....97

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT....

VII.1. INTRODUCTION....98
VII.2. APPAREIL D'APPUIS....98
VII.2.1. Choix de type d'appareil d'appuis....98
VII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appuis de type B (Guide SETRA)....98
VII.3. ETUDE SISMIQUE....102
VII.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage à l'étude sismique :....102
VII.3.2. Méthode de calcul l'action sismique :....102
VI.3.2.1. Méthode monomodale....102
VI.3.2.2. Spectre de réponse....103
VII.4. DES D'APPUIS....108
VII.4.1. Définition les dés d'appuis....108
VII.4.2. Dimensionnement des dés d'appuis....108
VI.4.2.1. Dimension en plan....108
VI.4.2.2. Hauteur du dé d'appuis....108
VI.4.2.3. Ferraillage des dés d'appuis....108
VII.5. ES PLAQUES FIXATION....109
VII.6. JOINTS DE CHAUSSEE....109
VII.7. CONCLUSION....111

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE .....
VIII.1. INTRODUCTION 112
VIII.2. ETUDE DE LA PILE 112
VIII.2.1. Conception de la pile (documents SETRA) 112
VIII.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement 112
VIII.2.1.2. Evaluation des efforts agissants sur la pile 113
VIII.2.1.3. Efforts statiques 113
VIII.2.1.4. Efforts Dynamique 115
VIII.2.2. Ferraillage des éléments de la pile 117
VIII.2.2.1. Etude de chevêtre 117
VIII.2.2.2. Etude de fût 119
VIII.2.2.3. Etude de la semelle 121
VIII.2.2.4. Etude des pieux 123
VIII.3. ETUDE DE LA CULEE 125
VIII.3.1. Les types des culées 125
VIII.3.2. Pré-dimensionnement de la culée 125
VIII.3.3. Evaluation des efforts agissant sur la culée 126
VIII.3.3.1. Effort statique 126
VIII.3.3.2. Effort sismique 128
VIII.3.4. Ferraillage des éléments de la culée 130
VIII.3.4.1. Mur frontal 130
VIII.3.4.2. Mur garde grève 132
VIII.3.4.3. Dalle de transition 133
VIII.3.4.4. Mur en retour 134
VIII.3.4.5. Corbeau d'appuis de la dalle de transition 136
VIII.3.4.6. Etude de la fondation 136
VIII.4. CONCLUSION 139
CONCLUSION GENERALE 140

BIBLIOGRAPHIE.....
ANNEXE .....

ANNEXE A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES
ANNEXE B. REPARTITION TRANSVERSALE ET LONGITUDINALE
ANNEXE C. RESULTATS DE LA METHODE SPECTRALE
ANNEXE D. MODELISATION SUR ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019
ANNEXE E. FERRAILLAGE

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1. Implantation de l'ouvrage sur Google Maps. 6
Figure I.2. Tracé en plan de la voie portée. 7
Figure I.3. Profil en long de la voie portée. 8
Figure I.4. Profil en travers de la voie portée. 8
Figure I.5. Une photo satellitaire. 9
Figure I.6. Coupe lithologique. 10

CHAPITRE II : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure II.1. Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte 15
Figure II.2. Largeur chargeable et roulable. 17
Figure II.3. Système de chargement Bc 19
Figure II.4. Système de chargement Bt. 19
Figure II.5. Système de chargement Mc120 20
Figure II.6. Convois type D240. 21
Figure II. 7. Spectre de réponse élastique, composante horizontale 22
Figure II.8. Spectre de réponse élastique, composante verticale. 23

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure III. 1. Technique de réalisation d'un pont caisson. 26
Figure III. 2. Notation des dimensions. 26
Figure III. 3. Morphologie générale d'un pont à poutres. 28
Figure III. 4. Coupe transversale d'un tablier bipoutre avec consoles. 31
Figure III. 5. Détails des dimensions d'un tablier bipoutre avec consoles. 31
Figure III. 6. Modèle de calcul pour la variante 01. 34
Figure III. 7. Fréquence du mode de calcul N°02. 35
Figure III. 8. Fréquence du mode de calcul N°03. 35
Figure III. 9. Modèle de calcul pour la variante 02. 36
Figure III. 10. Fréquence du mode de calcul N°04 variante 02. 37
Figure III. 11. Fréquence du mode de calcul N°01 variante 02. 37
Figure III. 12. Modèle de calcul pour la variante 03. 39
Figure III. 13. Fréquence du mode de calcul N°01 variante 03. 40
Figure III. 14. Fréquence du mode de calcul N°02 variante 03. 40

CHAPITRE IV : REPARTITION TRANSVERSALE ET LONGITUDINALE DUE AUX SURCHARGES

Figure IV.1. Longueurs des différentes sections de la poutre. 48
Figure IV.2. Positionnement de la surcharge A1V(L). 50

Figure IV.3. Positionnement de la surcharge A2V(L). 50
Figure IV.4. Positionnement de la surcharge A3V(L). 51
Figure IV.5. Positionnement de la surcharge A4V(L). 51
Figure IV.6. Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant. 53
Figure IV.7. Positionnement de la résultante des charges selon Barrés. 54
Figure IV.8. Positionnement d'un seul tandem de la charge Bt. 55
Figure IV.9. Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment. 55
Figure IV.10. Système de chargement Br. 55
Figure IV.11. Positionnement de la charge Mc120 pour une réaction max. 57
Figure IV.12. Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max. 57
Figure IV.13. Positionnement du convoi D240 pour une réaction max. 58
Figure IV.14. Positionnement du convoi D240 pour un moment max. 58
Figure IV.15. Les positons actives des poutres 59
Figure IV.16. Section Equivalente. 61
Figure IV.17. Position des poutres. 64
Figure IV.18. Surface de la surcharge AL pour une voie. 65
Figure IV.19. Surface de la surcharge AL pour une voie. 66
Figure IV.20. Surface de la surcharge AL pour une voie. 66
Figure IV.21. Surface de la surcharge AL pour une voie. 67
Figure IV.22. Surface de la surcharge AL pour premier voies. 67
Figure IV.23. Ligne d'influence pour la poutre 01 sous la surcharge Bc pour une voie. 68
Figure IV.24. Ligne d'influence pour la poutre 01 sous surcharge Mc120. 69
Figure IV.25. Ligne d'influence pour la poutre sous surcharge D240 70

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure V.1. Détermination du nombre de câble. 74
Figure V.2. Géométrie des câbles. 77
Figure V.3. Dispositions constructives des câbles de précontrainte. 77
Figure V.4. Trajectoire des câbles. 78
Figure V.5. Frottements le long du câble lors de la mise en tension. 80
Figure V.6. Les sections de vérification. 84
Figure V.7. Ferraillage de la poutre. 89
Figure V.8. Cadre équivalent. 90
Figure V.9. Ferraillage complémentaire. 90

CHAPITRE VI : ETUDE DE TABLIER

Figure VI.1. Flèche max de la poutre due à son poids propre. 91
Figure VI.2. Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte. 92
Figure VI.3. Flèche max de la poutre à l'ELS. 92

Figure VI.4. La position des vérins. 93
Figures VI.5. Modalisation de l'entretoise..... 94
Figures VI.6. Diagramme des moments sous G à l'ELU..... 94
Figures VI.7. Diagramme d'effort tranchant de l'entretoise 94
Figure VI.8. Ferraillage de l'entretoise. 95
Figure VI.9. Cartographie des moments maximums sous 1.35G+ 1.35 D240 + 1.35 BP à l'ELU.... 96
Figure VI.10. Cartographie des moments maximums sous G+ D240 + BP à l'ELS. 96
Figure VI.11. Ferraillage de la dalle (coupe transversale). 97

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

Figure VII.1. Type d'un appareil d'appui en élastomère fretté. 98
Figure VII.2. Définition géométrique d'un appareil d'appuis. 99
Figure VII. 3. Modèle du calcule multimodale. 103
Figure VII.4. Spectre de réponse élastique : composante horizontale..... 104
Figure VII.5. Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale..... 105
Figure VII.6. Dimensions du dé d'appuis 108
Figure VII.7. Ferraillage du dé d'appui..... 109
Figure VII.8. Joint de chaussée. 110

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VIII.1. Model de calcul. 117
Figure VIII.2. Les moments Mmax à l'ELS sur le chevêtre avec le logiciel. 117
Figure VIII.3. Les moments Mmax a l'ELU sur le chevêtre avec le logiciel..... 117
Figure VIII.4. Les efforts tranchants Tmax à l'ELU sur le chevêtre avec le logiciel. 118
Figure VIII.5. Ferraillage de chevêtre (coupe transversale). 119
Figure VIII.6. Ferraillage de fût. 121
Figure VIII. 7. Ferraillage de la semelle..... 122
Figure VIII.8. Ferraillage des pieux. 124
Figure VIII.9. Coupe pour une culée..... 125
Figure VIII.10. Ferraillage Mur frontale. 131
Figure VIII.11. Ferraillage de MGG. 133
Figure VIII.12. Ferraillage de la dalle de transition. 134
Figure VIII.13. Moments à l'ELS suivant XX et YY. 134
Figure VIII.14. Moments à l'ELU suivant XX et YY. 135
Figure VIII.15 . Ferraillage du mur en retour..... 135
Figure VIII.16. Ferraillage de corbeau. 136
Figure VIII.17. Ferraillage de la semelle..... 137
Figure VIII. 18. Ferraillage des pieux. 139

Liste des tableaux

CHAPITRE II : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL .....

Tableau II.1. Les caractéristiques mécaniques du béton. 12
Tableau II.2. Les contraintes admissibles du béton. 13
Tableau II.3. Les contraintes admissibles des armatures passives. 14
Tableau II.4. Les caractéristiques de l'acier de construction. 16
Tableau II.5. Représentatif du calcul des compléments de charges permanentes. 16
Tableau II.6. Les différentes classes de pont en fonction Lr. 17
Tableau II.7. Coefficient a1. 18
Tableau II.8. Coefficient bc. 19
Tableau II.9. Coefficient bt. 20

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau III.1 Récapitulatif du pré dimensionnement de la variante 1. 27
Tableau III.2. Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles de la variante 01. 27
Tableau III.3. Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées de la variante 01. 28
Tableau III.4. Récapitulation du Pré-dimensionnement de la variante 02. 29
Tableau III.5. Récapitulation du Pré-dimensionnement des piles de la variante 02. 30
Tableau III.6. Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées. 30
Tableau III.7. Dimensionnement des poutres métalliques. 32
Tableau III.8. Dimensionnement des pièces de pont. 32
Tableau III.9. Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles de la variante 03. 32
Tableau III.10. Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées de la variante 03. 33
Tableau III.11. Les dimensions des appareils d'appuis retenues V1. 34
Tableau III.12. Résultats de l'analyse modale V1. 34
Tableau III. 13. Résultats de l'analyse modale V1. 35
Tableau III.14. Les dimensions des appareils d'appuis retenues V2. 36
Tableau III.15. Résultats de l'analyse modale V2. 37
Tableau III.16. Résultats de l'analyse modale V2. 38
Tableau III.17. Les dimensions des appareils d'appuis retenues V3 39
Tableau III.18. Résultats de l'analyse modale V3. 39
Tableau III.19. Résultats de l'analyse modale V3. 40
Tableau III.20. Devis quantitatif estimatif de la variante 01. 41
Tableau III.21. Devis quantitatif estimatif de la variante 02. 42
Tableau III.22. Devis quantitatif estimatif de la variante 03 43

CHAPITRE IV : REPARTITION TRANSVERSALE ET LONGITUDINALE DUE AUX SURCHARGES

Tableau IV.1. Poids total de la poutre. 48

Tableau IV.2. Coefficient a1. 49
Tableau IV.3. Coefficient bc. 52
Tableau IV.4. Coefficient δ. 52
Tableau IV.5. Effort de farinage de système de charge A. 58
Tableau IV.6. La position active des poutres. 59
Tableau IV.7. Moment fléchissant de toutes les charges et surcharge. 62
Tableau IV.8. Valeur K0 pour : θ = 0.68 63
Tableau IV.9. Valeur K1 pour : θ = 0.68 63
Tableau IV.10. Valeur Kα pour : θ = 0.68. 64
Tableau IV.11. Valeur de Kα pour chaque poutre. 64
Tableau IV.12. Valeur de Kαmoy pour premier poutre. 65
Tableau IV.13. Valeur de Kαmoy pour la poutre 2. 66
Tableau IV.14. Valeur de Kαmoy pour la poutre 3. 66
Tableau IV.15. Valeur de Kαmoy pour la poutre 4 67
Tableau IV.16. Valeur de Kαmoy pour la 5eme poutres. 67
Tableau IV.17. Valeur de Kαmoy pour les poutres. 68
Tableau IV.18. Valeur de Kαmoy pour les poutres. 69
Tableau. IV.19. Valeur de Kαmoy de chaque poutre pour Mc120. 69
Tableau IV.20. Valeur de Kαmoy de chaque poutre pour surcharges D240. 70
Tableau IV.21. Valeur de moment à l'ELS. 70
Tableau IV.22. Valeur de moment à l'ELU. 71
Tableau IV.23. Valeur de l'efforts tranchant à L'ELS 71
Tableau IV.24. Valeur de l'effort tranchant à L'ELU 71

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau V.1. Dimensionnement de la précontrainte. 72
Tableau V.2. Variation de moment. 73
Tableau V.3. Valeur de Pmin. 73
Tableau V.4. Détermination du nombre de câble. 74
Tableau V.5. Caractéristique de chaque phase de vérification des contraintes. 74
Tableau V.6. Résultats de vérifications des contraintes. 76
Tableau V.7. Tracer des câbles. 77
Tableau V.8. Caractéristique de tracée des câbles. 78
Tableau V.9. Angle de relevage appliqué sur les trois câbles. 79
Tableau V.10. Valeurs des pertes dues aux frottements. 80
Tableau V.11. Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage. 81
Tableau V.12. Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton. 81
Tableau V.13. Valeurs des Pertes par fluage. 83
Tableau V.14. Valeurs des pertes par relaxation. 83

Tableau V.15. Caractéristiques nettes des sections. 84
Tableau V.16. Caractéristiques de chaque phase de vérification. 85
Tableau V.17. Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2. 85
Tableau V.18. Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4. 86
Tableau V.19. Effort de précontrainte. 87
Tableau V.20. Contrainte tangentielle « **τ** ». 87
Tableau V.21. Détermination "βu". 88
Tableau V.22. Tableau de Fressynet. 89

CHAPITRE VI : ETUDE DE TABLIER

Tableau.VI. 1. Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise. 94
Tableau VI.2. Résultats de ferraillage de l'Hourdis. 97

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

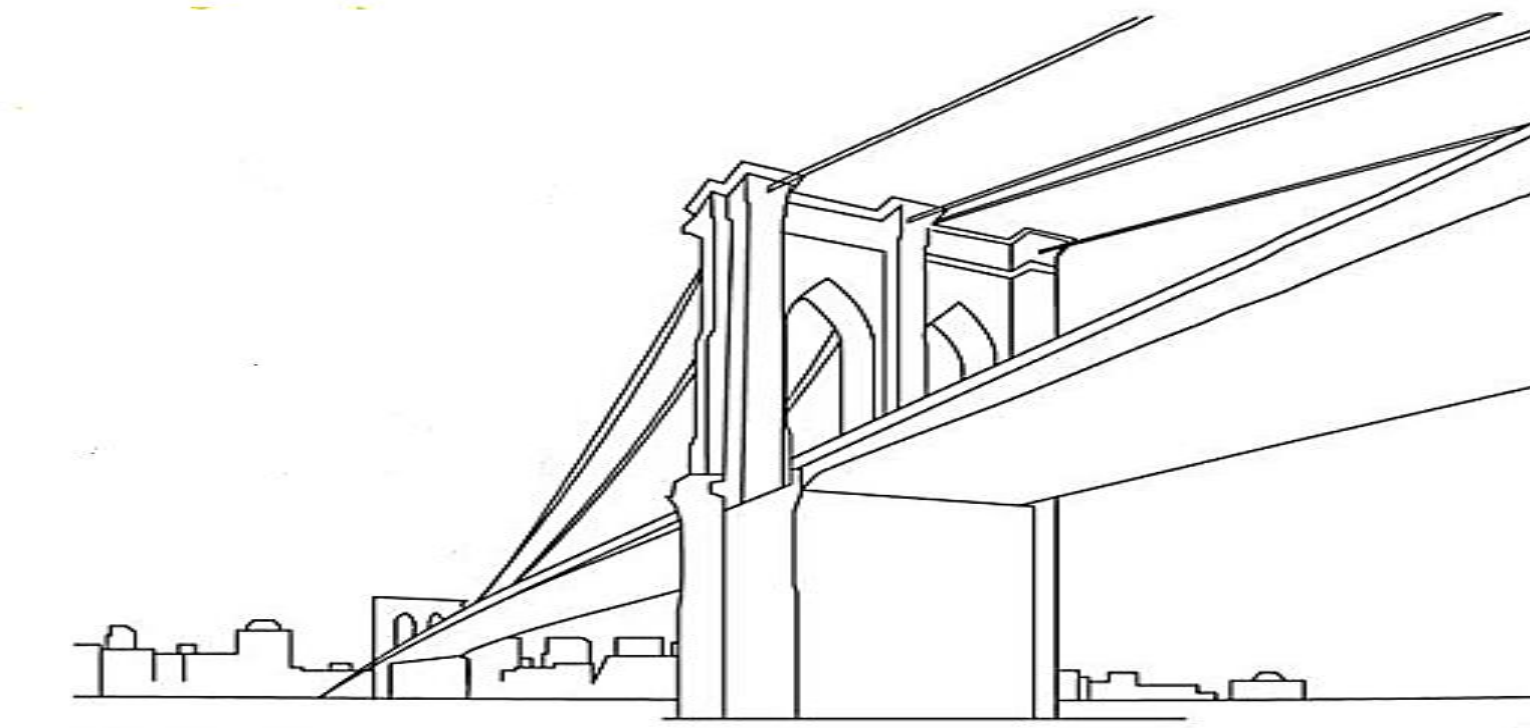
Tableau VII.1. Définition géométrique d'un appareil d'appuis. 100
Tableau VII.2. Raideurs dynamiques longitudinales des appuis. 101
Tableau VII.3. Raideurs dynamiques transversale des appuis. 101
Tableau VII.4. Raideur transversale et longitudinale. 103
Tableau VII.5. Evaluation des déplacements des tabliers dus au séisme. 106
Tableau VII.6. Vérification la stabilité aux flambements. 107
Tableau VII.7. Vérification la distorsion. 108
Tableau VII.8. Modèles des joints Wd. 111

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VIII.1. Implantation et hauteurs des piles. 112
Tableau VIII.2. Vérification du flambement des piles. 113
Tableau VIII.3. Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée. 113
Tableau VIII.4. La combinaison la plus défavorable à l'ELS. 114
Tableau VIII.5. La combinaison la plus défavorable à l'ELU. 114
Tableau VIII.6. Les réactions des combinaisons les plus défavorables. 114
Tableau VIII.7. La capacité portante du sol. 114
Tableau VIII.8. Evaluation des efforts dynamiques. 115
Tableau VIII. 9. Les combinaisons d'action au pied de la pile. 115
Tableau VIII.10. Combinaisons d'action au pied de la pile. 116
Tableau VIII.11. Les réactions sur les pieux. 116
Tableau VIII.12. Réaction des combinaisons dynamiques. 116
Tableau VIII. 13. Ferraillage du chevêtre. 118
Tableau VIII.14. Evaluation du moment de torsion. 119
Tableau VIII.15. Evaluation des efforts pour les fûts. 119
Tableau VIII.16. Les efforts les plus défavorables pour la combinaison ELS. 120

Tableau VIII.17. Les efforts les plus défavorables pour la combinaison ELU. 120
Tableau VIII.18. L'évaluation des efforts à l'ELU et à l'ELS. 120
Tableau VIII.19. Les valeurs du ferraillage longitudinal et transversal des futs. 121
Tableau VIII.20. Les armatures inferieures de la semelle. 122
Tableau VIII. 21. Nombre des pieux sur chaque pile. 123
Tableau VIII.22. Valeurs de WARNER. 124
Tableau VIII.23. Les valeurs retenues par le tableau WARNER. 124
Tableau VIII.24. Valeurs de Moment fléchissant à l'ELU et l'ELS. 124
Tableau VIII.25. Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée. 125
Tableau VIII.26. La combinaison la plus défavorable à l'ELS. 126
Tableau VIII.27. La combinaison la plus défavorable à l'ELS. 127
Tableau VIII.28. La combinaison la plus défavorable à l'ELU. 127
Tableau VIII.29. Les réactions des combinaisons les plus défavorables. 127
Tableau VIII.30. La capacité portante du sol. 127
Tableau VIII.31. Coefficient de la poussée. 128
Tableau VIII.32. Evaluations des efforts dynamiques de la culée. 128
Tableau VIII.33. Evaluations des efforts. 129
Tableau VIII.34. Les combinaisons d'action. 129
Tableau VIII.35. Les réactions des combinaisons. 129
Tableau VIII.36. La capacité portante de sol. 130
Tableau VIII.37. Evaluation des efforts. 130
Tableau VIII.38. Ferraillage MGG. 133
Tableau VIII.38. Sollicitations sur la dalle de transition. 133
Tableau VIII.40. Ferraillage dalle de transition. 134
Tableau VIII.41. Ferraillage du mur en retour. 135
Tableau VIII.42. Calcul du ferraillage de la semelle 137
Tableau VIII.43. Les valeurs retenues par le tableau WARNER. 138
Tableau VIII.44. Valeurs de Moment fléchissant à ELU et ELS. 138

INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance entrainée par l'établissement d'une voie de communication (route, voie ferrée, canal), ou des dispositifs qui retiennent des eaux (digue, barrage). De tels ouvrages sont qualifiés « art » parce que leur conception et leur réalisation nécessite des connaissances et de l'expérience ; et parmi ces constructions, nous avons les ponts.

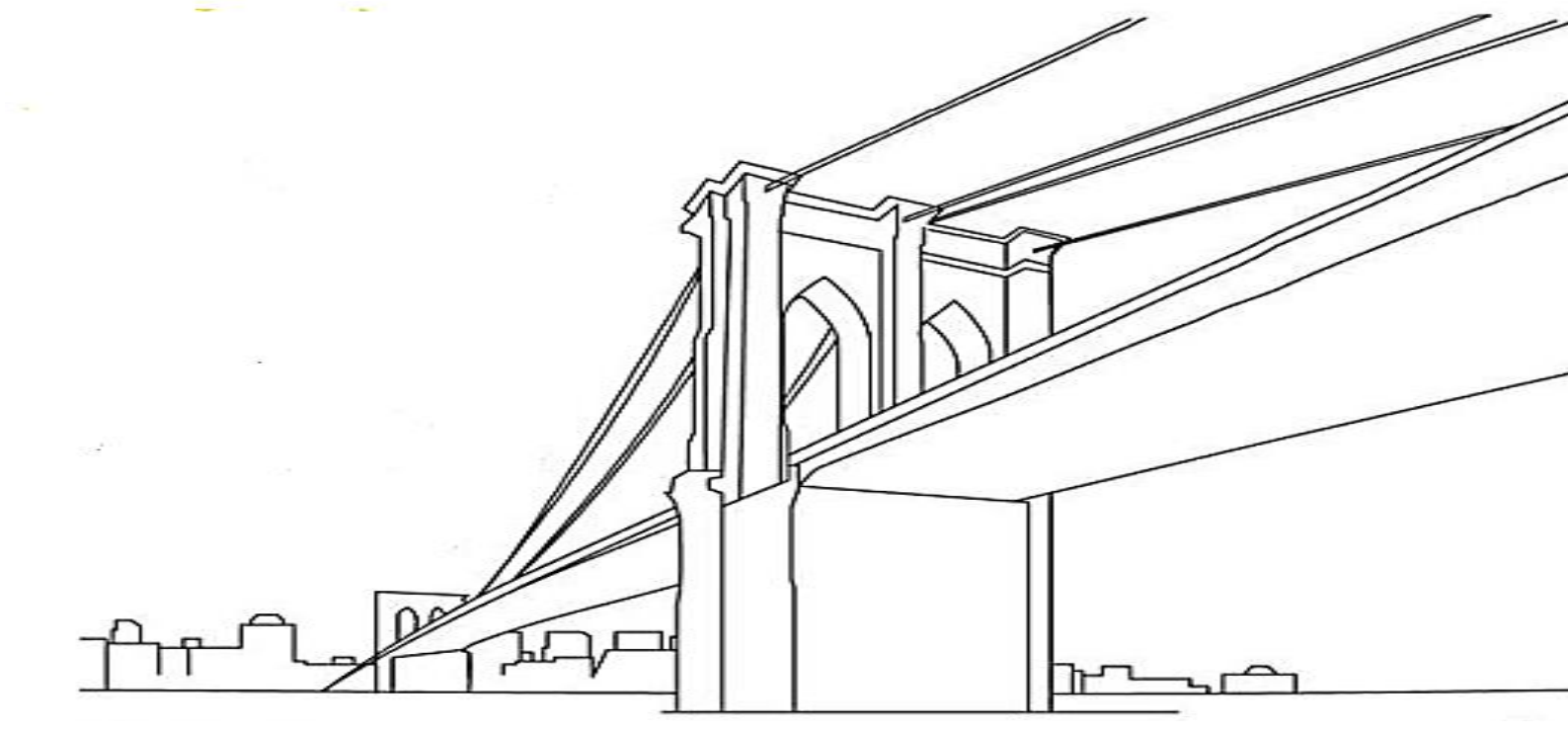
D'une manière générale, les ponts sont des constructions en élévation, qui permettent de franchir des obstacles naturels (vallée, cours d'eau), ou artificiels tels que (route, voie ferré), destinés à offrir du service à des usagers. Les ponts sont, donc d'une grande utilité publique ; c'est pour quoi leur réalisation fait partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du génie civil.

L'objectif de notre travail est de présenter une conception et étude d'un pont type viaduc situés à EL KSEUR willaya de Bejaia (viaduc N°12.1 au PK 34+119.775 au PK 34+264.175), faisant partie du projet de réalisation de la pénétrante Autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'autoroute Est-Ouest sur 100 km.

Ce mémoire est devisé sur plusieurs chapitres :

- Dans les trois premiers chapitres on a fait la description de l'ouvrage et toutes les données fonctionnels et naturelles constituant notre projet et sa conception.
- Le quatrième et cinquième chapitre a été consacrée à l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage et l'étude de la précontrainte.
- Le sixième chapitre a été focalisé à l'étude du tablier.
- Le septième chapitre a été consacré sur l'étude sismique et dimensionnement des équipements.
- Le dernier chapitre, on finalise avec l'étude de l'infrastructure en fonction des caractéristiques du sol.
- On clôture notre travail par une conclusion dont on fait une synthèse générale.

GENERALITE



I. INTRODUCTION

Le pont est un élément singulier du réseau routier ou ferroviaire, dont la défaillance a des répercussions sur l'ensemble du réseau et engendre des coûts matériels importants. Le coût perdu par les usagers à cause de mauvais fonctionnement de celui-ci a des conséquences sur l'économie du pays.

II. EVOLUTION DES PONTS

Les premiers ponts étaient réalisés avec des matériaux naturels comme les lianes, les troncs d'arbres, les dalles de pierre. Les ponts en pierre ont été construits par les Romains puis ces matériaux ont évolué à la fin du XIX^{ème} siècle grâce à l'apparition de la fonte, du fer et de l'acier. Ces matériaux vont donc pouvoir développer de nouvelles techniques, comme la suspension, tout cela va conduire à des recherches qui pourront permettre d'abaisser les arcs, d'alléger les piles. A la première moitié du XX^{ème} siècle le béton armé est apparu puis après la guerre c'est le béton précontraint qui est arrivé.

III. GENERALITES SUR LES PONTS

Le pont se compose en général de trois parties principales : la superstructure, l'infrastructure et les éléments d'appui. Il peut être construit en différents matériaux. Les premiers ponts furent en bois. Actuellement on rencontre plutôt des ponts métalliques, des ponts en béton armé et des ponts en béton précontraint.

IV. LES ELEMENTS PRINCIPAUX DES PONTS

Un pont comporte généralement trois catégories d'éléments : les fondations, les appuis et le tablier. Ainsi que les appareils d'appui.

Tablier : C'est un élément sur lequel repose la voie de circulation. Il comprend la couverture(revêtement) et la partie de l'ossature sensiblement horizontale située sous la voie portée. Le tablier comporte essentiellement des dalles. En plus, il peut comporter des poutres principales et des éléments secondaires (des entretoises).

Appuis : Ils supportent l'ouvrage jusqu'au niveau des fondations. On distingue deux types d'appuis : les culées, qui sont les appuis extrêmes, et les piles, qui sont les appuis intermédiaires. Un appui peut être composé par un ou plusieurs voiles ou par des colonnes surmontées par un chevêtre.

Les appareils d'appui : le tablier repose sur les appuis à l'aide des appareils d'appui qui permettent le déplacement horizontal et vertical du tablier sous l'effet des charges. Les appareils d'appui les plus employés de nos jours sont en élastomère fretté.

Fondation : C'est un système au moyen duquel l'ouvrage repose sur le sol et lui transmet les charges qu'il reçoit.

V. CLASSIFICATION DES PONTS

La classification des ponts peut être différente selon le critère de classement

- Selon les matériaux de construction.
- La mobilité de pont.

– Selon la vue en plan :

Pont droit : Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec les lignes d'appui transversales, le pont est droit géométriquement. Dans le cas où l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec l'axe de la voie franchie, on dit que l'angle de franchissement est droit.

Pont biais : Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle biais avec les lignes d'appui transversales, il s'agit d'un biais géométrique. S'il existe un angle biais entre les axes longitudinaux du pont et de la voie franchie, on parle d'un biais de franchissement est droit.

VI. LES TYPES DES PONTS EXISTANTS

Pont à voute :

Ce sont les premiers ponts durables réalisés. Ils ne travaillent qu'en compression. La voûte est constituée de pierres rayonnantes, comprimées sous la charge des véhicules empruntant le pont. Les efforts se répartissent sur les piles et sur les culées à chaque extrémité.

Pont a poutre :

La structure peut être assimilée à une poutre droite. Image de la simplicité, il travaille en flexion.

Pont arc :

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.

VII. COMPORTEMENTS SISMIQUES SUR LES PONTS

La réponse des ponts soumis à des excitations de tremblement de terre peut être calculée en utilisant soit l'analyse linéaire ou l'analyse non linéaire. L'ancienne génération des codes de conception est basée sur la méthode de la force élastique équivalente. Dans d'autres codes plus sophistiqués on peut trouver également la méthode de superposions modale spectrale ou temporelle. Par ailleurs, les récents tremblements de terre majeurs ont montré la nécessité d'utiliser des méthodes de calcul dynamique de plus en plus précises. La prise en compte des non linéarités géométriques et matérielles, est devenue alors évidente. L'évaluation exacte du comportement sismique non linéaire des structures est très complexe. Pour avoir une bonne approche sur leur comportent réel, il est important d'avoir une modélisation adéquate ainsi qu'une bonne estimation de l'intensité sismique. Dans ce chapitre on présente des notions générales et quelques définitions de base pour l'analyse dynamique non linéaire des structures.

VIII. ANALYSE DE LA REPONSE SISMIQUE DES PONTS :

Une structure réelle est toujours soumise à des charges verticales qui représentent les charges permanentes et qui se combinent aux actions horizontales représentant généralement les charges sismiques. Pour une direction précise de l'effort horizontal, des moments ultimes s'ajoutent aux droits des zones critiques dites - pour le moment – zones de plastification et qui s'accumulent jusqu'à obtenir un mécanisme (la ruine), qui s'appelle les rotules plastique.

- **Critère de ruine en rotation** :

Les phénomènes observés lors de la ruine par flexion des structures élancées montrent, au niveau local des sections endommagées, trois phases principales : la fissuration de la section,

la plastification des aciers et enfin la ruine de la section qui se traduit par l'écrasement du béton en compression.



Figure 1. Pont effondré à la suite du séisme Iwate-Miyagi Nairiku, Japon (2008) (Wiki Commons).



Figure 2. Pont effondré à la suite du séisme Iwate-Miyagi Nairiku, Japon (2008) (Wiki Commons).

IX. LES APPUIS PARASISMIQUES

Beaucoup de type d'appuis parasismique existe sur le marché de travaux publics, d'autre sont resté au stade d'étude théorique, la différence entre ces types c'est leur mode de fonctionnement qui nous permet de les classer dans les catégories suivantes :

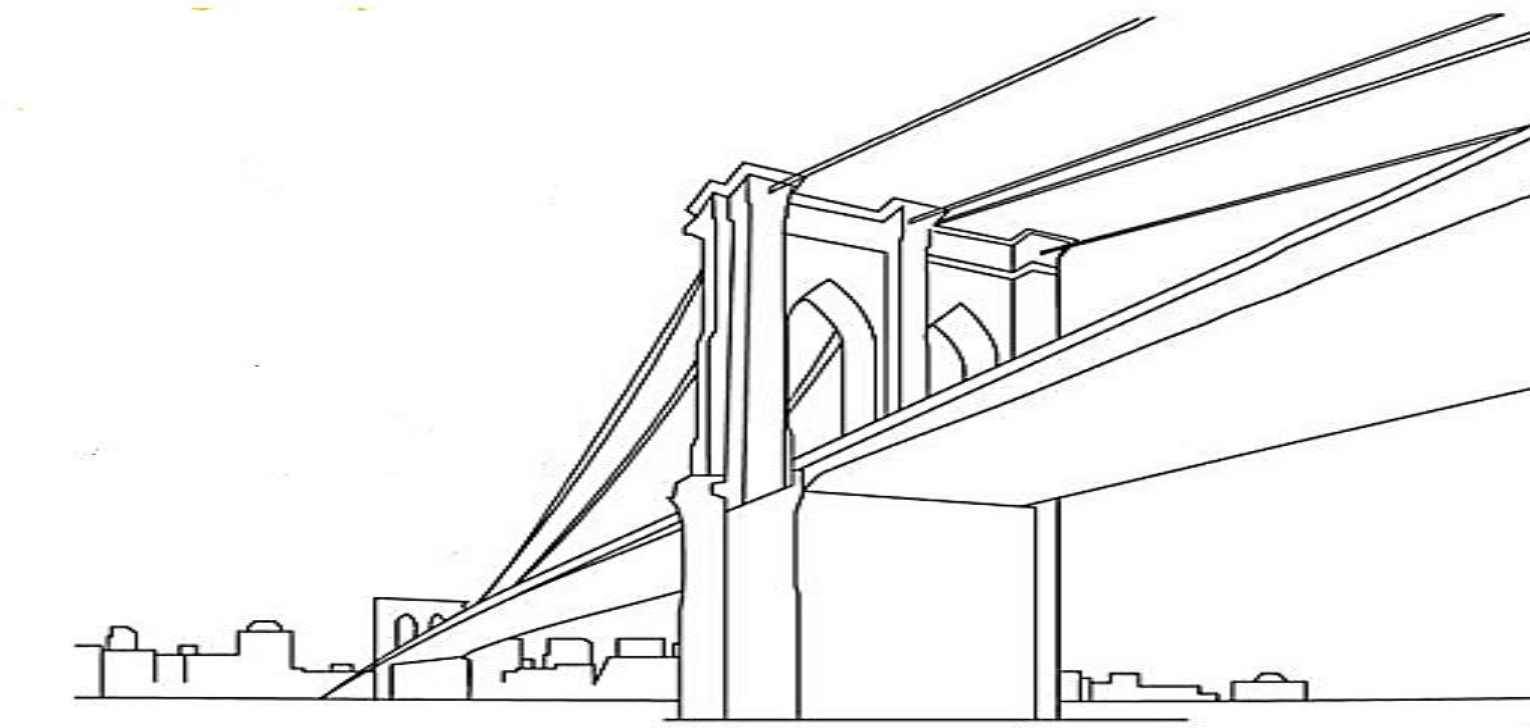
- Les Appuis en Élastomères.
- Élastomère Fretté
- Élastomère Frettée avec noyau de plomb

X. CONCLUSION

Cette généralité présente une petite contribution par rapport à un thème de recherche aussi vaste que compliqué.

Chapitre I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE



I.1. INTRODUCTION

Le pont est un ouvrage d'art routier, destiné à permettre le franchissement d'un obstacle (cours d'eau, voie de communication...) en passant par-dessus. Un pont peut supporter une route, une voie ferrée, un canal ou une canalisation. La construction d'un pont est devenue indispensable pour franchir de nouvelles voies de communication infranchissables de manière simple ou dangereuses pour les usagers.

L'étude de ces différents types de pont peut être commencé que lorsque toutes les données relatives aux franchissements sont réunies, afin de permettre au concepteur de choisir la conception la plus adaptée et pour cela on présente dans ce chapitre les différentes données de cet ouvrage.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.2.1. Objectif du projet

Notre travail consiste à faire une conception et une étude du viaduc 12.1, il servira au franchissement de deux lignes ferroviaires, une existante et l'autre sera réalisée prochainement, la longueur totale de l'ouvrage est environ 144.40 m.

I.2.2. Situation du site

L'ouvrage s'inscrit dans le cadre du projet de la pénétrante autoroutière reliant le port de Béjaïa à l'autoroute Est-Ouest sur 100 Km, le projet se situe du PK 34+119.775 au PK 34+264.175.

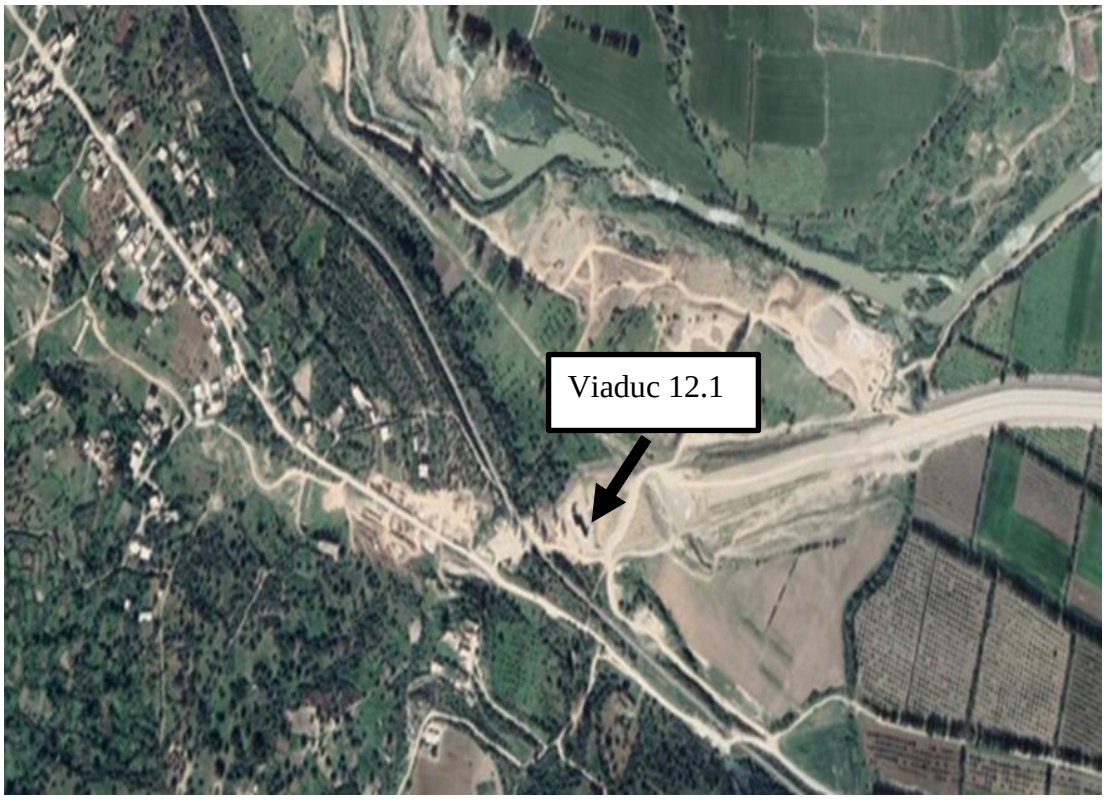


Figure I.1. Implantation de l'ouvrage sur Google Maps.

I.2.3. L'obstacle à franchir

Les obstacles franchis par l'ouvrage sont les deux axes ferroviaires, soit une existante et une autre sera réalisée prochainement.

I.3. LES DONNEES DU PROJET

I.3.1. Les données fonctionnelles

Les données fonctionnelles sont des caractéristiques qui permettent d'assurer la fonction de l'ouvrage de franchissement a sa mise en service.

Tracé en plan, profil en travers et le profil en long sont les trois éléments qui permettent de caractériser la géométrie de la voie.

I.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage est un pont d'une longueur de 144.40 m et d'une largeur droite de 15.60 m, par sens. Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. Les contraintes à franchir présente un angle biais de 70^{o} par rapport à l'axe de la nouvelle liaison autoroutière.

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Début de l'ouvrage : PK 34+119.775.
- Fin de l'ouvrage : PK 34+264.175.

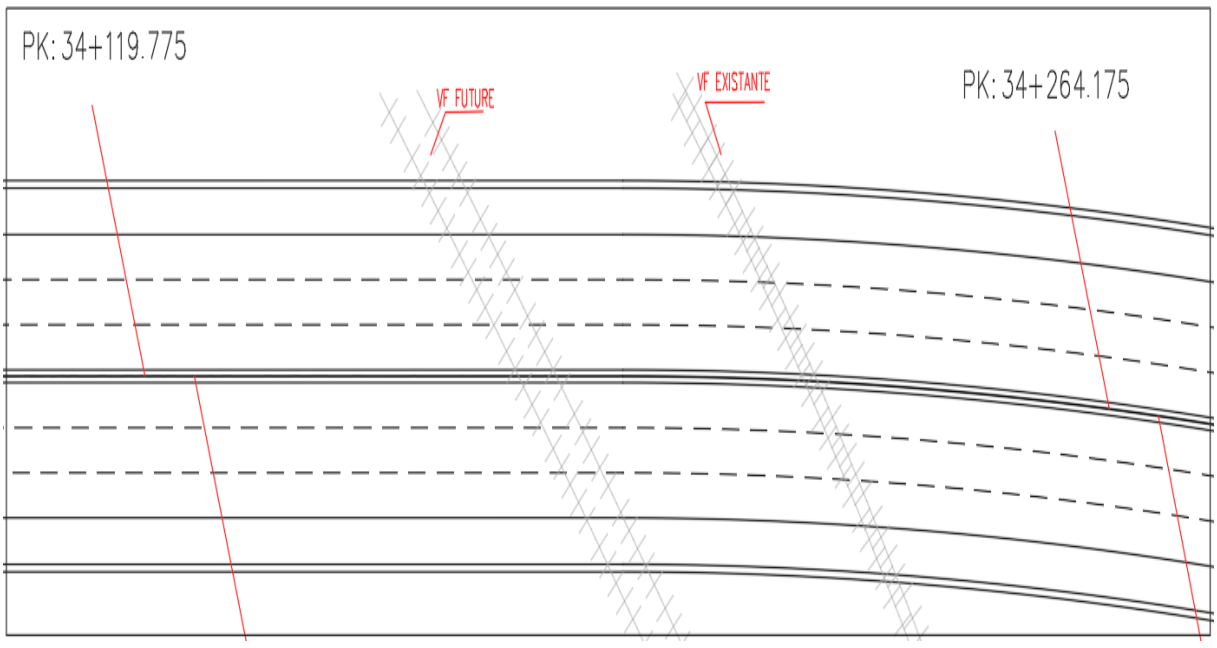


Figure I.2. Tracé en plan de la voie portée.

I.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement le tracé de la voie routier présente les caractéristiques suivantes :

- Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles.
- L'ouvrage avec une longueur de 144.40 m et une pente longitudinale de 5 %.

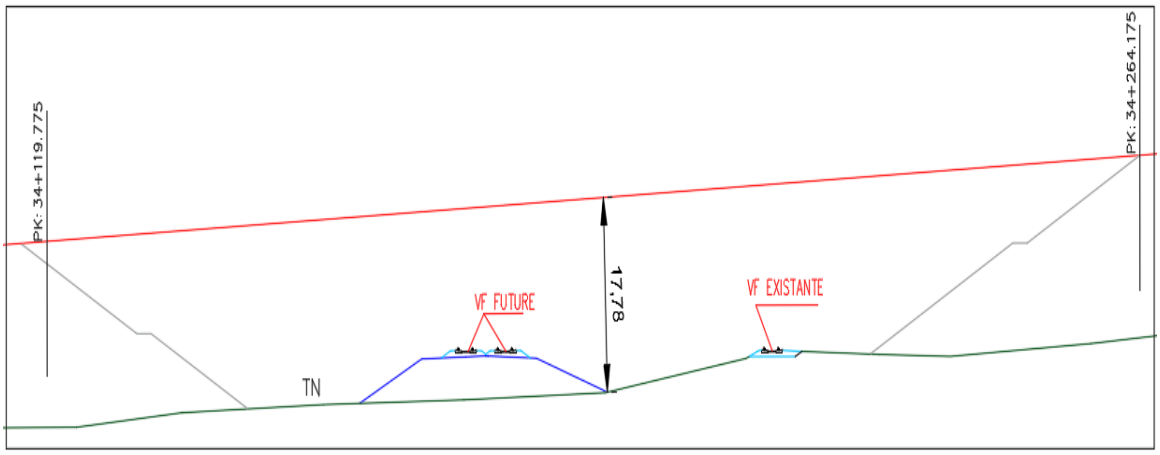


Figure I.3. Profil en long de la voie portée.

I.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 :

- La largeur totale du tablier est 15.60 m.
- La chaussée de quatre voies de 3.5 m (trois voies de la circulation et une voie BAU).
- La pente versant est de 2.5%.
- Deux glissières de sécurité.

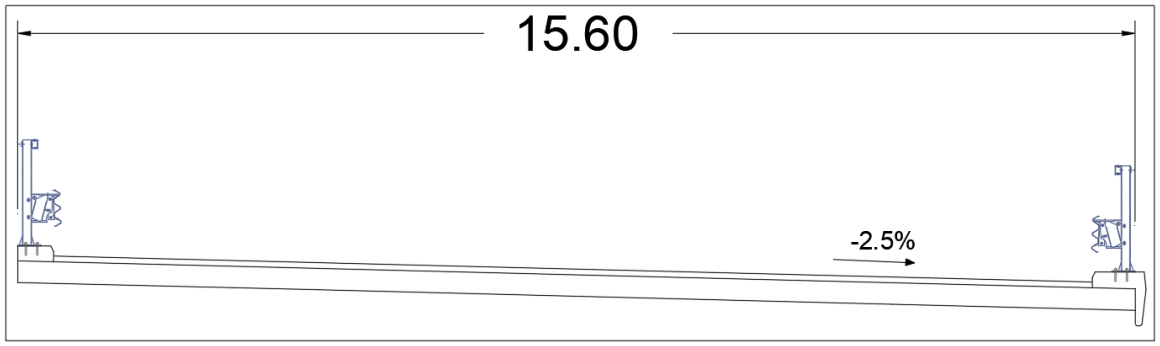


Figure I.4. Profil en travers de la voie portée.

I.3.2. Les données naturelles

I.3.2.1. Topographie

D'après le levé topographique et les photos satellitaires on trouve que le projet est implanté dans une zone plate.



Figure I.5. Une photo satellitaire.

I.3.2.2. Géotechnique

La géotechnique joue un rôle essentiel dans l'acte de construire dans le génie civil. Un ouvrage ne peut être fiable que lorsqu'il arrive à tenir sur le sol qui est destiné à le supporter. Un programme géotechnique a été défini par le laboratoire des travaux publics d'EST. Le terrain a été étudié à l'aide des moyens suivants :

- Deux sondages carottés de 20 m de profondeur notés SC1et SC2, dans le but de :

  Déterminer la nature du sous-sol.
  Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches.
  Prélever des échantillons pour réaliser des essais en laboratoire.

- Quatre sondages pressiométriques de 20 m de profondeur chacun notés PR1 à PR4, avec un essai à chaque 1 m afin de connaître :

  Les déformations du sous-sol selon les paliers des contraintes.
  La nature des couches traversées par la tarière hélicoïdale.
  Prélever des échantillons pour réaliser des essais au laboratoire.

- **Sondage carotté :**

Les sondages carottés montrent que le terrain étudié est constitué essentiellement par des alluvions fines (formées de limons et sables) et des brèches de pentes consolidées (basses terrasses) surmontant une formation d'alluvions grossières (galets et cailloutis) (**ANNEXE A**).

- **Sondages pressiométriques :**

La reconnaissance géologique a été suivie par la mesure des caractéristiques mécaniques du sol aux différentes profondeurs. Ces essais ont permis de mesurer les paramètres suivants :

- Module pressiométrique E.
- Pression de fluage Pf.
- Pression limite Pl.

Les valeurs des caractéristiques pressiométriques E et Pl dans les différents sols rencontrés varient, généralement, comme suit :

- Alluvions fines et bèches de pentes : 3 bars < Pl < 15 bars et 20 bars < E < 317 bars.
- Alluvions grossières : 16 bars < Pl < 48.1 bars et 210 bars < E < 679 bars.

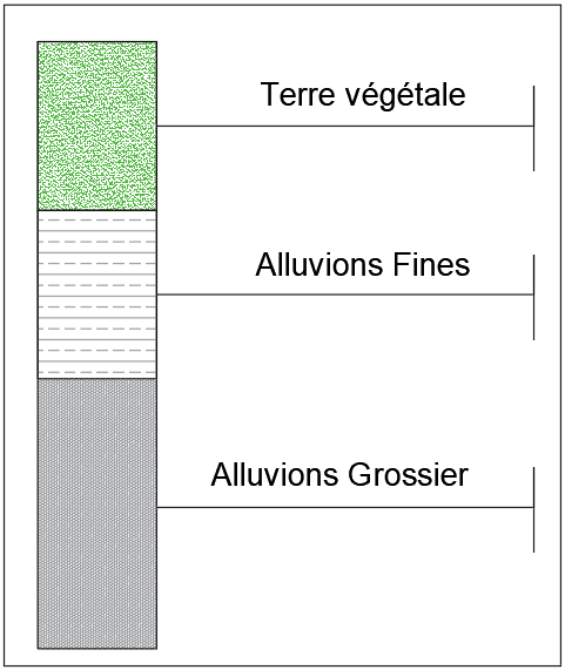


Figure I.1. Coupe lithologique.

I.1.1.1. Sismicité du site

La sismicité est déterminée selon les règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

- **Classification de la zone sismique : d'après l'article 3.1.1 du RPOA2008**

La carte de zonage sismique (figure 3.1 du RPOA), révèle l'appartenance de la région de Béjaïa à la zone sismique moyenne IIa.

- **Classification du pont : d'après l'article 2.2 du RPOA2008**

Selon la norme citée les ponts franchissant ou longeant de grandes liaisons d'aménagement du territoire sont classés dans le groupe 2, à savoir des ponts importants.

- **Coefficient d'accélération de zone « A » : d'après l'article 3.1.2 du RPOA2008**

Le coefficient d'accélération de zone « A » est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Selon le tableau 3.1 du RPOA, ceci correspond à A = 0.20g.

I.1.1.2. Climatologie

- **Température :**

Un climat tempéré chaud est présent à Béjaia, la variation saisonnière de température est entre -15° et +35°.

- **Neige :**

Béjaïa est une ville côtière donc les effets de la neige ne sont pas prés en considération dansles calculs.

- **Vent :**

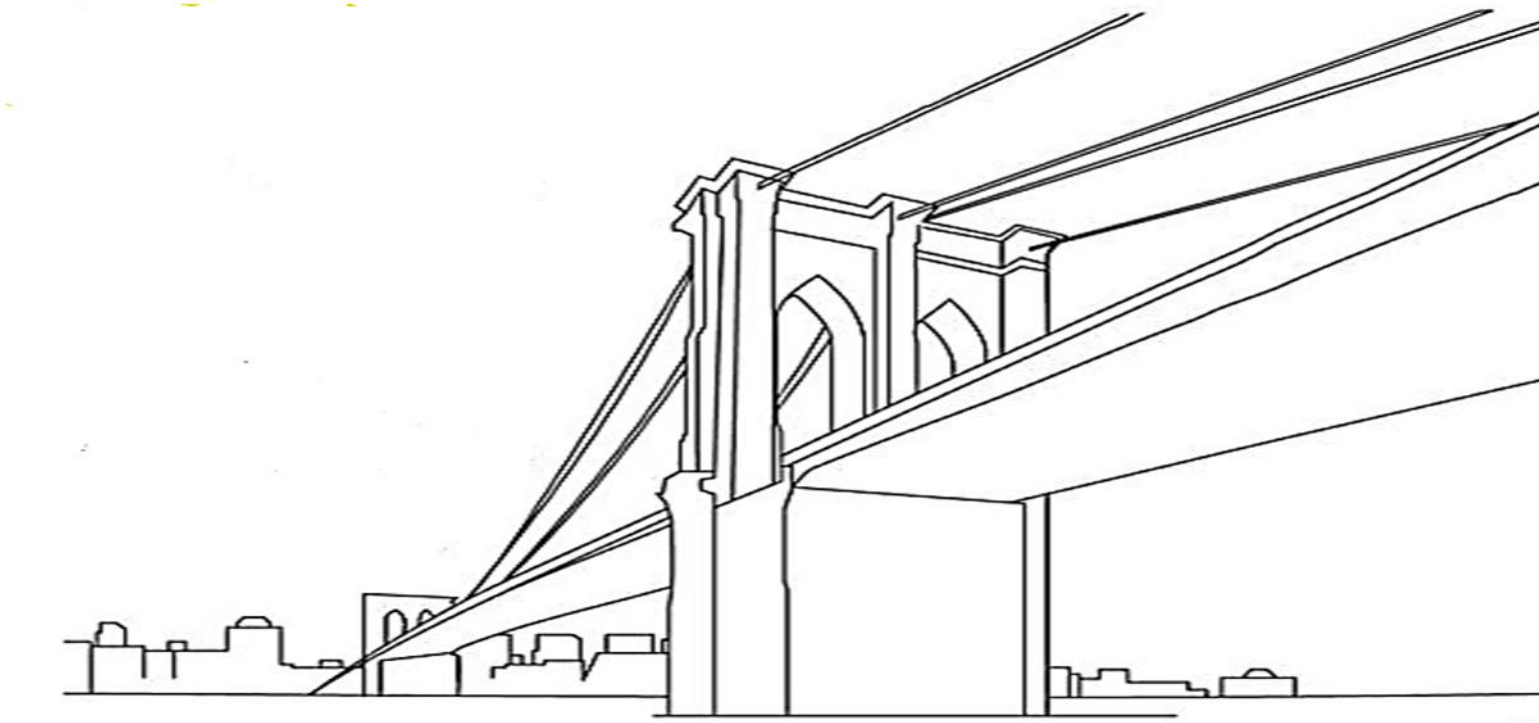
Les efforts engendrés sur la structure par le vent, sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de 2 kN/m^2.

I.4. CONCLUSION

L'étude du site d'implantation de l'ouvrage est une étape cruciale, il faut bien considérer l'environnement et les obstacles à franchir (les données naturelles et fonctionnelles) avant de commencer la conception et l'étude de l'ouvrage lui-même.

Chapitre II

EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL



II.1. INTRODUCTION

Pour commencer les études pour la réalisation d'un pont dans un site donné, il est indispensable de connaitre les principaux types des structures et leurs fonctionnements. Un pont est un ouvrage d'art qui est construit avec une exigence de qualité, de sécurité et de résistance. Et pour garantir cela l'ingénieure doit respecter les normes et les règles de l'art. Constituant un référentiel technique tel que : Eurocode, BAEL91...

Mais le respect des règles et des normes n'est pas suffisant, l'ingénieure doit étudier au-delà la codification traditionnelle, le comportement dynamique sous l'effet de plusieurs facteurs tel que le vent et les séismes.

II.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- **Règles BAEL 91 révisées 99 :** règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et de constructions en béton armé.
- **Règles de BPEL 91 :** règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et de constructions en béton précontraint.
- **Eurocode 3 :** calcul des structures en acier.
- **RPOA 2008 :** pour déterminer les actions sismiques.
- **RCPR :** règles définissants les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routiers, pour le calcul des actions dues à l'intervention d'un convoi routier et les actions thermiques.
- **Eurocode 8 :** calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- **Eurocode 7 ; fascicule 62 titre 5** : regèles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages en génie civil.

II.3. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II.3.1. Béton

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillon) agglomérés par un liant (un liant est un produit liquide qui agglomère des particules solides sous forme de poudre...).

Tableau II.1. Les caractéristiques mécaniques du béton.

	Elément	**Type**	f_{c28} **(MPa)**	f_{t28} **(MPa)**
Superstructure	Tablier	C 35/45	35	2.7
Infrastructure	Propreté	C 16/20	16	1.56
	Pieux	C 25/30	27	2.22
	Fondations	C 25/30	27	2.22
	Elévations	C 25/30	27	2.22

- **Résistance à la compression :**

C'est la caractéristique essentielle du béton, elle est mesurée à l'âge de 28 jours noté f_{c28}, dans notre cas on opte :

f_{c28} = 27 MPA pour le béton de l'infrastructure.

f_{c28} = 35 MPA pour le béton de superstructure.

La caractéristique du béton à la compression à « j » jours d'âge est donné par :

$$f_{cj} = \begin{cases} \dfrac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPA} \\ \dfrac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPA} \end{cases}$$

- **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction est liée à la résistance de la compression :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj} \text{ (MPa)}$$

- **Contrainte admissible à la compression :**

ELU :

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b) \text{ (MPa)}$$

Il est a noté que le coefficient θ dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée, tel que :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24h \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24h \\ \theta = 0.85 & \text{si } t < 1h \end{cases}$$

Aussi, le coefficient γ_b étant un coefficient réducteur de résistance, il prend les valeurs :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{en situation durable.} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{en situation transitoire.} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

ELS :

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPA)}$$

Tableau II.2. Les contraintes admissibles du béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPA)	$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
		$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.3
ELS	f_{bc} ($\overline{\sigma_{bc}}$) (MPA)		21	16.2

- **Déformation du béton :**

Longitudinalement :

Le module de déformation longitudinale du béton "E_{ij}" défini par les règles B.A.E.L est comme suit :

$$\begin{cases} \mathbf{E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}}, \text{ Module de déformation instantanée du béton} < 24\text{h}. \\ \mathbf{E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}}, \text{ Module de déformation sous chargement de langue durée.} \end{cases}$$

Transversalement :

Selon la loi de Hooke, la formule du module d'élasticité transversale est :

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

Avec **ν** étant le coefficient de poisson représenté par le rapport entre la déformation latérale et déformation longitudinale, tel que :

$$\begin{cases} \nu = 0.2 \text{ à l'état limite de service.} \\ \nu = 0.3 \text{ à l'état limite ultime (plasticité).} \end{cases}$$

II.3.2. Armatures

- **Armatures passives :**

Le type d'armatures choisies est un acier à haute adhérence de nuance Fe E500 qui présente les caractéristiques suivantes :

- Nuance FeE500.
- Limite d'élasticité Fe = 500 MPA.
- Module de déformation élastique Es = 2.1×10^5.

La contrainte admissible :

Cette contrainte limite dépend de type de la fissuration et de cas de situation à l'état limite ultime la contrainte $\boldsymbol{\sigma_s}$, et le tableau ci-dessous :

Tableau II.3. Les contraintes admissibles des armatures passives.

Fissuration	Formule de la contrainte limite		Valeur obtenue (MPa)	
			Super	Infra
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire : γs = 1.15	434.78	434.78
		S-Accidentelle : γs = 1	500.00	500.00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{\frac{1}{2} \times f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$,n = 1.6 pour HA		250.00	250.00
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0.4 \times f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$ n = 1.6 pour HA		200.00	200.00

- **Armatures actives :**

Les armatures actives sont des câbles à très haute résistance dont la fabrication nécessite différents traitements thermomécaniques ainsi qu'une augmentation du taux de carbone par rapport aux aciers classiques.

Les câbles Freyssinet sont définis comme suit :

- Un chiffre indiquant le nombre de torons constituant le câble.
- La lettre T signifiant qu'il s'agit d'un câble à torons.
- Un second chiffre définissant le type de torons.

Les armatures de précontraintes choisies sont constituées de torons T15 TBR (très basse relaxation) qui présentent les caractéristiques suivantes :

- Résistance ultime : f_{prg} = 1770 MPA.
- Limite élastique : f_{peg} = 1416 MPA.
- Module d'élasticité : E_p = 190000 MPA.
- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron}$ = 140 mm².
- Diamètre du gain : Φ = 80/100 mm.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1000 heures : ρ = 2.5 %.
- Coefficient de recul d'encrage : g = 2 mm.

Classe de justification de la précontrainte :

Classe II : cette classe admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

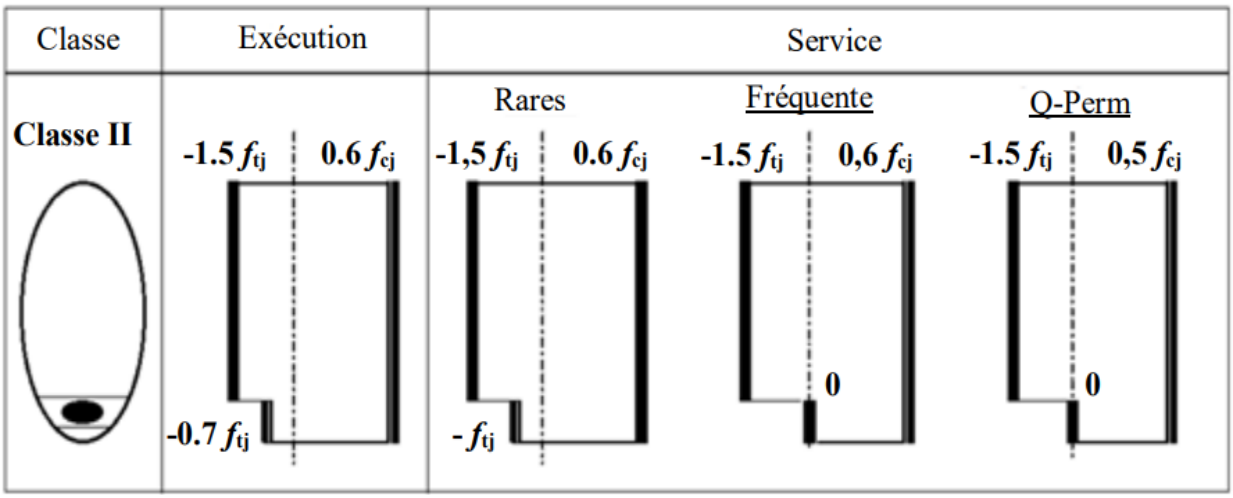


Figure II.1. Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte.

- **Acier de construction métallique :**

Caractéristiques mécaniques :

Les aciers de construction doivent répondre à certaines exigences concernant leurs propriétés mécaniques, la résistance (résistance élastique et résistance à la traction), la ductilité, l'énergie de rupture et la soudabilité. Ceux qui ont été choisis pour le projet présentent des propriétés mécaniques qui sont indiquées dans la table ci-dessous :

Tableau II.4. Les caractéristiques de l'acier de construction.

	Type	**f_y (MPa)**	**f_u (MPa)**
Acier en poutres et charpente métallique e ≤ 40 mm	S355	355	510
Acier en poutres et charpente métallique e > 40 mm	S355	355	470
Profilés métalliques	S355	355	510 (e ≤ 40 mm)
			470 (e > 40 mm)
Acier pour connecteurs	S235	235	450
Boulons	Nelson	350	450

II.4. EVALUATION DES ACTIONS

II.4.1. Evaluation des actions hors trafic

- **Actions permanentes :**

Les charges permanentes sont les charges appliquées par les éléments porteurs de la structure elles se définissent par leur poids propre de la structure. Le calcul de ces charges se fait automatiquement avec un logiciel de calcul de structures.

Calcul des compléments des charges permanants (CCP) :

Les compléments de charges permanentes représentent le poids propre des installations fixes et équipements de la plateforme de la voie portée par l'ouvrage définie dans le chapitre précédent.

Tableau II.5. Représentatif du calcul des compléments de charges permanentes.

Tableau. II. 1Elément	**La densité γ (KN/m^3)**	**La charge répartie (KN/m^2)**	**Nombre d'élément**	**La charge (KN/ml)**
Le revêtement	24.00	2	1	27.84
Corniche	25	-	1	2.35
Trottoirs	25	5.5	1	6.5
Garde- corps		-	2	2
CCP	CCP = 38.67 KN/ml			

II.4.2. Evaluation des actions due au trafic

II.4.2.1. Système de charge à considérer

D'après la norme RCPR les surcharges à considérer :

- Charges civiles : A(L), Bc, Bt, Br.
- Convoi militaire : Mc120.
- Convoi exceptionnel : D240.

II.4.2.2. Caractéristiques du pont

- **Larguer roulable :**

La larguer roulable est définie comme la largeur comprise entre les deux dispositifs de retenus ou bordures, pour notre pont Lr = 14.50 m.

- **Largeur chargeable :**

$$Lc = Lr - 2\times 0.5$$

Donc : $Lc = 14.50 - 2\times 0.5 = 13.50m$

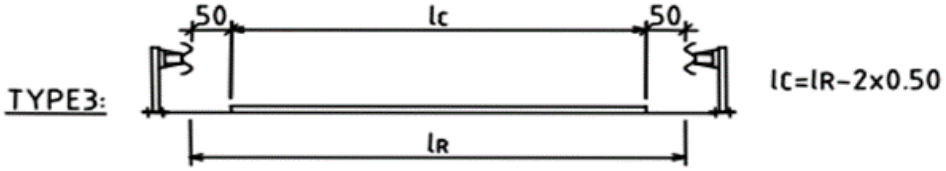


Figure II.2. Largeur chargeable et roulable.

- **Classe de pont :**

Les ponts routiers sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination qui est donnée par le tableau ci-dessous :

Tableau II.6. Les différentes classes de pont en fonction L_r.

La largeur roulable (m)	La classe de pont
Lr ≥7	Premier classe
5.5 < Lr ≤ 7	Deuxième classe
Lr ≤ 5.5	Troisième classe

Notre pont a une larguer roulable de 14.30m >7m donc il est de **première classe.**

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

$$N = \frac{Lc}{3} = \frac{13.50}{3} = 4$$

- **Largeur de la voie :**

$$L_v = \frac{Lc}{N} = \frac{13.50}{4} = 3.37 \text{ m}$$

II.4.2.3. Système de charge AL

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus de 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(L) donnée ci-après par les coefficients résultant dans le tableau ci-dessous :

$$\mathbf{A(L) = 2.30 + \frac{360}{L+12}}$$

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

$A = a_1.a_2.A(L)$.

Tableau II.7. Coefficient a_1.

	Nombre de voies chargées				
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	-	-	-

$$\mathbf{A1 = max \begin{cases} a1\ A(l) \\ 4 - 0.002L \end{cases}}$$ $a_2 = v_0/v$, pour : v est la largeur d'une voie, $v_0 = 3.5$

- **Calcul de A (L) distribué sur un certain nombre de voies :**

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

II.4.2.4. Système de charge B

Le système de charge B comprend trois cas distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système Bc se compose de camions types (300 KN).
- Le système Br se compose d'une roue isolée (100 KN).
- Le système Bt se compose de groupe de deux essieux dénommés essieux-tandems (160 KN).
- Les deux premiers systèmes Bc, Br s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1^{ére} et 2^{éme} classe.

- **Système de charge Bc :**

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatique**.**

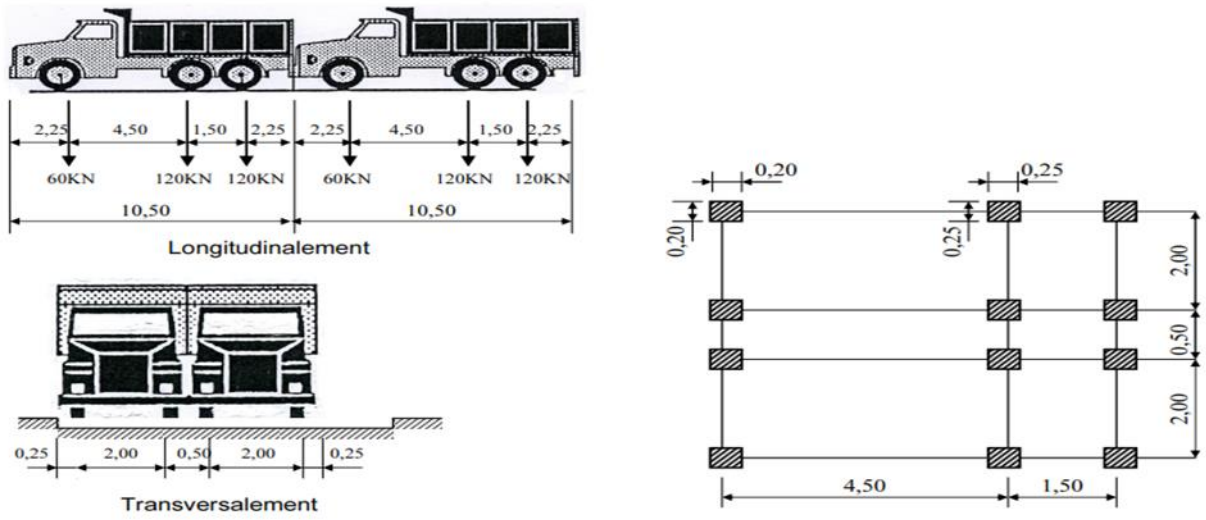


Figure II.3. Système de chargement Bc.

Tableau II.8. Coefficient bc.

	Nombre de voies chargées				
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	-	-	-

- **Système de charge Bt :**

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques.

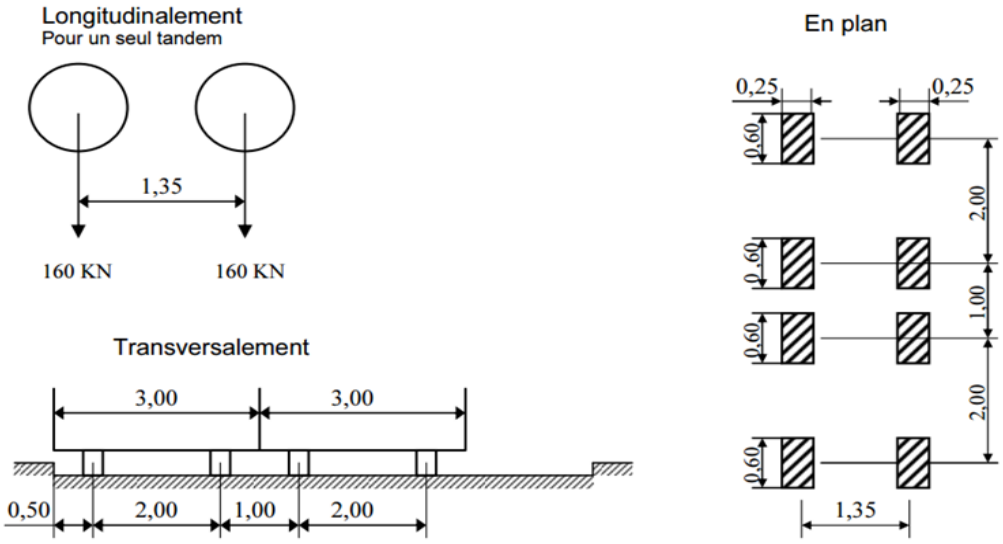


Figure II.4. Système de chargement Bt.

Tableau II.9. Coefficient bt.

Classe de pont	bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Notre pont est de première classe donc : bt =1.2

II.4.2.5. Charge militaire Mc120

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 1100 KN.
- Longueur d'une chenille : 6.10 m.
- Largeur d'une chenille : 1.00 m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30 m.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité avec un espacement de 30.5 m. véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles.

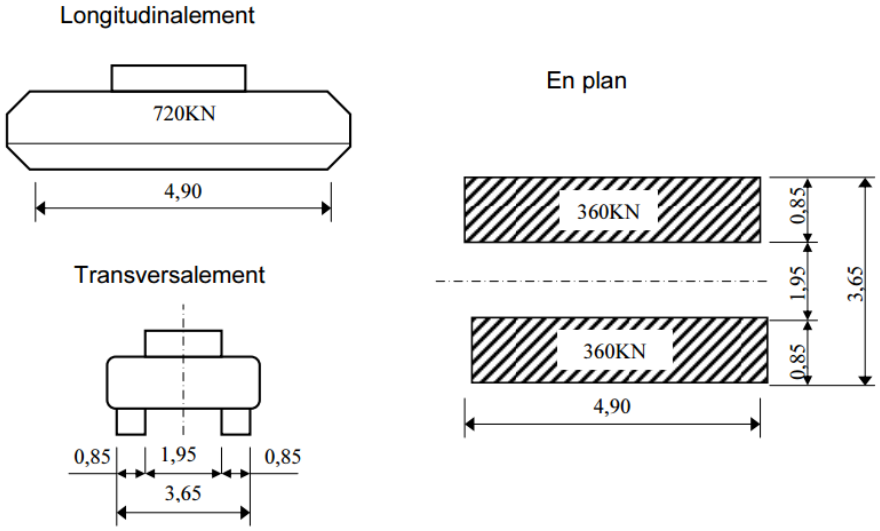


Figure II.5. Système de chargement Mc120.

II.4.2.6. Calcul des coefficients de majoration dynamique

Ce coefficient est déterminé par la formule suivante :

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

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
G : sa charge permanente.
S : sa charge maximale de B.

II.4.2.7. Charge exceptionnelle D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20 m de large et de 18.60 m de long.

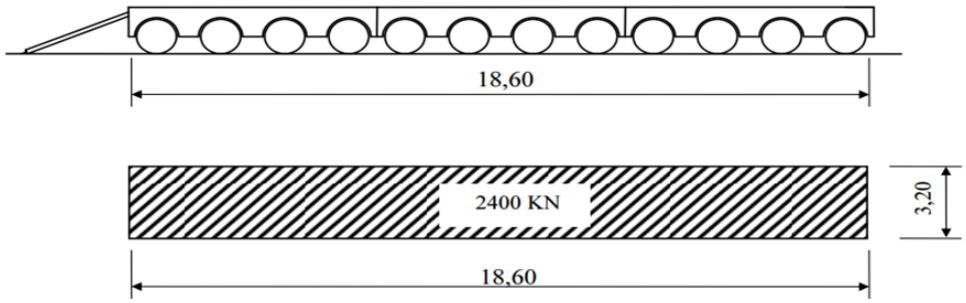


Figure II.6. Convois type D240.

II.5. COMBINAISONS DES CHARGES STATIQUES

Afin de déterminer les efforts maximaux dans les cas les plus défavorables, on combine les actions calculées précédemment suivant RCPR, et on aura les combinaisons aux états limites suivantes :

- **Combinaisons de charge à ELU fondamentale :**

  $1.35G + 1.07 \times 1.5 \times (Bc + st) + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

  $1.35G + 1.07 \times 1.5 \times (AL + st) + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

  $1.35G + 1.07 \times 1.5 \times (Bt + st) + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

  $1.35G + 1.35 \times D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

- **Combinaisons de charge à ELS rare :**

  $G + 1.2Bc + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

  $G + 1.2AL + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

  $G + 1.2Bt + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

  $G + D240 + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

  $G + Mc120 + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

Avec :

T : la variation uniforme de température.
Δθ : le gradient thermique vertical.
$\mathbf{G_{max}}$: l'ensemble des actions permanentes défavorable (y compris tassements d'appuis).
$\mathbf{G_{min}}$: l'ensemble des actions permanentes favorables.
Qr : les charges de chaussées A(l) ou B avec les charges de trottoirs.
Qrp : les charges militaires ou exceptionnelles.
Ad : la charge accidentelle.
W : vent sur ouvrage.

II.6. ACTION SISMIQUE

Les actions sismiques prises en compte seront conformes au RPOA2008. La classification de la zone sismique de l'ouvrage est traitée dans le chapitre précédant (zone IIa : sismicité moyenne).

- **Coefficient d'accélération de zone :**

Le coefficient d'accélération de zone défini en fonction de la zone sismique IIa et de L'importance du pont (Groupe de pont 2 est un pont important), d'où : A = 0.20g.

- **Classification des sites :**

D'après l'étude géotechnique, le site est de classe S2 (site ferme).

- **Spectre de réponse :**

<u>Composante horizontale :</u>

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage, par la formule :

$$Sae^{H}(T,\xi)\left(\frac{m^2}{s}\right)=\begin{cases} A.g.s\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0\leq T\leq T1 \\ 2.5\eta.A.g.S & T1 \leq T\leq T2 \\ 2.5\eta.A.g.S\left(\frac{T_2}{T}\right) & T2\leq T\leq 3s \\ 2.5\eta.A.g.S\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T>3s \end{cases}$$

Sachant que :

A : coefficient d'accélération.
g : accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s²).
S : coefficient de site (S = 1.2).
T_1 ,T_2 : périodes caractéristiques associées au site (T1 = 0.20 s, T2 = 0.50 s).
η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$).
ξ : taux d'amortissement (**ξ** = 5 %).
T : période fondamentale de l'ouvrage ($T = \sqrt{M/K}$).
M : masse totale du système.
K : rigidité totale du système.

D'où on obtient la courbe ci-dessous :

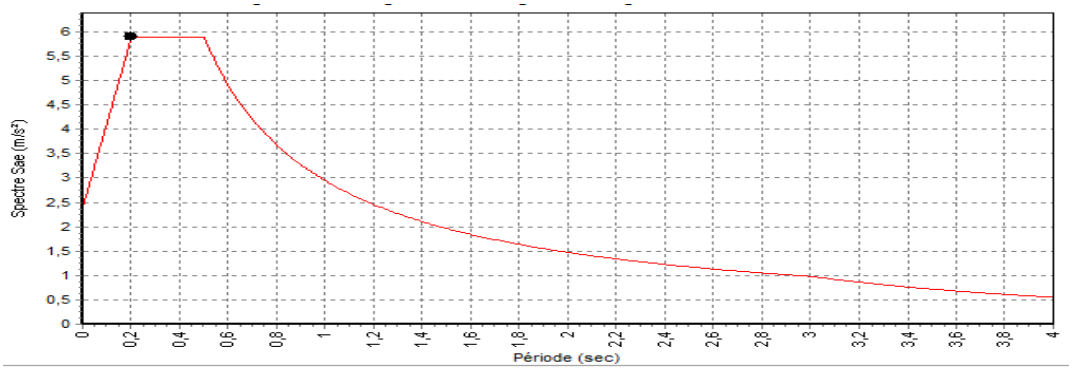


Figure II. 1. Spectre de réponse élastique, composante horizontale.

Composante verticale :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par la formule :

$$Sae^{v}(T,\xi)\left(\frac{m^2}{s}\right)=\begin{cases} A.g.\alpha\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0\leq T\leq T_1 \\ 2.5\eta.A.g.\alpha & T1\ \leq T\leq T_2 \\ 2.5\eta.A.g.\alpha\left(\frac{T_2}{T}\right) & T2\leq T\leq 3s \\ 2.5\eta.A.g.\alpha\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T\geq 3s \end{cases}$$

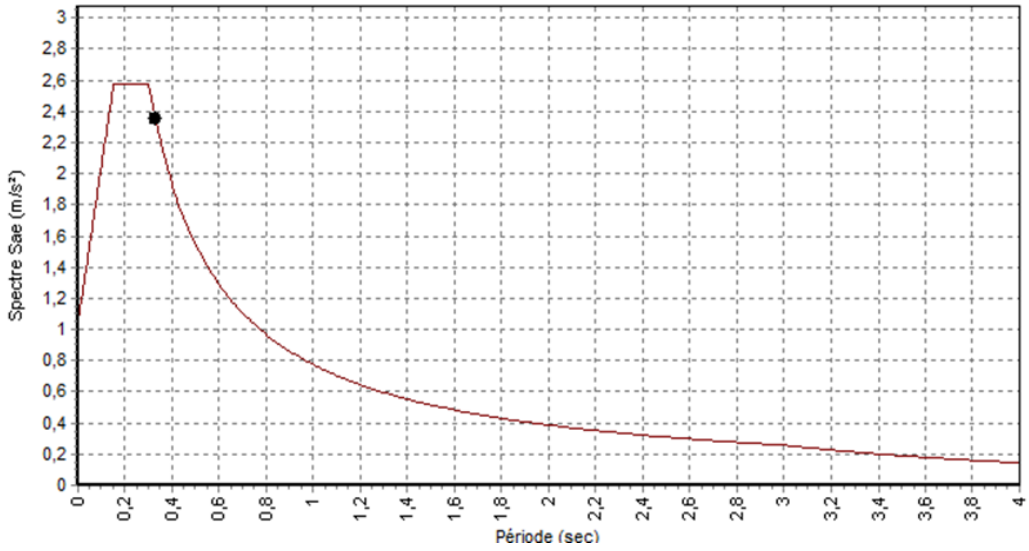


Figure II.8. Spectre de réponse élastique, composante verticale.

Sachant que :

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité (α = 0.7).

T1, T2 : périodes caractéristiques associées au site (T1 = 0.20 s, T2 = 0.40 s).

- **Combinaisons des composantes de l'action sismique :**

Selon RPOA, les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

E1 = Ex ± 0.3 Ey ± 0.3 Ez

E2 = Ey ± 0.3 Ex ± 0.3 Ez

E3 = Ez ± 0.3 Ex ± 0.3 Ey

Ex, Ey et Ez : sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Les effets de la composante sismique verticale sur les piles peuvent être en général négligés, pour les zones de faible sismicité.

- **Combinaison des actions :**

Afin de déterminer les efforts maximaux dans les cas les plus défavorables, on combine les actions calculées précédemment suivant RPOA 88, et on aura les combinaisons aux états limites suivantes :

ELA sismique : $G + E + 0.4\Delta T + D + \Psi Q$

Où :

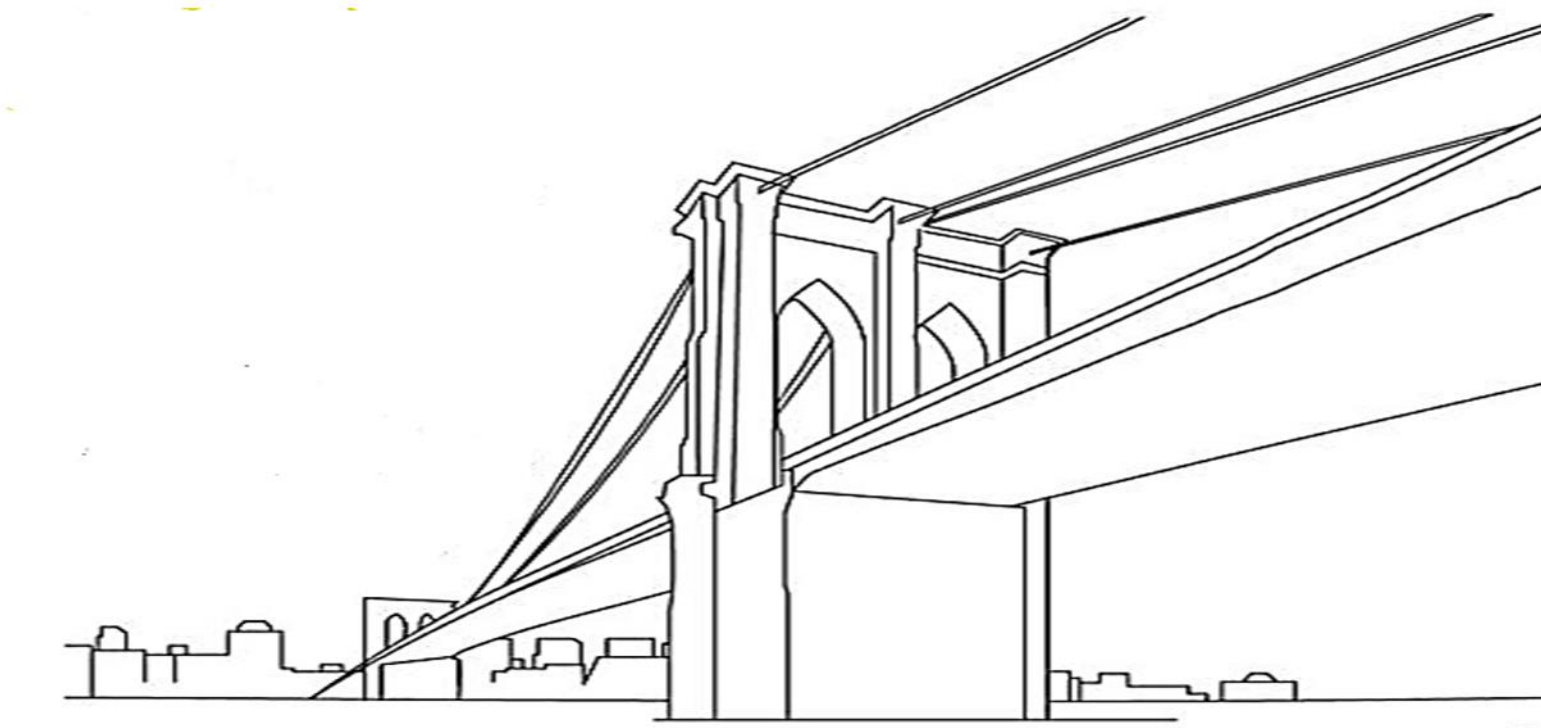
G : action permanente.
Q : action variable d'exploitation.
T : action de température.
E : action sismique.
Ψ : coefficient de combinaison. Pour notre cas $\Psi = 0$

CONCLUSION

Les charges évaluées dans ce chapitre vont être introduites avec le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 – Version étudiant » afin de déterminer les efforts maximaux sur lesquels est basé le dimensionnement de la structure qui sera abordé dans le chapitre suivant.

Chapitre III

CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT



III.1. INTRODUCTION

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux présentant une qualité de fabrication et des performances croissantes, au développement des méthodes de construction à la fois plus précises et plus sophistiquées, et à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement des obstacles les plus divers.

Dans cette partie on présente les variantes qui peuvent être adoptées pour la construction de ce pont.

III.2. CHOIX ET TYPE D'OUVRAGE

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, esthétique et économique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées par le site d'implantation de l'ouvrage.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.3.1. Variante 1 : « Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués »

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

Ces voussoirs peuvent être coulés In-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation.

Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

III.3.1.1. Conception longitudinale

Pour cette variante nous allons adapter un pont de 4 travées, comportant 02 travées principales d'une longueur de 46 m comprises entre deux travées de rives, possédant une longueur de 28.80 m au début de l'ouvrage et à la fin, donnant ainsi un pont d'une longueur totale de 149.60 m.

- **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 :

Voussoir sur pile :

On a retenu une valeur de 1.6 m.

Voussoir de clavage :

La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée. Et pour la valeur retenue est 1.4 m.

Voussoir courant :

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2.50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages. Pour notre cas on opte pour 2.15 m

Utilisant ce découpage, nous allons donc disposer, d'un nombre total de 73 voussoirs distribués comme suit :

- 03 voussoirs sur pile.
- 64 voussoirs courants.
- 04 voussoirs de clavage.
- 02 voussoirs sur culée.



Figure III.1. Technique de réalisation d'un pont caisson.

III.3.1.2. Conception transversale

- **Choix type de caisson**

Ayant une largeur de tablier inférieur à 20 mètres ceci dit la solution la plus économique reste toujours ou presque constituée d'un caisson à section fermée, Et on se basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003) le dimensionnement des différents éléments constitutifs des voussoirs, est résumé dans le tableau suivant :

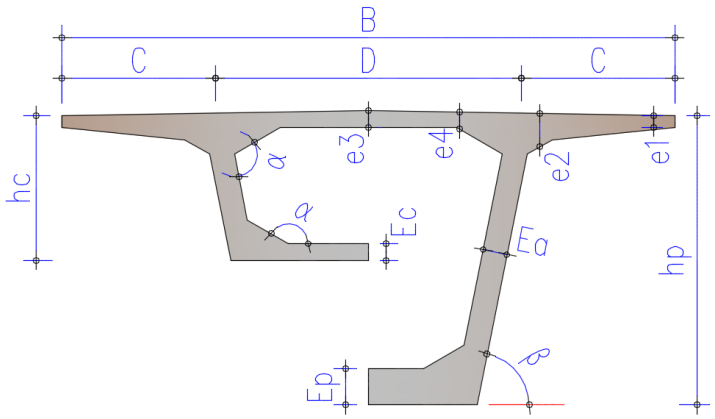


Figure III.2. Notation des dimensions.

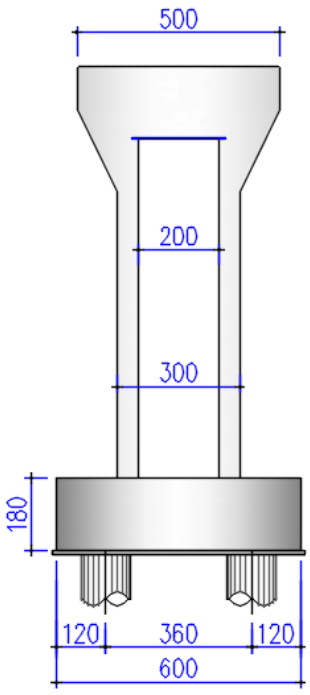
Tableau III.1. Récapitulatif du pré dimensionnement de la variante 1.

Eléments	Ratio	Valeur retenu
La hauteur du voussoir	$L/20 \leq h \leq L/25$	2.25 m
Largeur de voussoir	B	15.6 m
C	B/4	3.9 m
D	B - 2C	8.6 m
D’	C - Ea/2	3.725 m
E1	$e1 \geq 16$ à 18 cm	0.22 m
E2	$D'/7 \leq e2 \leq D'/8$	0.55 m
E3	$e1 \geq D/25$	0.35 m
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	15 %
Ea	$Ea \geq 0.26 + L/500$	0.35 m
Ec (courant)	$Ec \geq \max \{18 ; 3\Phi; Ea/3\}$	0.30 m
Ec (VSP)	$2.5 \times E_C$ (courant)	0.75 m
Gousset supérieur	$30° < \alpha < 45°$	45°
Gousset inferieur	$40° < \alpha < 45°$	40°

III.3.1.3. Pré-dimensionnement de l’infrastructure

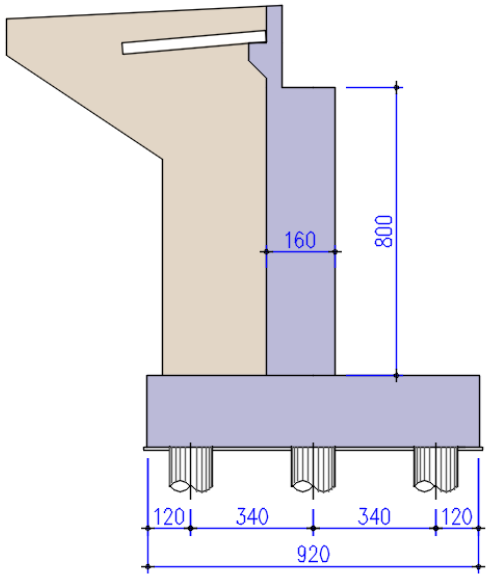
- **Pré-dimensionnement des piles /Guide SETRA :**

Tableau III.2. Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles de la variante 01.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	3	
	Largeur	7.80	
	Epaisseur	0.5	
	Hauteur	H1=12.05 H2=12.20 H3=12	
Semelles	Largeur	9.20	
	Longueur	6	
	Hauteur	1.80	
Pieux	Nombre	6	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	30	

- **Pré-dimensionnement des culées /Guide SETRA :**

Tableau III.1. Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées de la variante 01.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H = 8	
	Longueur	15.60	
	Épaisseur	1.60	
Mur en retour	Épaisseur	0.85	
Mur garde grève	Hauteur	2.51	
	Épaisseur	0.43	
Semelles	Largeur	9.20	
	Longueur	16.20	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	15	
	Diamètre	1.20	
	Profondeur	23	

Nota : Présentation de la variante en format A3 voir page 45.

Variante 2 : « Pont à poutres en béton précontraint -Type VIPP »

Les ouvrages à poutres du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post – tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Ils ont été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée qui dépasse les 30 mètres et qui peuvent aller jusqu'à 50 mètres. Ce type d'ouvrage est relativement massif du fait de son épaisseur importante, leur tablier est constitué de plusieurs poutres longitudinales.

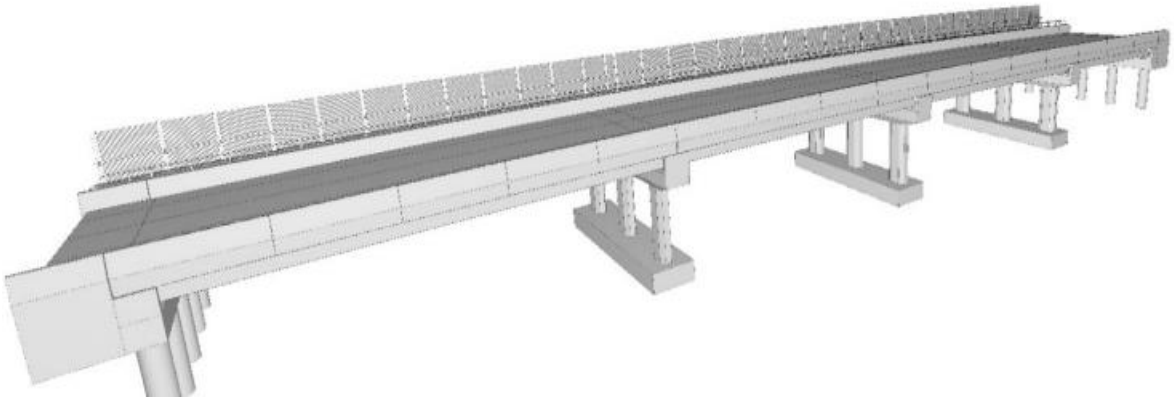


Figure III.1. Morphologie générale d'un pont à poutre.

III.1.1.1. Conception longitudinale

Pour cette variante nous allons adapter un pont biais de 4 travées équidistantes d'une longueur de 36 m, donnant ainsi un pont d'une longueur totale de 144.45 m, avec un angle biais de 70°.

III.3.2.2. Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été élaboré conformément au guide de conception SETRA [VIPP/1996].

Tableau III.4. Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 02.

Eléments	Ratio usuel	Valeur retenue (cm)
Largeur totale biaise	-	1660
Longueur de la poutre	-	3600
Hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/17$	205
Epaisseur de la dalle	$16 < e < 25$	25
Hauteur de la poutre	$H_t = H_p + e$	180
Entraxe biais des poutres	$1.30\ m < \lambda < 2.00\ m$	188
Nombre de poutres	$N = L_a/\lambda + 1$	9 poutres
Largeur de la table de compression	$b > 0.6\ H_p$ (assurer la stabilité au déversement)	120
Epaisseur de la table de compression	$12\ cm < e_1 < 15\ cm$	12
Inclinaison de la table de compression	$1/15 < \beta < 1/10$	1/10
Gousset inférieur/supérieur	$30° < \alpha < 45°$	45°
Largeur des talons	$60\ cm < L < 90\ cm$	65
Hauteur du talon	$10\ cm < E_t < 20\ cm$	20
Epaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	$E_{a\text{-mitravée}} \geq 14 + \Phi$, avec $\Phi = 8$ cm (diamètre de la gaine de précontrainte)	25
Epaisseur des âmes en zone d'about	$E_{a\text{-about}} = E_{a\text{-mitravée}} + 30\ cm$	65
Epaisseur de l'entretoise d'about	$25\ cm < E_e < 35\ cm$	35
Hauteur de l'entretoise d'about	$H_e = H_p - 0.50$	130

III.3.2.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

- **Conception des piles/culées :**

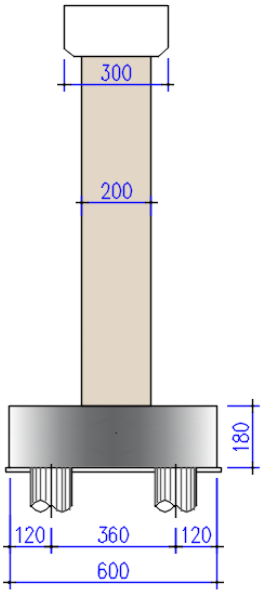
Les piles et les culées sont des appuis intermédiaires (appuis de rive pour le cas de la culée) destinés à supporter le poids de l'ouvrage et transmettre l'ensemble des efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Leur conception est en fonction de :

- Mode de construction du tablier (la liaison pile-tablier).
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.

- **Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :**

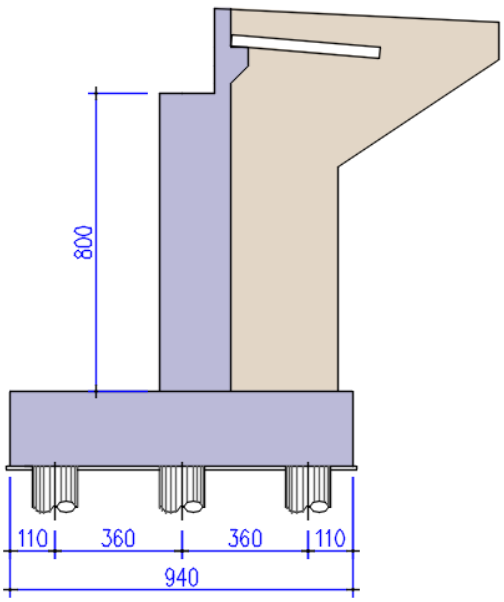
Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau III.5. Récapitulation du pré-dimensionnement des piles de la variante 02.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Chevêtre	Largeur	3.00	
	Longueur	16.60	
	Hauteur	1.50	
Fûts	Diamètre	2.00	
	Nombre	3/pile	
	Hauteur	H1 = 14.05 H2 = 14.60 H3 = 12.35	
Semelles	Largeur	6.00	
	Longueur	16.10	
	Hauteur	1.80	
Pieux	Nombre	10	
	Diamètre	1.20	
	Profondeur	18	

- **Pré-dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :**

Tableau III.6. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	8.00	
	Longueur	16.60	
	Épaisseur	1.92	
Mur en retour	Épaisseur	0.85	
Mur garde grève	Hauteur	2.17	
	Épaisseur	0.43	
Semelles	Largeur	9.40	
	Longueur	17.20	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	15	
	Diamètre	1.20	
	Profondeur	19	

Nota : Présentation de la variante en format A3 voir page 46.

III.3.3.Variante 3 : « Pont mixte bipoutre à pièce de pont avec consoles »

Les ouvrages mixtes à poutres associées d'une ossature métallique et d'une dalle en béton solidarisée entre elles par des connecteurs. Sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier.

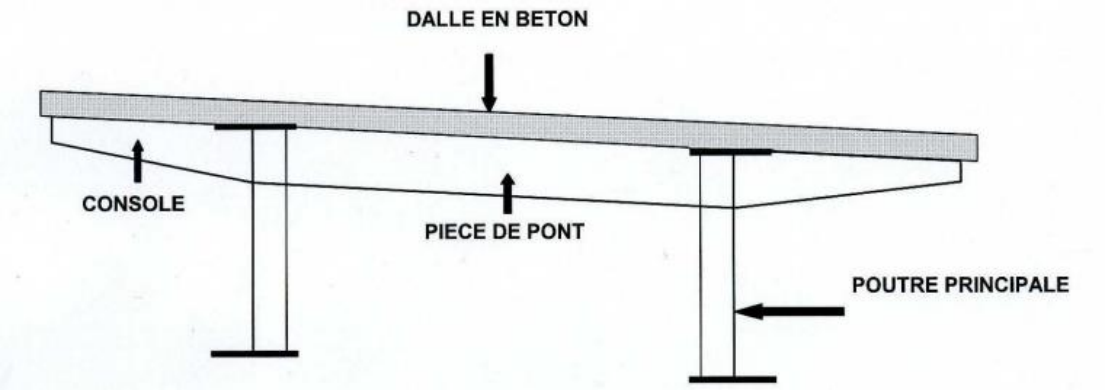


Figure III.4. Coupe transversale d'un tablier bipoutre avec consoles.

III.3.3.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à pièces de pont avec consoles composé de deux travées de rive de 28.80 m de longueur et deux travées principales de 46 m de longueur qui nous donne une longueur totale de 149.60 m.

III.3.3.2. Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 15.60 m, la solution est de connecter longitudinalement une dalle en béton d'une épaisseur de 25 cm aux deux poutres avec consoles et des pièces de pont.

Entraxe est : $b = 0.5\ L_A + 0.5\ L_B = 8.00$ m, et : $a = (L_T - b)/2 = 3.80$ m

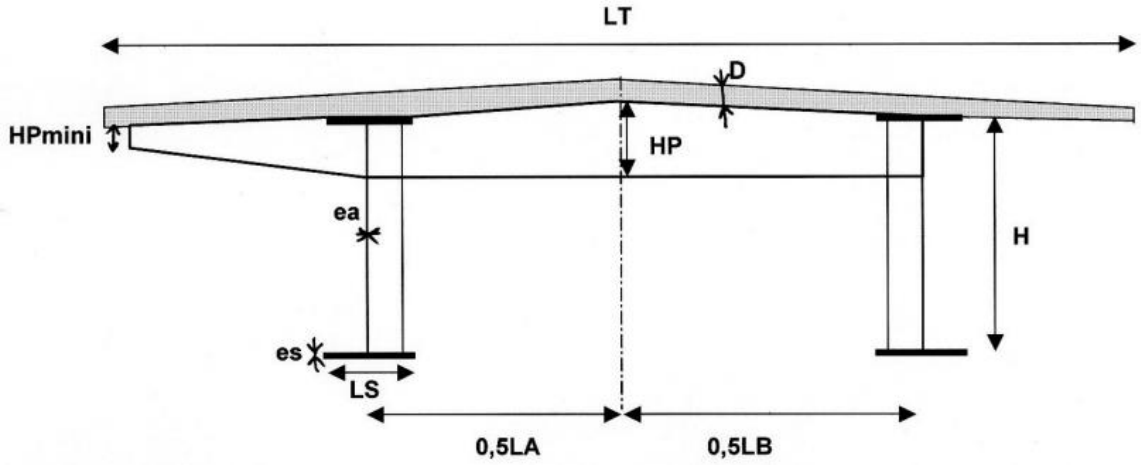


Figure III.5. Détails des dimensions d'un tablier bipoutre avec consoles.

- **Conception des poutres principales :**

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine, le tableau ci-dessous résume le pré dimensionnement de différentes sections :

Tableau III.7. Dimensionnement des poutres métalliques.

Eléments	Ratio	Valeur retenu (mm)
Semelle supérieure	400 ≤ bs ≤ 1 000	800
La semelle inférieure	500 ≤ bi ≤ 1 200	1000
Epaisseur de la semelle supérieure	20 ≤ ts ≤ 150	40
Epaisseur de l'âme	tw ≥ 12 mm	40
Epaisseur de la dalle en béton armé	240 à 260	250
Hauteur	L/25	2000

- **Conception des pièces de pont et consoles :**

Les pièces de pont avec consoles sont des profilés en I à âme pleine, disposées transversalement au tablier avec un espacement d'environ de 4 m.

Tableau III.8. Dimensionnement des pièces de pont.

Eléments	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de l'âme	10 à 12	20
La hauteur des pièces	Lt/10 ≤ H ≤ Lt/15	770
Largeur de la semelle	220 ≤ b ≤ 300	270
Épaisseur des pièces	-	20

- **La connexion entre la dalle et la charpente métallique :**

La dalle est assemblée avec la semelle supérieure des profilés métalliques par l'intermédiaire d'un organe mécanique sous forme de tige appelé « goujon », permettant alors d'éviter tout glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

III.3.3.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

Tableau III.9. Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles de la variante 03.

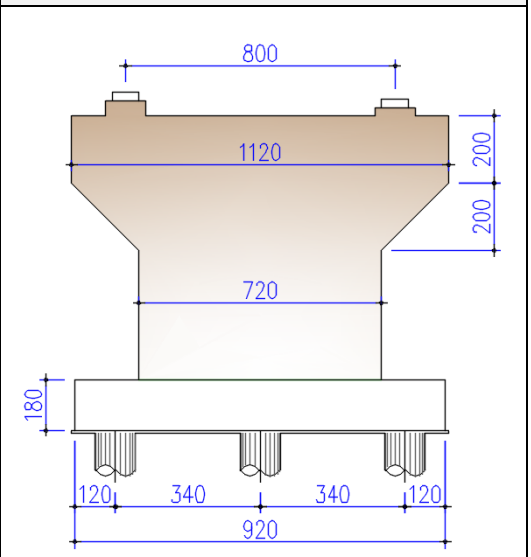
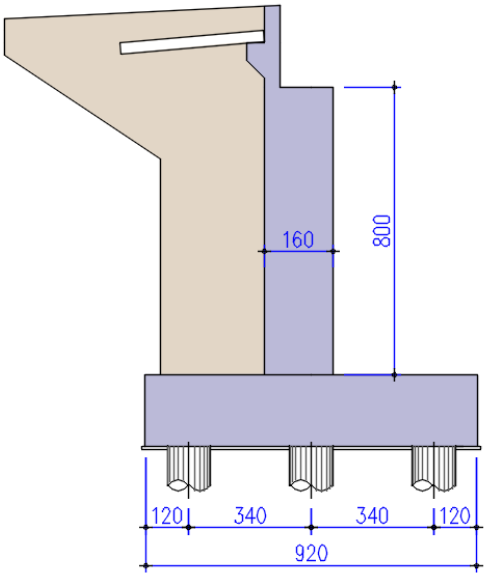
Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	7.20	
	Largeur	2	
	Hauteur	H_1=15.32 H_2=15.10 H_3=15.15	
Semelles	Longueur	6	
	Largeur	9.30	
	Hauteur	1.80	
Pieux	Nombre	6	
	Diametre	1.20	
	Profondeur	25	

Tableau III.1. Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées de la variante 03.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H = 8	
	Longueur	15.60	
	Épaisseur	1.60	
Mur en retour	Épaisseur	0.85	
Mur garde grève	Hauteur	2.51	
	Épaisseur	0.43	
Semelles	Largeur	9.20	
	Longueur	16.20	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	15	
	Diamètre	1.20	
	Profondeur	19	

Nota : Présentation de la variante en format A3 voir page 47.

III.4. MODELISATION ET CALCUL SISMIQUE DES TROIS VARIANTES

Cette partie est dédiée à la modélisation en 3D des trois variantes pour avoir une idée au préalable sur le comportement de chaque variante vis-à-vis au séisme.

L'étude sismique se fait selon le RPOA 2008 en appliquant la méthode spectrale, le modèle de calcul utilisé est préparé par le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Version Etudiant ».

III.4.1. L'objectifs de la modélisation

Le but de cette modélisation est de créer un model numérique qui simule le comportement réel du pont sous conditions et charges extérieurs. La méthode des éléments finis (MEF), nous permet de faire un gain colossal en matière de temps et d'énergie car ce dernier regroupe à la fois les domaines des sciences de l'ingénierie la mécanique des milieux continue la méthodologie des matériaux de construction.

III.4.2. Variante N°1 : « PONT VOUSSOIRS »

Un pont voussoir est posé sur l'appui par l'intermédiaire de deux appareils d'appuis de type B en élastomère fretté.

Pour le pré-dimensionnement des appareils d'appuis on utilise la réaction maximale obtenue de l'une des combinaisons déjà définie dans le chapitre précédent à ELU.

1.35G + 1.35D240

Les dimensions de ces appareils sont définies dans le tableau suivant :

Tableau III.11. Les dimensions des appareils d'appuis retenues V1.

	Appareil d'appui de la pile	**Appareil d'appui de la culée**
$R_{max\text{-}ELU}$ (MN)	11.49	3.17
a × b (mm²)	800 × 800	400 × 450
T (mm)	133	78
Détails	- 5 feuilles d'élastomère : t_i = 16 mm. - 6 frettes métalliques : t_s = 3 mm. - Enrobage extérieur = 8 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.	- 5 feuilles d'élastomère : t_i = 10 mm. - 6 frettes métalliques : t_s = 3 mm. - Enrobage extérieur = 5 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.

- **Modèle 3D de calcul :**

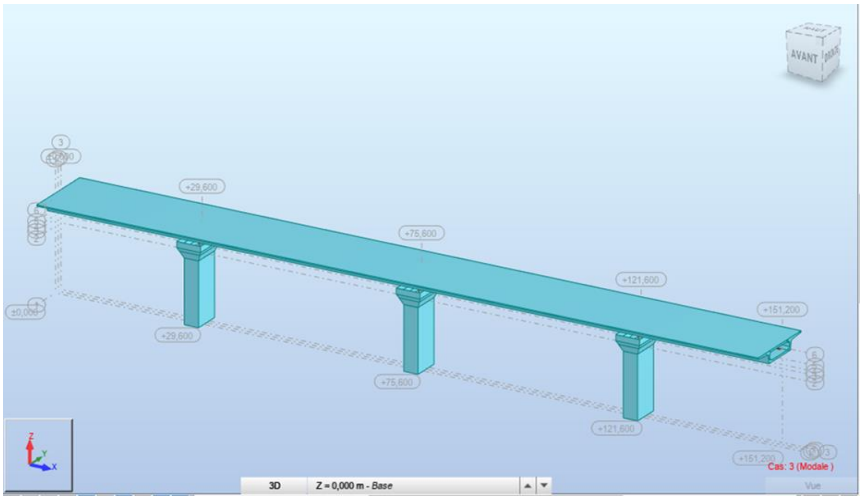


Figure III.6. Modèle de calcul pour la variante 01.

Remarque : Pour faire une liaison entre le tablier et les piles on utilise la commande nœud compatible qui est disponible sur logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional ».

- **Analyse modale et résultats de calcul :**

Tableau III.12. Résultats de l'analyse modale V1.

Mode	**Fréquence**	**Période**	**Participation modale UX**	**Participation modale UY**
1	0.37	2.67	0.00	0.00
2	0.44	2.18	83.66	0.00
3	0.46	2.15	0.00	82.71
4	1.84	0.54	0.00	0.05
5	5.20	0.19	0.00	0.00

Après le calcul des modes propres à l'aide du logiciel, on obtiendra :

- Une période : T = 2.18 s dans le sens longitudinal avec une participation de 83.66 % de la masse modale.

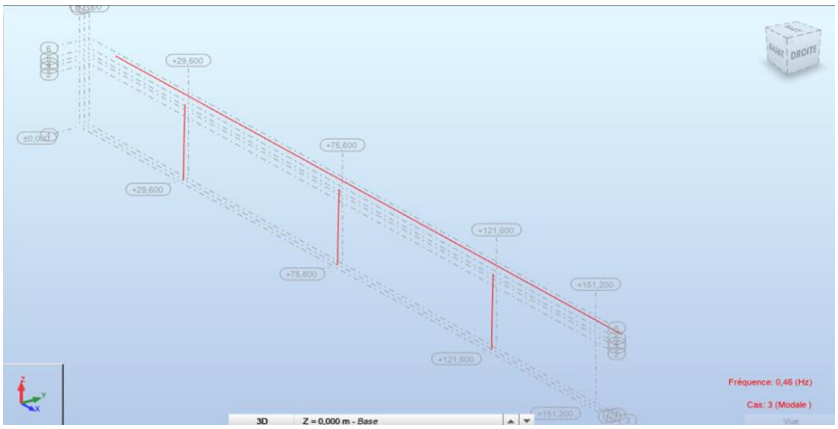


Figure III.7. Fréquence du mode de calcul N°02.

- Une période : T = 2.15 s dans le sens transversal avec une participation de 82.71 % de la masse modale.

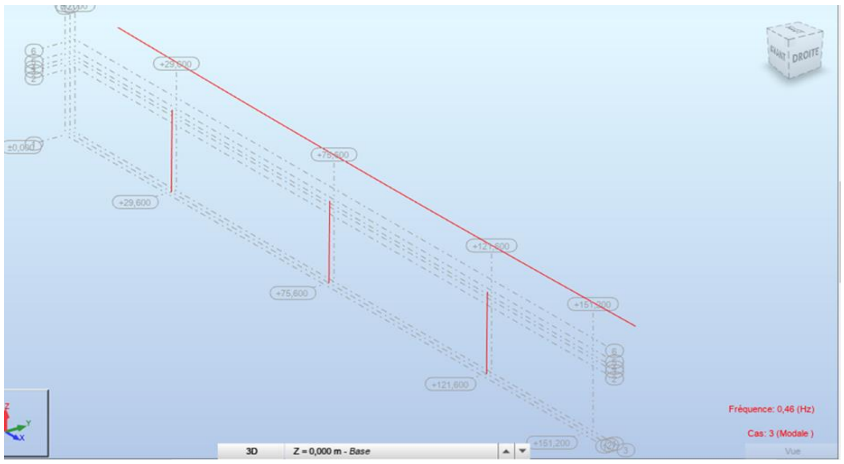
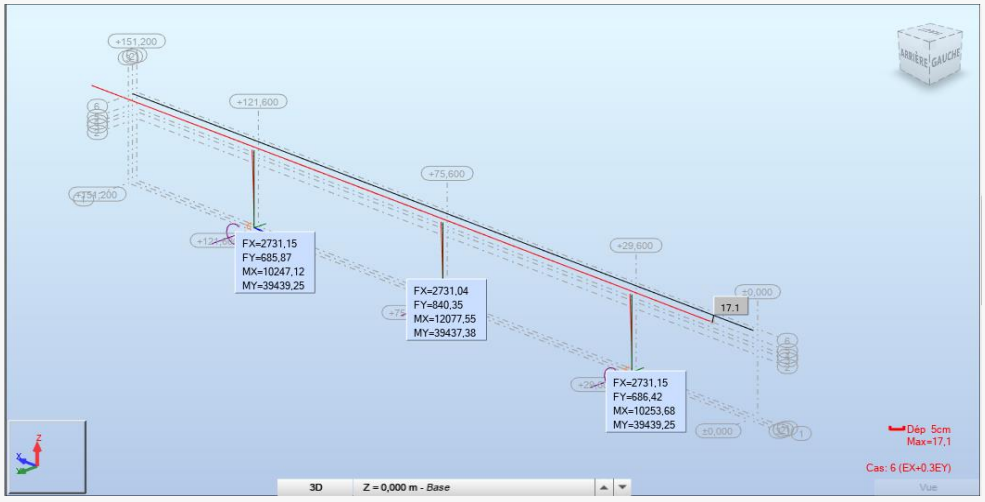


Figure III.8. Fréquence du mode de calcul N°03.

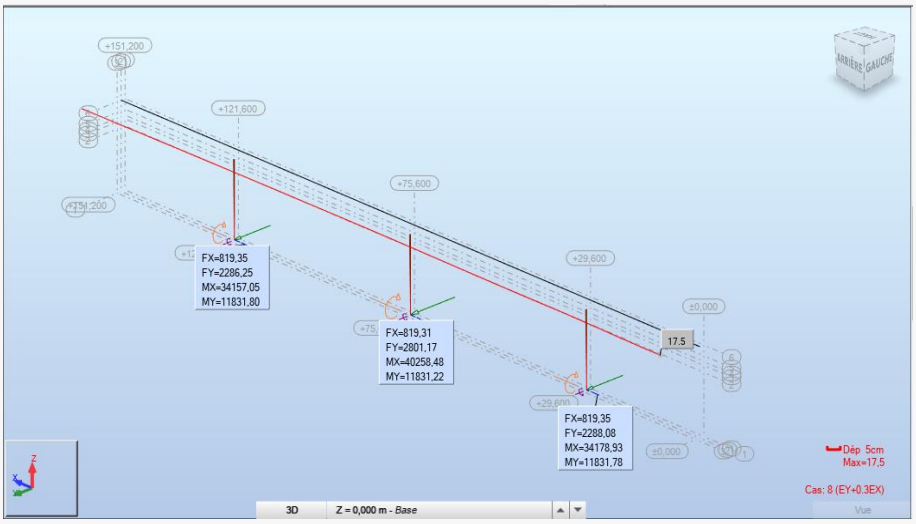
- **Analyse spectrale et résultats de calcul :**

Tableau III.13. Résultats de l'analyse modale V1.

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de la Pile
Longitudinal	17.1	F_X = 2731.04 - F_Y = 840.35 KN M_X = 12077.55 - M_Y = 39437.38 KN.m



Transversal	17.5	F_X = 819.31 - F_Y = 2801.17 KN M_X = 40258.48 - M_Y = 11831.22 KN.m



III.4.3.Variante N°2 : « PONT A POUTRE EN BETON PRECONTRAINTE »

Les dimensions des appareils sont définies dans le tableau suivant :

Tableau III.14. Les dimensions des appareils d'appuis retenues V2.

	Appareil d'appui de la pile	**Appareil d'appui de la culée**
$R_{max\text{-}ELU}$ (MN)	1.38	1.38
a × b (mm²)	**300 × 300**	**300 × 300**
T (mm)	60 mm	60 mm
Détails	-5 feuilles d'élastomère : t_i = 10 mm. - 6 frettes métalliques : t_s = 3 mm. - Enrobage extérieur = 8 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.	- 5 feuilles d'élastomère : t_i = 10 mm. - 6 frettes métalliques : t_s = 3 mm. - Enrobage extérieur = 8 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.

- **Modèle 3D de calcul :**

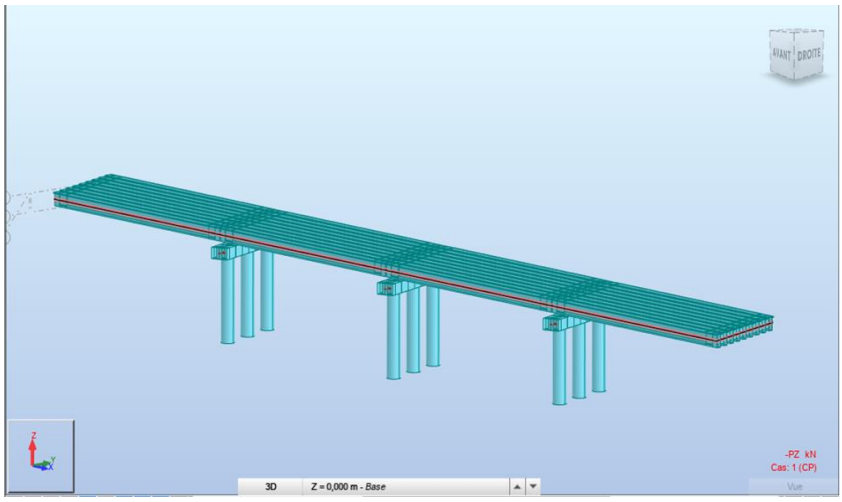


Figure III.9. Modèle de calcul pour la variante 02.

- **Analyse modale et résultats de calcul :**

Tableau III.15. Résultats de l'analyse modale V2.

Mode	Fréquence	Période	Participation modale UX	Participation modale UY
1	0.84	1.19	16.02	40.54
2	0.87	1.15	0.10	0.68
3	0.88	1.13	0.12	8.92
4	0.89	1.12	52.16	11.56
5	0.89	1.12	0.05	2.84

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, on obtiendra :

- Une période : T = 1.12 s dans le sens longitudinal avec une participation de 52.16 % de la masse modale.

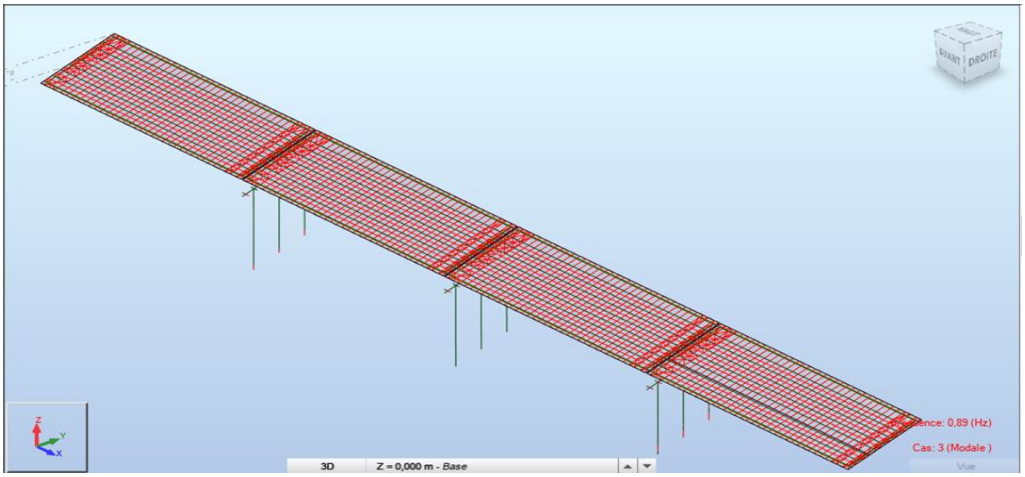


Figure III.10. Fréquence du mode de calcul N°04 variante 02.

- Une période : T = 1.19 s dans le sens transversal avec une participation de 40.54 % de la masse modale.

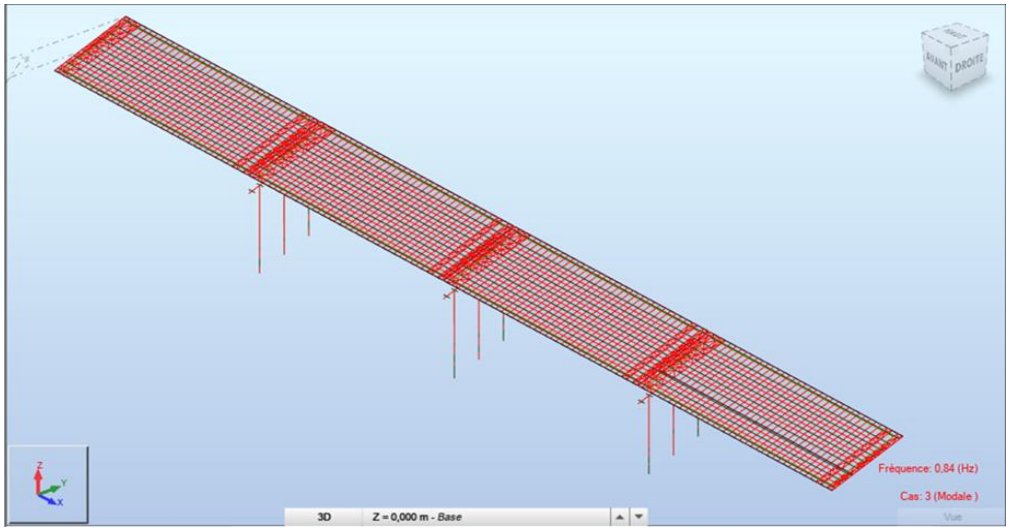
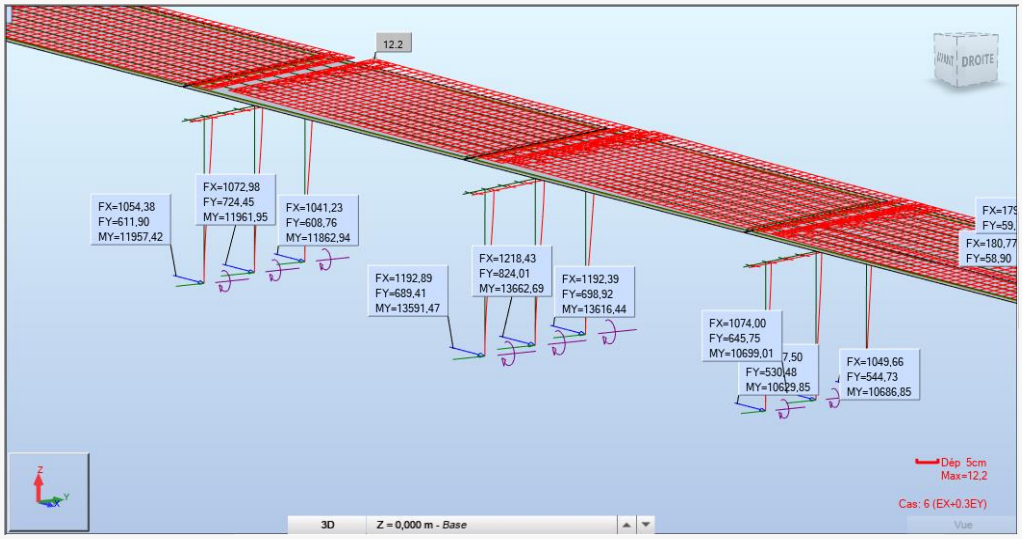
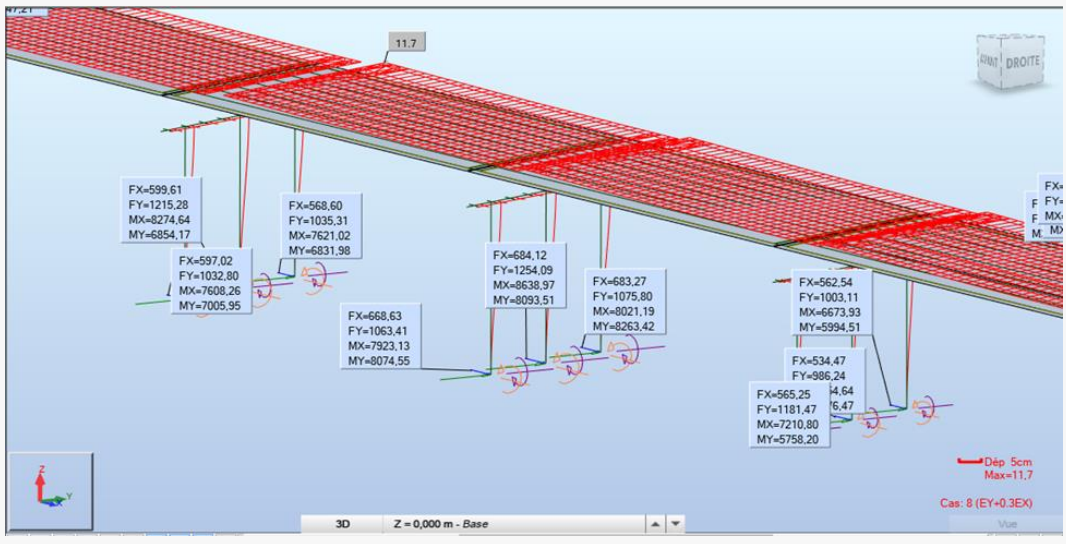


Figure III.11. Fréquence du mode de calcul N°01 variante 02.

- **Analyse spectrale et résultats de calcul :**

Les tableaux ci-dessous présentes les différentes sollicitations qui agissent sur la base de la pile et les déplacements soient longitudinale soient transversale qui sont retrouvé par le logiciel Structural Analysis Professional 2019.

Tableau III.16. Résultats de l'analyse modale V2.

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de la Pile
Longitudinal	12.2	F_X = 1218.43 - F_Y = 824.01 KN M_X =6178.98 - M_Y = 13662.69 KN.m
		
Transversal	11.7	F_X = 684.12 - F_Y = 1254.09 KN M_X = 8638.97 - M_Y = 8093.51 KN.m
		

III.4.4.Variante N°3 : « PONT MIXTE BI-POUTRE »

Un pont mixte est posé sur l'appui par l'intermédiaire de deux appareils d'appuis de type B en élastomère fretté, les dimensions de ces appareils sont définies dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Les dimensions des appareils d'appuis retenues V3.

	Appareil d'appui de la pile	**Appareil d'appui de la culée**
$R_{max\text{-}ELU}$ (MN)	9.30	3.30
a × b (mm²)	700 × 700	350 × 550
T (mm)	101 mm	65 mm
Détails	-5 feuilles d'élastomère : t_i = 12 mm. - 6 frettes métalliques : t_s = 3 mm. - Enrobage extérieur = 4 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.	- 5 feuilles d'élastomère : t_i = 10 mm. - 6 frettes métalliques : t_s = 3 mm. - Enrobage extérieur = 5 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.

- **Modèle 3D de calcul :**

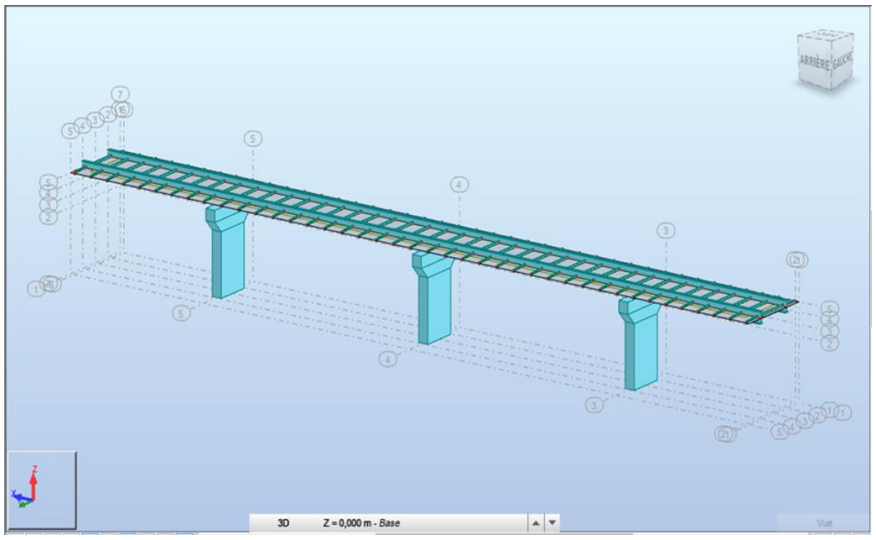


Figure III.12. Modèle de calcul pour la variante 03.

- **Analyse modale et résultats de calcul :**

Tableau III.18. Résultats de l'analyse modale V3.

Mode	**Fréquence**	**Période**	**Participation modale UX**	**Participation modale UY**
1	0.71	1.42	74.72	0.00
2	0.72	1.38	0.00	70.88
3	0.86	1.17	0.00	0.00
4	2.43	0.41	0.00	0.10
5	4.15	0.24	0.00	0.00

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, on obtiendra :

- Une période : T = 1.42 s dans le sens longitudinal avec une participation de 74.72 % de la masse modale.

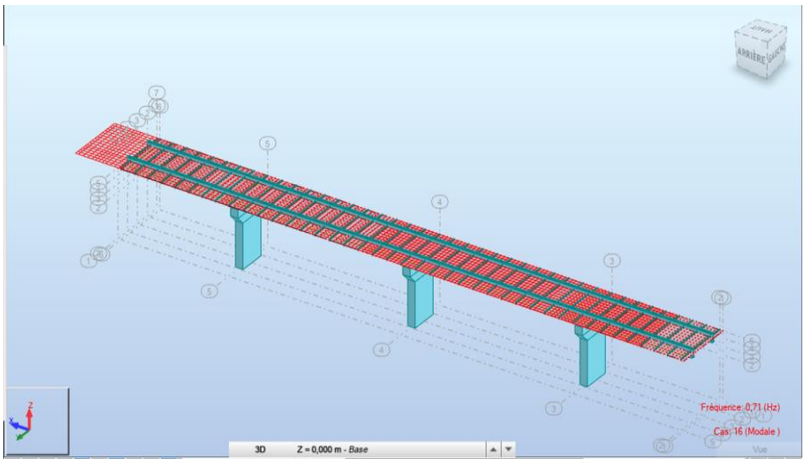


Figure III.13. Fréquence du mode de calcul N°01 variante 03.

- Une période : T = 1.38 s dans le sens transversal avec une participation de 70.88 % de la masse modale.

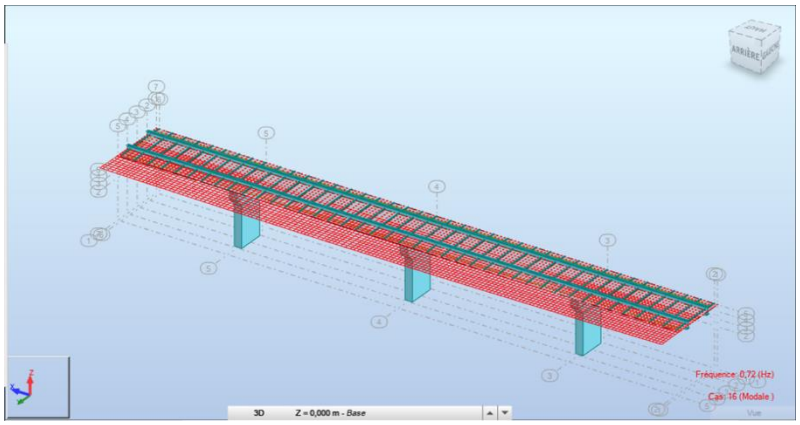
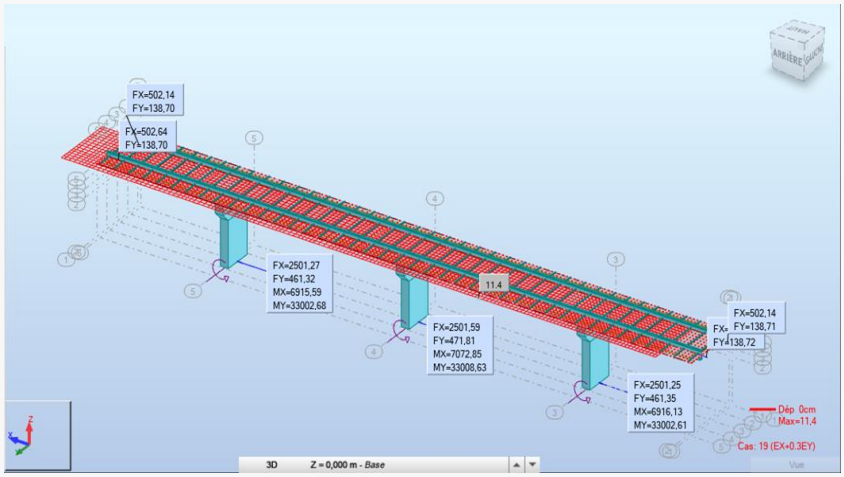


Figure III.14. Fréquence du mode de calcul N°02 variante 03.

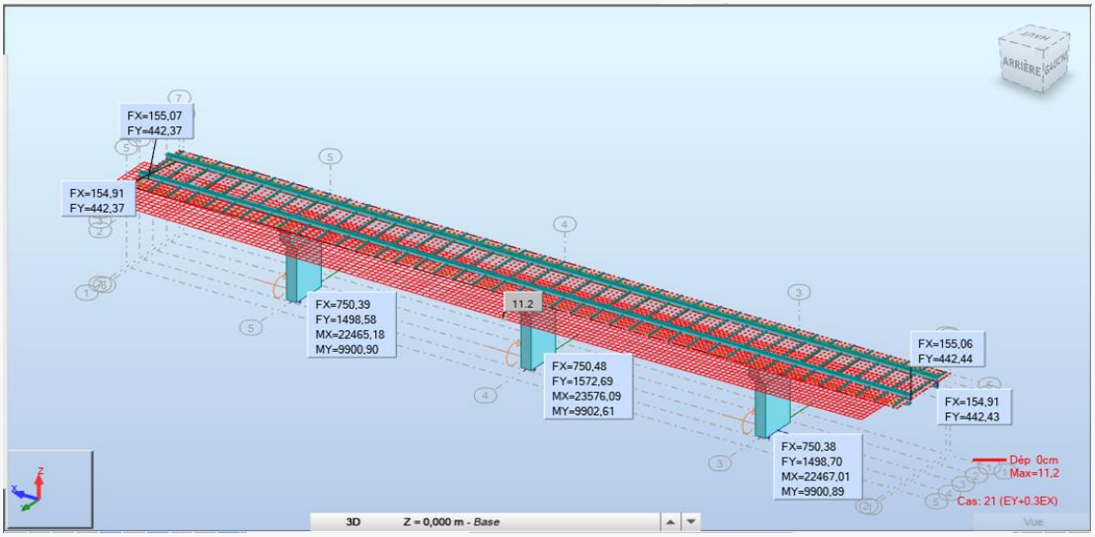
- **Analyse spectrale et résultats de calcul :**

Tableau III.19. Résultats de l'analyse modale V3.

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de la Pile
Longitudinal	11.40	F_X = 2501.59 - F_Y = 471.81 KN M_X = 7072.85 - M_Y = 33008.63 KN.m



Transversal	11.20	F_X = 750.48 - F_Y = 1572.69 KN M_X = 23576.09 - M_Y = 9902.61 KN.m



III.5. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES

Tableau III.20. Devis quantitatif estimatif de la variante 01.

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2460.00	55 000.00	135 300 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	7380.00	2500.00	18 450 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	96.00	16 000.00	1 536 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	96.00	3700.00	355 200.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
TOTAL (Poste 1)					157 161 200.00
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour Fonds de fouilles	M^3	934.64	10 500.00	9 813 720.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, Culées	M^3	1 200.00	17 000.00	20 400 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M^3	1 200.00	18 000.00	21 600 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M^3	1 365.90	18 000.00	24 586 200.00
2.5	Béton RN 35 pour voussoirs en Béton précontraint	M^3	4 315.00	35 000.00	151 025 000.00
TOTAL (Poste 2)					227 424 920.00

Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	520.00	20 0000.00	104 000 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	885.00	20 0000.00	177 000 000.00
3.3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs	T	266.00	550 000.00	146 300 000.00
TOTAL (Poste 3)					427 300 000.00

TOTAL HORS TAXES	**811 886 120.00**
T V A 19 %	**154 258 362.80**
TOTAL EN TTC	**966 144 482.80**

Tableau III.21. Devis quantitatif estimatif de la variante 02.

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 220.00	55 000.00	122 100 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	6 660.00	2500.00	16 650 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	120.00	16 000.00	1 920 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	120.00	3700.00	444 000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
TOTAL (Poste 1)					142 634 000.00
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour Fonds de fouilles	M^3	1 233.68	1 000.00	1 233 680.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, Culées	M^3	2 336.72	17 400.00	40 658 928.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M^3	1 300.00	18 000.00	23 400 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M^3	1 453.01	18 000.00	26 154 216.00
2.5	Béton RN 35 pour la dalle	M^3	3 115.64	25 000.00	77 891 000.00
TOTAL (Poste 2)					169 337 824.00
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	693.36	200 000.00	13 867 2000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	550.00	200 000.00	110 000 000.00

3.3	Acier de précontraint par post-tension pour poutres	T	101.99	480 000.00	48 955 200.00
TOTAL (Poste 3)					297 627 200.00

TOTAL HORS TAXES	609 599 024.00
T V A 19 %	115 823 814.56
TOTAL EN TTC	725 422 838.56

Tableau III.22. Devis quantitatif estimatif de la variante 03.

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 040.00	55 000.00	112 200 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	6 120.00	2500.00	15 300 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	96.00	16 000.00	1 536 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	96.00	3700.00	355 200.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
TOTAL (Poste 1)					13 091 1200.00
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour Fonds de fouilles	M^3	934.70	10 500.00	9 814 350.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, Culées	M^3	1 200.00	17 000.00	20 400 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M^3	3 391.00	20 000.00	67 820 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M^3	1 365.90	20 000.00	27 318 000.00
2.5	Béton RN 35 pour la dalle	M^3	1 171.00	25 000.00	29 275 000.00
TOTAL (Poste 2)					154 627 350.00
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	277	200 000.00	55 400 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	331	200 000.00	66 200 000.00
3.3	Acier charpente métallique pour tablier	T	985.25	600 000.00	591 150 000.00
TOTAL (Poste 3)					712 750 000.00

TOTAL HORS TAXES	941 136 550.00

T V A 19 %	178 815 944.50
TOTAL EN TTC	1 119 952 494.50

III.6. ANALYSE MULTICRETERE DES VARIANTES

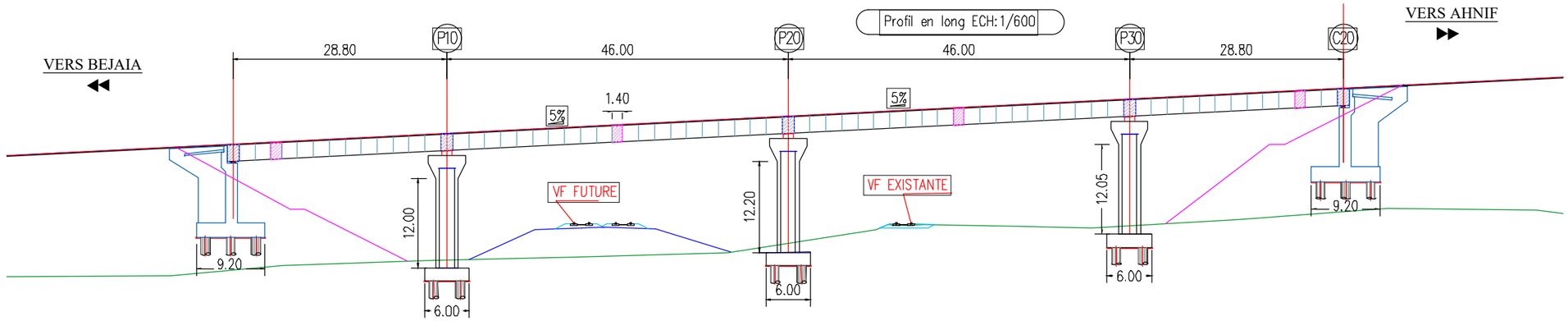
Critère de choix	Comportment sismique	Devis (DA)	Conception Générale
Variante 01 : pont voussoirs	$T_{tranversale}$ = 2.18 s $D_{transversal}$ = 17.50 cm $T_{longitudinal}$ = 2.15 s $D_{longitudinale}$ = 17.10 cm	966 144 482.80	- Le pont les plus beaux. - On peut atteindre des portées plus grandes - La facilité de prendre la forme en courbe
Variante 02 : pont à poutre précontrainte	$T_{tranversale}$ = 1.12 s $D_{transversal}$ = 12.2 cm $T_{longitudinal}$ = 1.19 s $D_{longitudinale}$ =11.70 cm	725 422 838.56	- Maitriser la préfabrication - La facilité de la réalisation - Les coffrages - Peuvent être Utilisés un grand nombre de fois - Mal vue point esthétique
Variante 03 : pont mixte	$T_{tranversale}$ = 1.42 s $D_{transversal}$ = 11.20 cm $T_{longitudinal}$ = 1.38 s $D_{longitudinale}$ = 11.40 cm	1 119 952 494.50	- Besoin des mains d'œuvre qualifies - Sensible par rapport à le gradient thermique - La rapidité execution

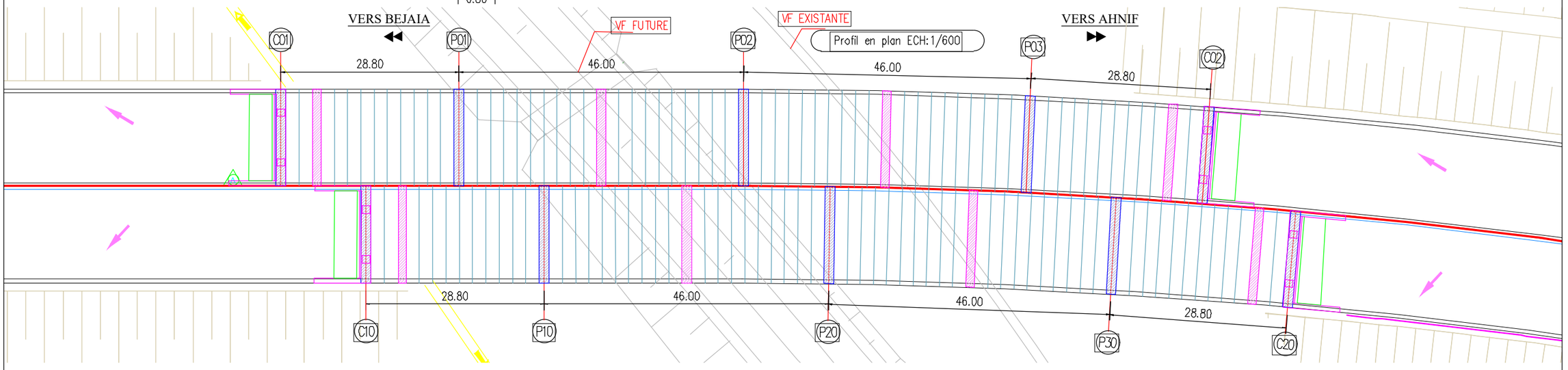
III.7. CONCLUSION

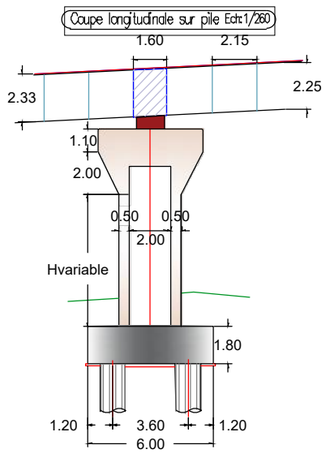
Au cours de ce chapitre nous avions effectué une brève comparaison entre trois types d'ouvrages, ce qui nous a conduits au choix de la variante la plus adéquate pour ce site.

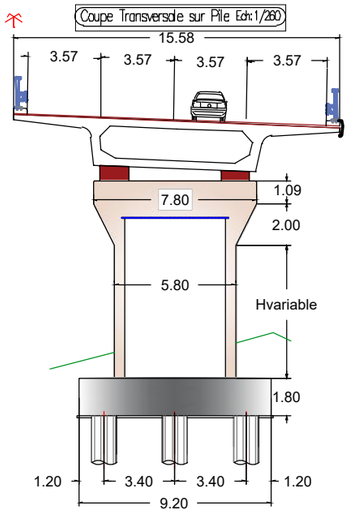
La variante du pont voussoirs construit par encorbellements successifs aurait pu être la plus adaptée esthétiquement, mais reste juste une proposition vue le site d'implantation. Ainsi que la variante du pont mixte tri-poutres à hauteur constante qui aurait pu être convenable pour ce franchissement dans le cas où les délais d'approvisionnement des pièces métalliques ne constituent pas un considérable désagrément, cependant le coût peut s'opposer à ce choix. Reste la variante pont poutres préfabriquées précontraintes par post-tension qui présente un bon rapport entre le coût et délais de réalisation, qui sera notre choix pour la suite de ce mémoire.

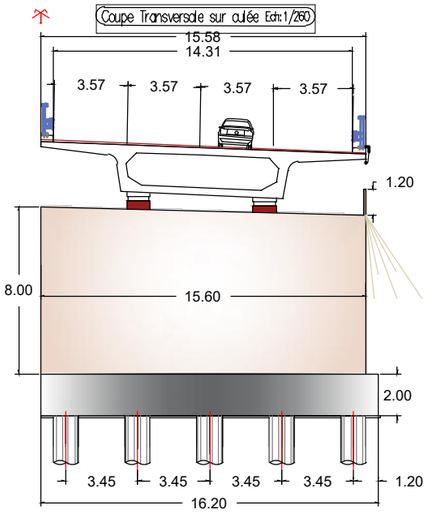
Tandis que la variante retenue présente un bon comportement vis-à-vis au séisme.

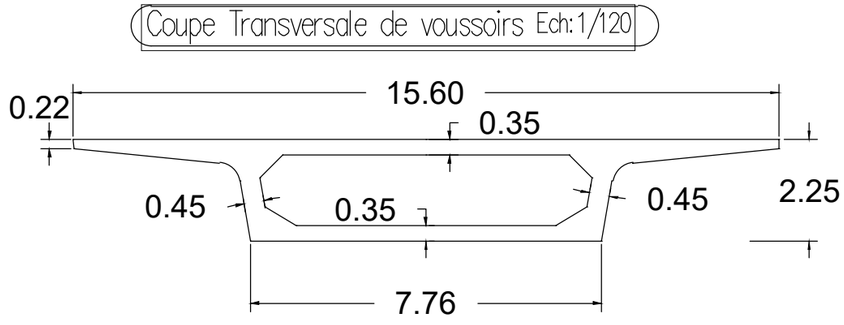




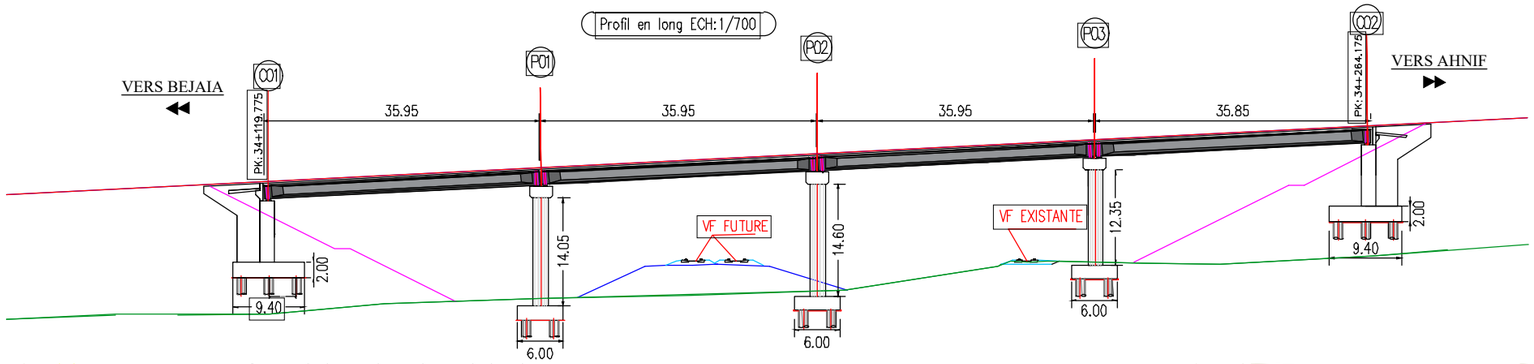


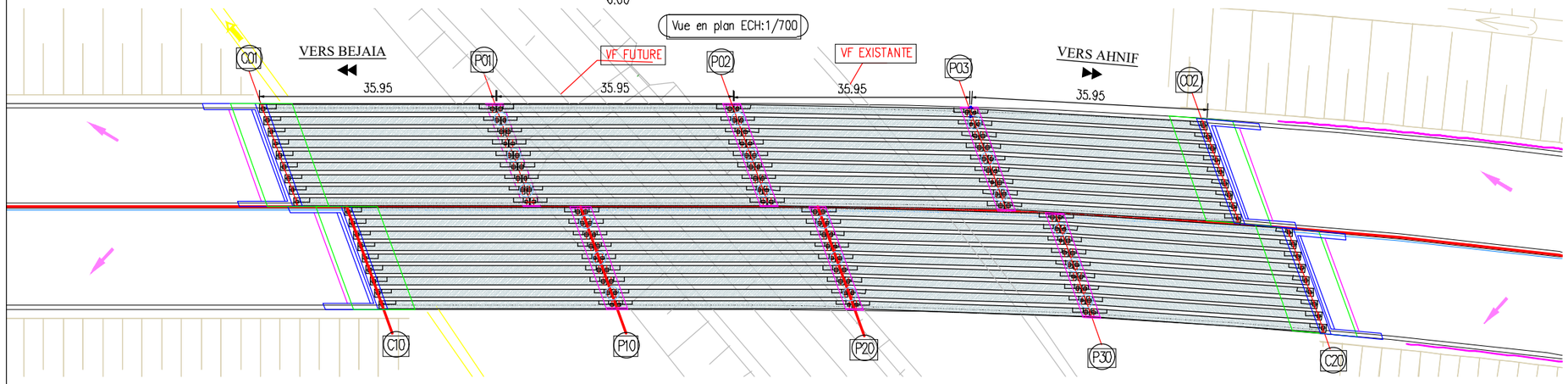


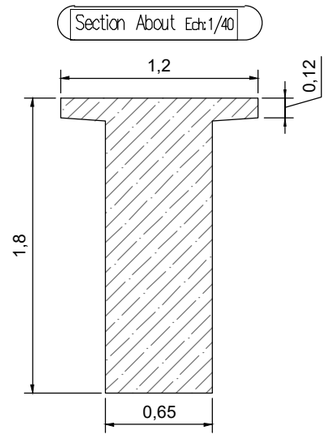


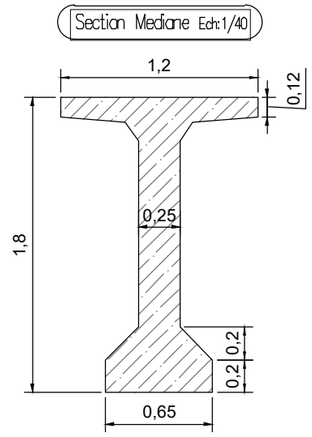


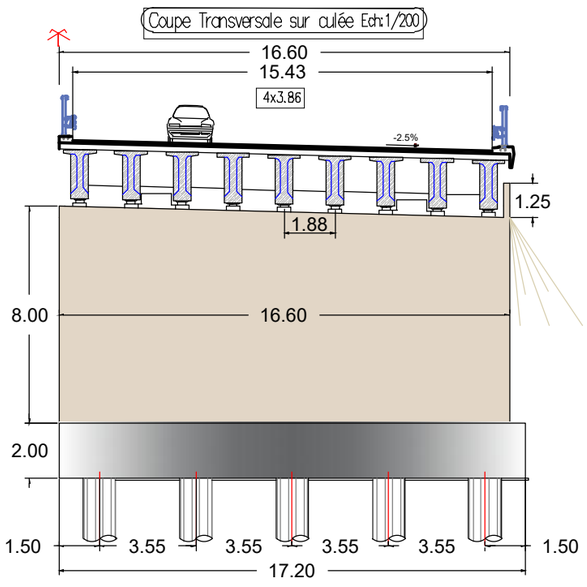
Projet fin d'étude :	Variante :	Chapitre III :	Page :	Année Universitaire :
CONCEPTION ET ÉTUDE D'OUVRAGE D'ART 12-01 AU PK 34+190 DE LA PÉNÉTRANTE BEJAÏA	PONT VOUSSOIRS	CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMET	45	2021/2022

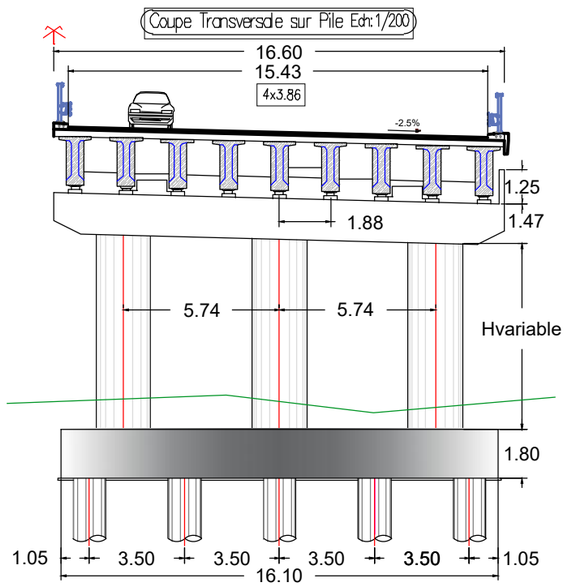


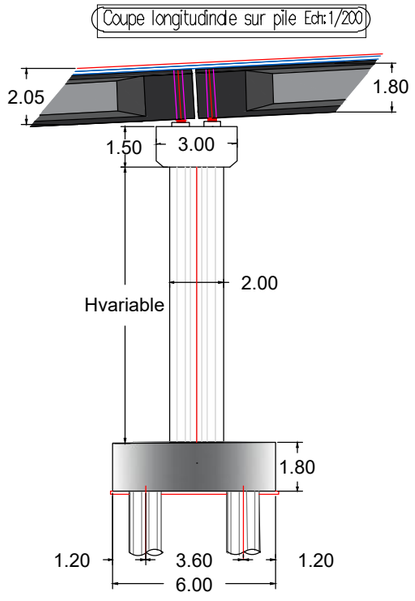


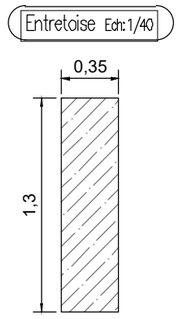




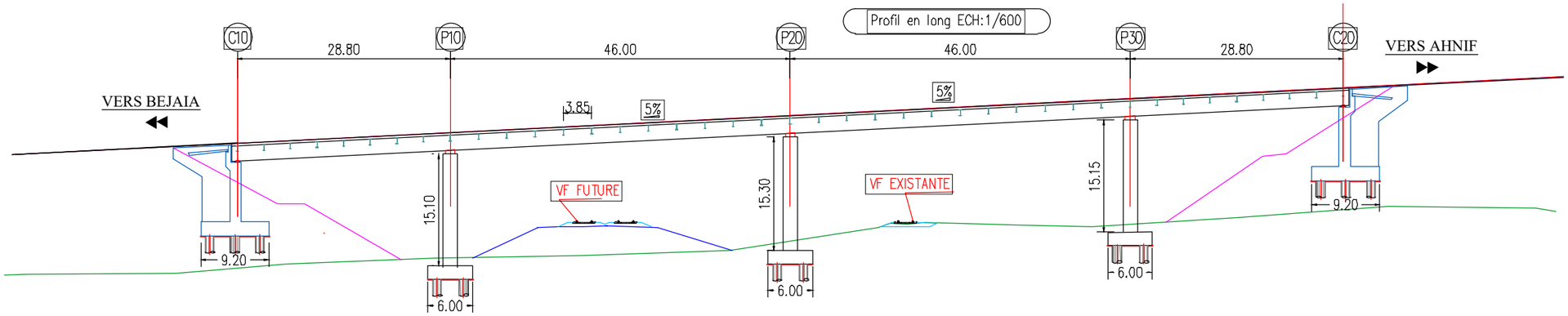


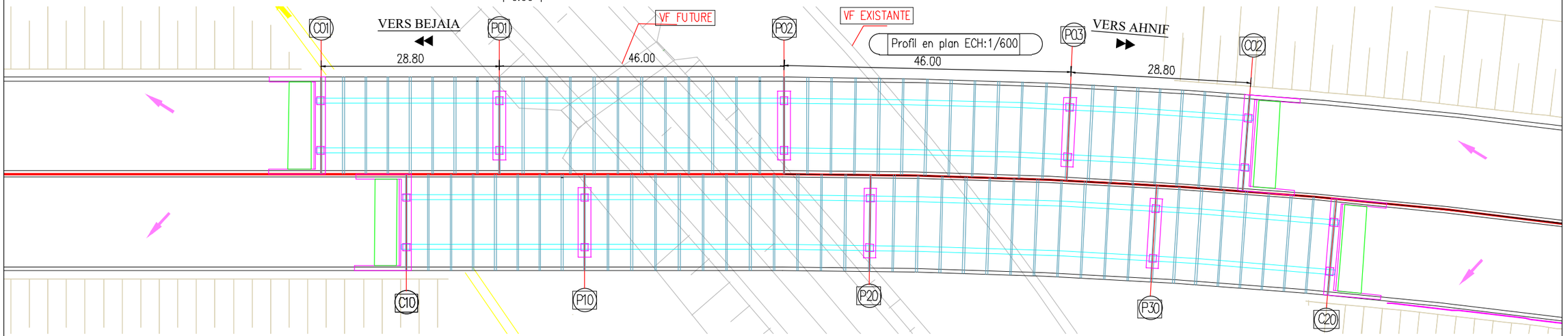


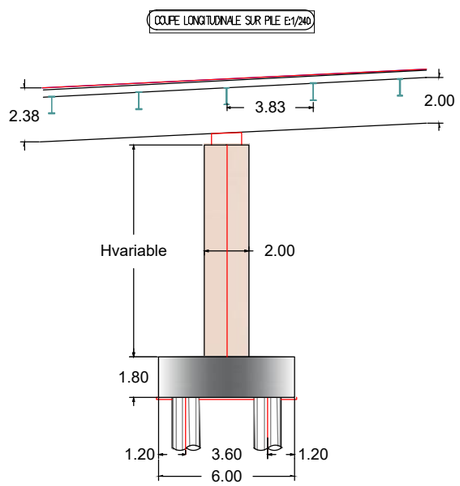


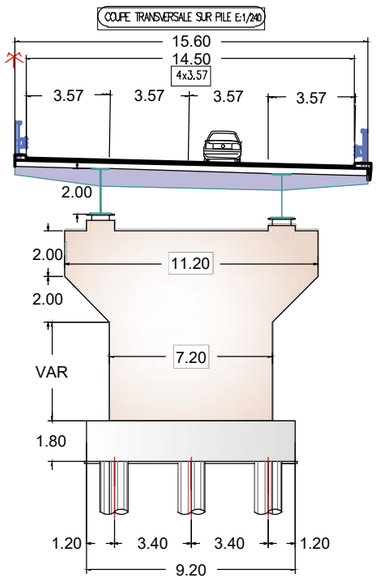


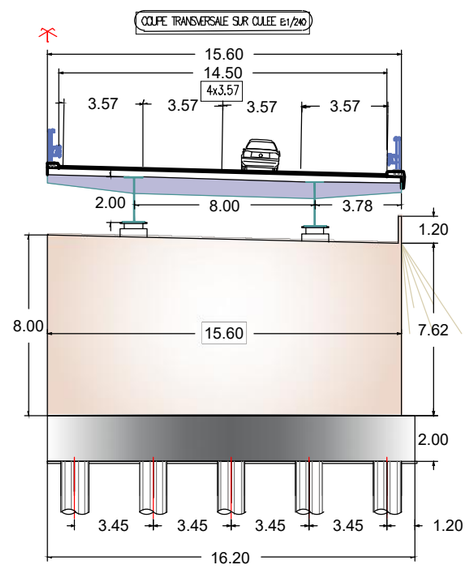
Projet fin d'étude :	Variante :	Chapitre III :	Page :	Année Universitaire :
CONCEPTION ET ÉTUDE D'OUVRAGE D'ART 12-01 AU PK 34+190 DE LA PÉNÉTRANTE BEJAÏA	PONT A POUTRES EN B.P	CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMET	46	2021/2022

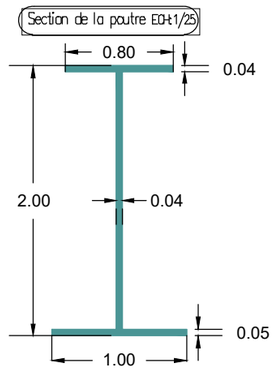


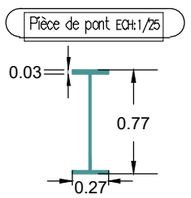








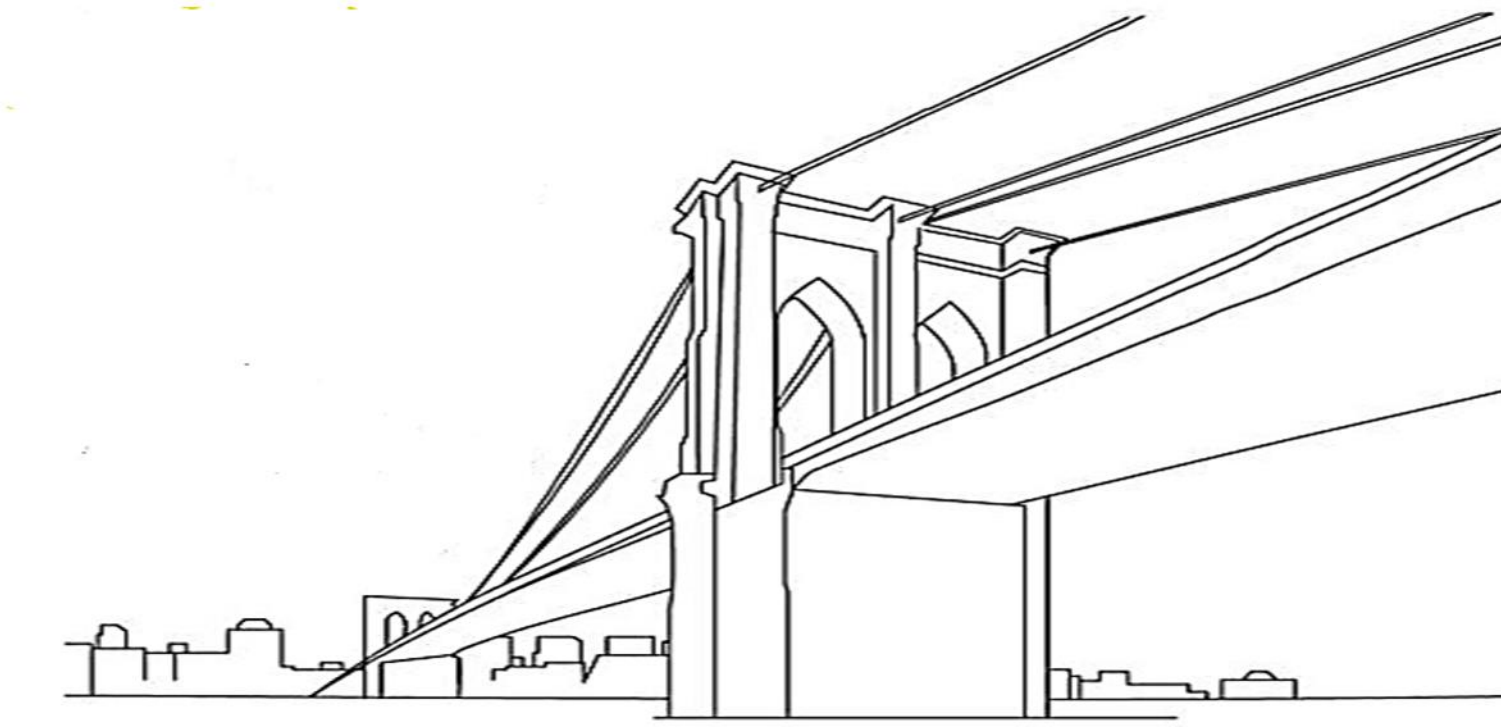




Projet fin d'étude :	Variante :	Chapitre III :	Page :	Année Universitaire :
CONCEPTION ET ÉTUDE D'OUVRAGE D'ART 12-01 AU PK 34+190 DE LA PÉNÉTRANTE BEJAÏA	PONT MIXTE BI-POUTRE	CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMET	47	2021/2022

Chapitre IV

REPARTITION TRANSVERSALE ET LONGITUDINALE DUE AUX SURCHARGES



IV.1. INTRODUCTION

Après avoir choisi la conception la plus avantageuse dans le chapitre précédent, dans ce chapitre et avec le document RCPR on va calculer la répartition des surcharges longitudinalement à la phase de service, cela pour déterminer les efforts et les moments. Ensuite on utilise la méthode de GUYON-MASSONNET dans la répartition transversale pour avoir la section la plus sollicitée.

IV.2. ETUDE DES CHARGES ET DES SURCHARGES LONGITUDINALES

IV.2.1. Poids de la poutre

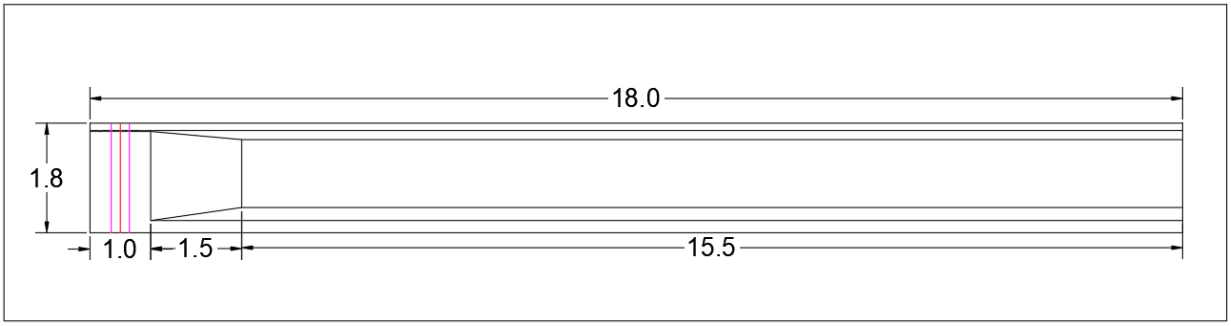


Figure IV.1. Longueurs des différentes sections de la poutre.

On a une section variable dans la poutre donc :

$$\mathbf{P = P_{S1} + P_{S2} + P_{S3}}$$

Donc on a : $\mathbf{P_{Si} = Li \times Si \times \gamma_b}$

Tel que :

PS1 : poids de la section d'about m^2.
PS2 : poids de la section intermédiaire m^2.
PS3 : poids de la section médiane m^2.
Li : la longueur de la section en m^2.
γ_b : le poids volumique du béton qui égale à 25 KN/m^3.
Si : air du la section en m^2.

Tableau IV.1. Poids total de la poutre.

Poids de la poutre	Le poids des différentes sections du la poutre	La valeur (KN)	La totalité de la poutre en (KN)	Le poids de la poutre en (KN/ml)	Pour l'ensemble des poutre (KN/ml)
PSi	P_{S1}	62.115	685.217	19.03	171.30
	P_{S2}	72			
	P_{S3}	551.102			

- **Poids de la dalle :**

Epaisseur de la dalle est de 25 cm :

$P_D = 0.25 \times 25 \times 15.60 = 97.5$ KN/ml

La charge permanente (CP) :

$CP = P_D + P_P = 97.5 + 171.30 = 268.8$ KN/ml

- **Poids de l'entretoise :**

$P_{entretoise} = 16.89$ KN/ml

$G = CCP + CP = 38.67 + 268.80 = 307.47$ KN/ml

$Gt = G + P_{entretoise} = 324.36$ KN/ml

$G = 11\,677.10$ KN

IV.2.2. Calcul des charges et des surcharges longitudinales

IV.2.2.1. Système de charge AL

$$\mathbf{AL = 2.30 + \frac{360}{L + 12}}$$

L : la longueur chargée du tablier en (m) L = 36 m.

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{36 + 12} = 9.80 \text{ KN}/m^2$$

On a: $A = a_1.a_2.AL$

Tableau IV.2. Coefficient a1.

	Nombre de voies chargées				
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	-	-	-

Pour 4 voies chargées on a :

$a_1 = 0.75$, avec : $A_1 = 7.35$.
$a_2 = 1.04$

Donc : $A = A1 \times a_2 = 7.35 \times 1.04 = 7.64$ KN/m^2

- **Calcul de AL distribué sur un certain nombre de voies :**

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

- **Calcul de l'effort tranchant et le moment fléchissant de chaque voie :**

Une voie chargée :

Av (L) = A (L) × a1 × a2 × Lv

A_{1v}(L) = 9.80 × 1 × 1.04 × 3.37 = 34.34 KN/ml

L'effort tranchant à(x=0) (réaction max) :

RA = RB = A_{1v}(L) × L/2 = 34.34 × 35/2 = 601 KN

Moment fléchissant à (x = L/2) :

M(L/2) = A_{1v}(L) × L^2/8 = 34.34 × 35^2/8 = 5 258.31 KN.m.

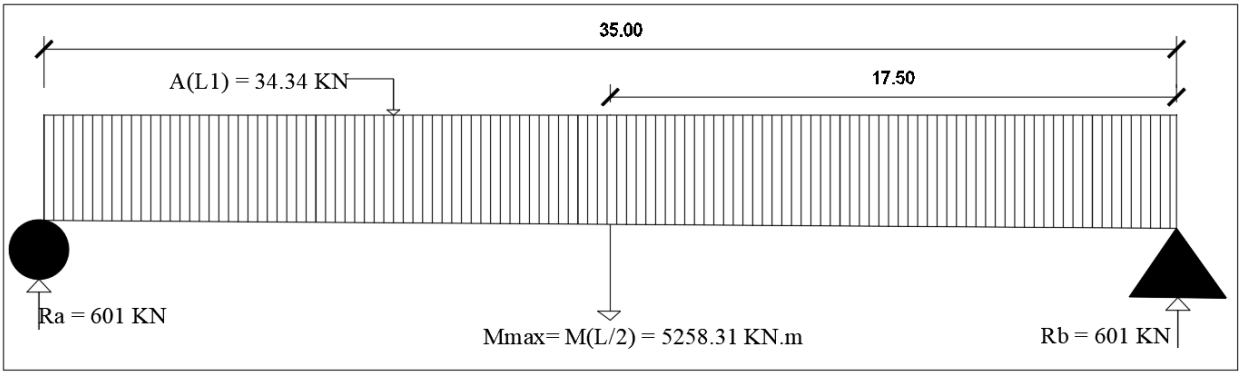


Figure IV.2. Positionnement de la surcharge A_1V(L).

Deux voies chargées :

A2v(L) = 9.80 × 1 × 1.04 × 6.74 = 68.70 KN/ml

L'effort tranchant (x = 0) :

RA = RB = 1 202.25 KN

Moment fléchissant (x = L/2) :

M(L/2) = 9 810.72 KN.m

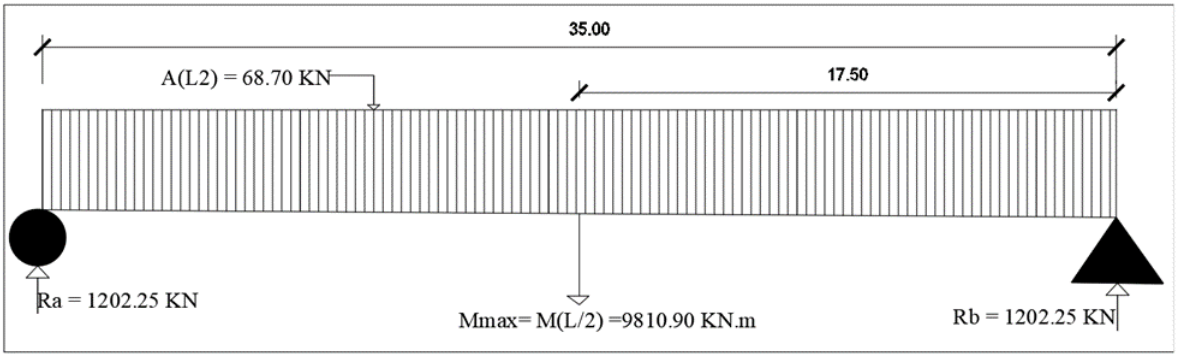


Figure IV.3. Positionnement de la surcharge A_2V(L).

Trois voies chargées :

A3v(L) = 9.80 × 0.9 × 1.04 × 10.11 = 92.74 KN/ml

L'effort tranchant (x = 0) :

RA = RB = 1 622.89 KN

Moment fléchissant (x = L/2) :

M(L/2) = 14 200.81 KN.m

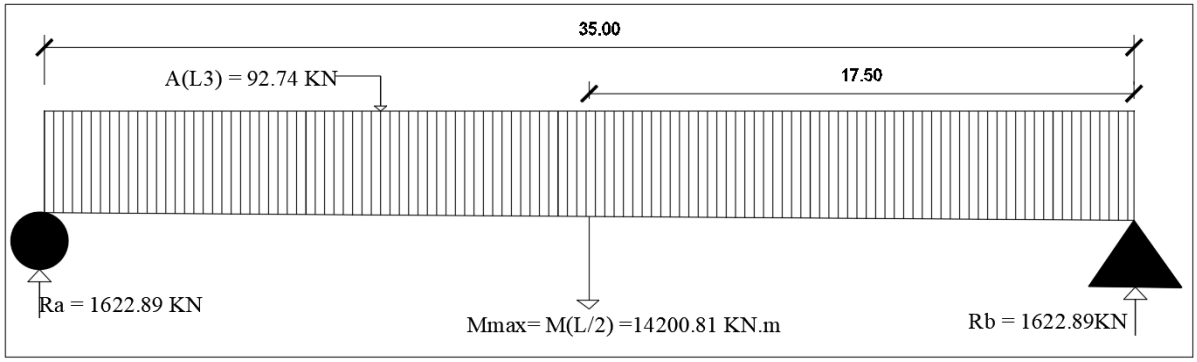


Figure IV.4. Positionnement de la surcharge $A_3V(L)$.

Quatre voies chargées :

A4v(L) = 9.80 × 0.75 × 1.04 × 13.48 = 103.04 KN/ml

L'effort tranchant (x = 0) :

RA = RB = 1 803.2 KN

Moment fléchissant (x = L/2) :

M(L/2) = 15 778 KN.m

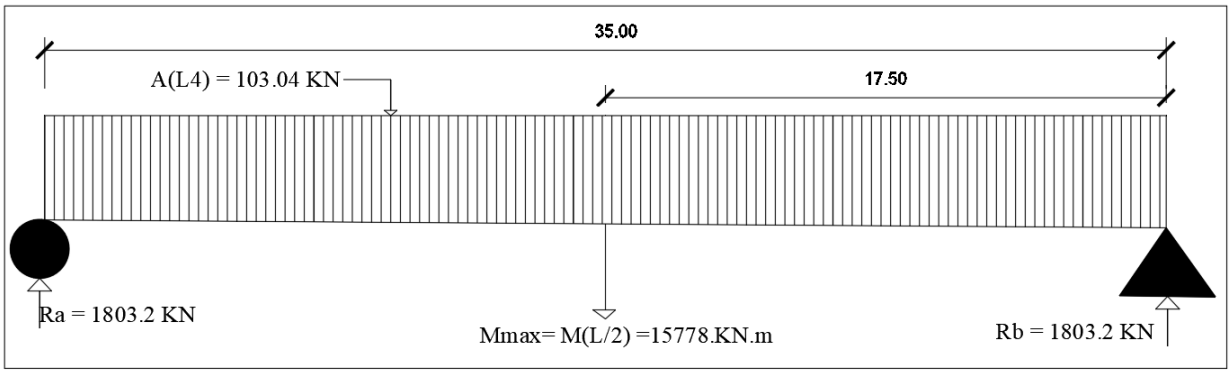


Figure IV.5. Positionnement de la surcharge $A_4V(L)$.

IV.2.2.2. Système de charge Bc

- **Calcul du coefficient de majoration dynamique δ :**

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

L : la longueur de l'élément exprimée en mètre.

G : charge permanente.

S : charge maximale de Bc.

La valeur de **S** à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient de tableau suivant :

Tableau IV.3. Coefficient bc.

	Nombre de voies chargées				
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	-	-	-

- **Coefficient de majoration :**

bc = 1.2

S = 300 × 2 × 1.2 = 720 KN

G = 11 068.92 KN

δ = 1.06

On résume toutes les valeurs de majoration dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4. Coefficient δ.

N voies	**Bc**	**S (KN)**	**L (m)**	**G (KN)**	**δ**
1	1.2	720	35	11 677.1	1.06
2	1.1	1 320	35	11 677.1	1.067
3	0.95	1 710	35	11 677.1	1.072
4	0.8	1 920	35	11 677.1	1.075

- **Calcul des sollicitations :**

L'effort tranchant (x=0) :

Une voie chargée :

ΣM/B = 0 ; RA × 35 = 60 × 16.5 + 120 × 12 + 120 × 10.5 + 60 × 6 + 120 × 1.5

RA = 120.85 KN

RB = 600 -120.85= 479.15 KN

R1(Bc) = RB × bc × Nvoies × δ1 = 479.15× 1.2 × 1 × 1.06 = 609.48KN.

Pour deux voies chargées :

R2(Bc) = 479.15 × 1.067 × 1.1 × 2 = 1 124.76 KN

Pour trois voies chargées :

R3(Bc) = 479.15 × 1.072 × 3 × 0.95 = 1 463.9 KN.

Pour quatre voies chargées :

R4(Bc)= 1648.28 KN.

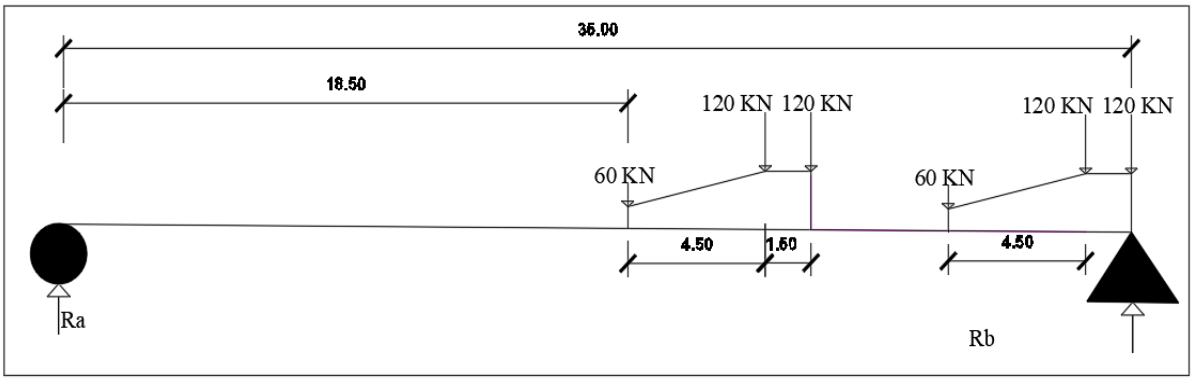


Figure IV.6. Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant.

Moment fléchissant avec théorème de Barré :

Théorème : « Le moment fléchissant dus aux sous charges mobiles en droit (Pi) sera Maximum lorsque cette charge (Pi) est la résultante R de toutes les charges selon symétrique Par rapport le centre de la poutre ».

M/c = R_x × X = 120 × 4.5 + 120 × 60 + 60 × 10.5 + 120 × 15 + 120 × 16.5

600X = 5 670 KN.m. Qui donne : **X = 9.45 m**

Et pour la valeur « a » :

a = (9.45 - 1.5 - 4.5) = 3.45 → a/2 = 1.725 m.

M_{TBc} = M/0 ; ΣM/A = 0, donc :

RB = 328.75 KN → RA = 600 - 328.75 = 271.25 KN.

M/0 = RA x 16.275 - 60 × 6 -120 × 1.5 = 3874.59 KN.m.

Une voie chargée :

M_{Bc1} = M/0 × bc × Nvoies × δ1 = 4928.48KN.m.

Deux voies chargées :

M_{Bc2} = 9 095.21 KN.m.

Trois voies chargées :

M_{Bc3} = 11 837.65 KN.m.

Quatre voies chargées :

MBc4 = 13 328.59 KN.m.

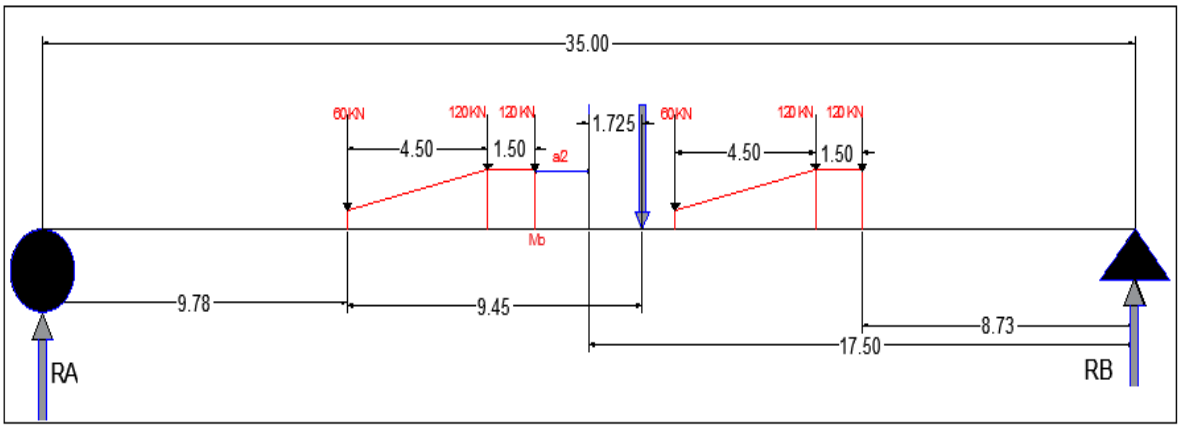


Figure IV.7. Positionnement de la résultante des charges selon Barrés.

IV.2.2.3. Système de charge Bt

Classe de pont est : I, donc bt = 1.2.

1er cas : un tandem de Bt :

S = 320 × 1.2 = 3 84 KN
G = 11 677.10 KN
L = 35 m
δ_1 = 1.055

2ème cas : deux tandems de Bt :

S = 2 × 320 ×1.2 = 768 KN
G = 11 677.10 KN
L = 35 m
δ_2 = 1.059

- **Calcul des sollicitations :**

Effort tranchant en (x = 0) :

1er cas : un tandem de Bt :

ΣM/B = 0

→ RA × 36= 160 × 1.35 KN.m

RA = 6.17 KN

RB = 320 – 6.17 = 313.83 KN.

$R1_{max}$ (Bt) = RB × bt × Ntandems x δ1 = 397.31 KN.

2ème cas : deux tandems de Bt :

$R2_{max}$ (Bt) = 798.38 KN.

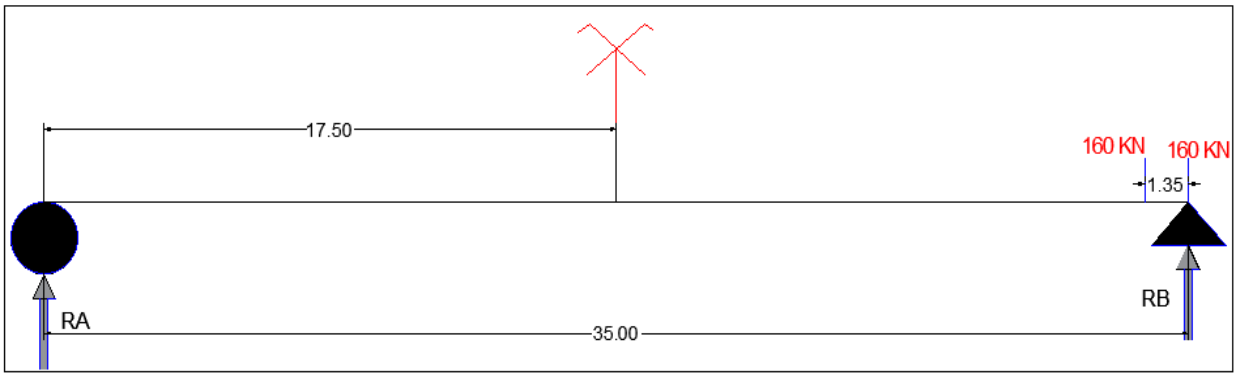


Figure IV.8. Positionnement d'un seul tandem de la charge Bt.

Moment fléchissant : « théorème de Barrée » :

Vue qu'on a une symétrie : RA = RB = 160 KN.

M (L/2) = MBt = RA × (35/2) - 160 × 0.675 = 2 692 KN.m.

1er cas : un tandem de Bt

MBt1 = MBt x bt x Ntandems x δ1 = 3 408.07 KN.m.

2ème cas : deux tandems de Bt

MBt_2 = 6848.45 KN.m

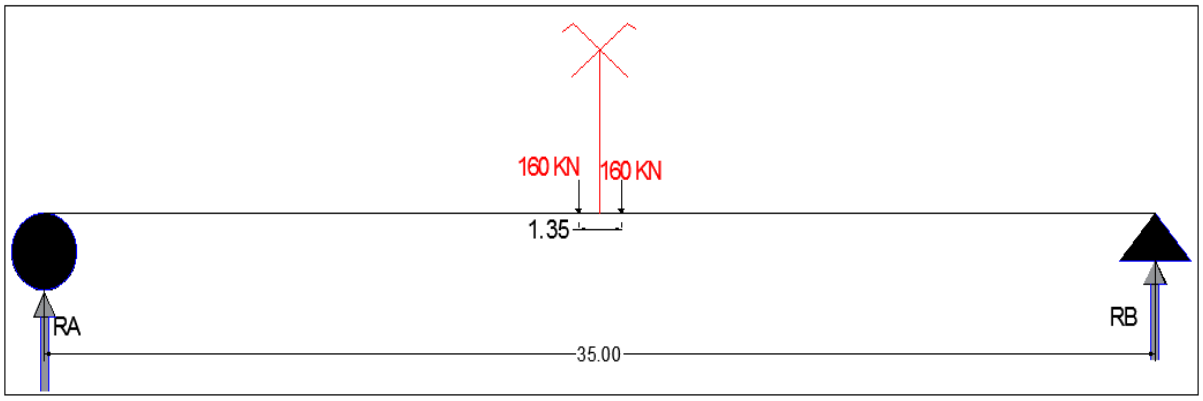


Figure IV.9. Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment.

IV.2.2.4. Système chargée Br :

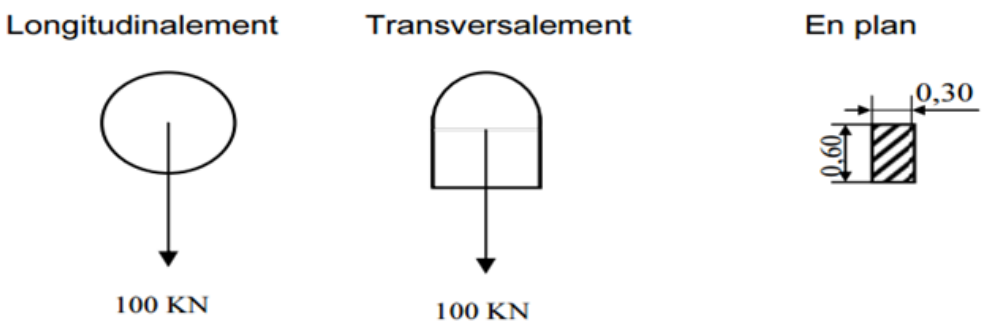


Figure IV.10. Système de chargement Br.

On a les données suivantes :

S = 100 KN.
G = 11 068.92 KN
L = 35 m
δ = 1.05

- **Calcul les différentes sollicitations :**

Effort tranchant (x = 0) :

RBr = RB × δ = 100 × 1.05 = 105.3 KN.

Moment fléchissant :

Vue qu'on a une symétrie : RA = RB = 50 KN.

M (L/2) = MBr = RA × (35/2) = 900 KN.m.

M_{max} = MBr × δ = 945 KN.m.

IV.2.2.5. Charge militaire Mc120

Les systèmes Mc120 peuvent circule en convois, dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée.

Les données pour calculer les sollicitations de charge militaire Mc120 sont :

G = 11 677.10 KN.

S = 1 100 KN.
L = 6.10 m

- **Calcul du coefficient de majoration dynamique δ :**

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + \frac{4 \times G}{S}} \times \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} = 1.065$$

- **Calcul des sollicitations :**

Calcul de l'effort tranchant (x = 0) :

∑ M/B =0 On : RA × 35= (180.30 × 6.1) ×31.95

RA = 1 004 KN

Pour la R_B on a :

R_A + RB = 180.3 × 6.1

RB = 96 KN.

Rmax Mc120 = Ra = 1 004 × 1.06 = 1 069.26 KN.

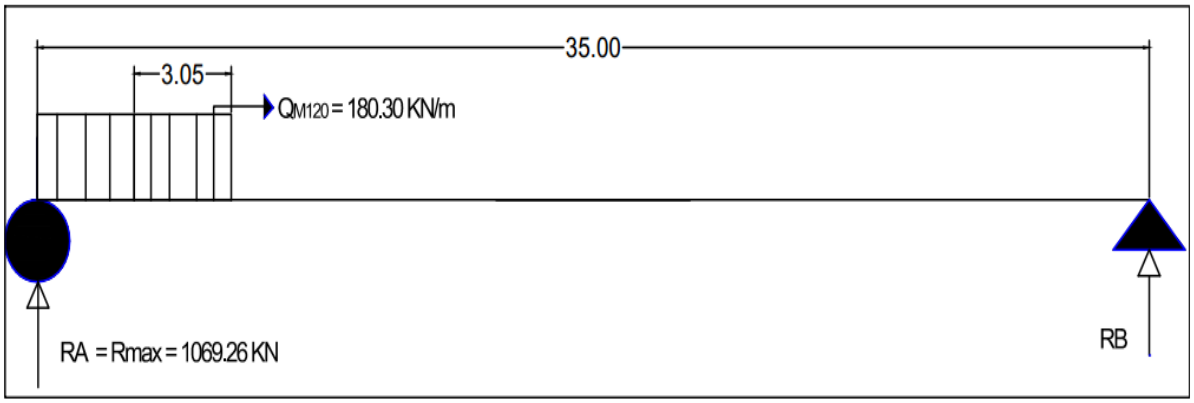


Figure IV.11. Positionnement de la charge Mc120 pour une réaction max.

Moment fléchissent à (x = L/2) :

Vu qu'on a une symétrie RA=RB= 550 KN

M(L/2) = 8 786.38 KN.m

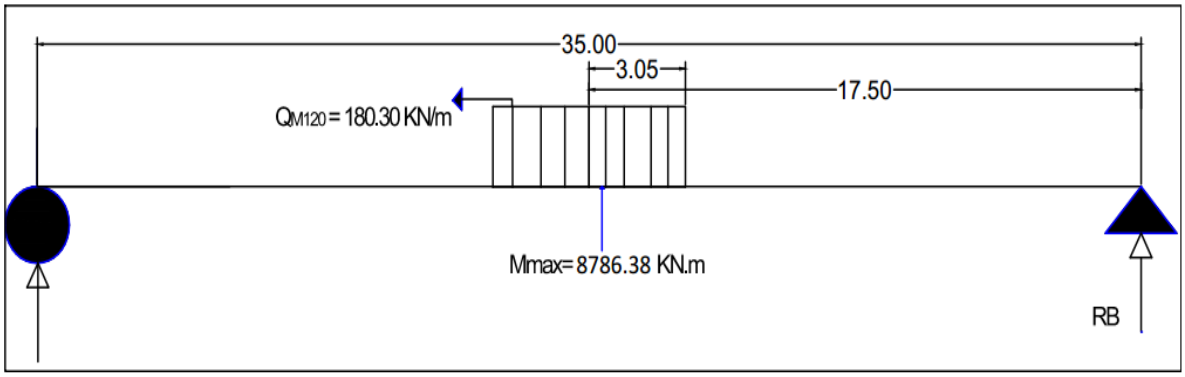


Figure IV.12. Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.

IV.2.2.6. Convoi exceptionnel D240

- **Calcul des sollicitations :**

Effort tranchant (x = 0) :

ΣM/B = 0 → RA x 35 = 2400 × 9.30 KN.m

RA = (2400 × 9.30) / 35 = 637.71KN

RB = 1762.29 KN

Rmax = RB = 1 762.29 KN.

Moment fléchissant à (x = L/2) :

Vu qu'on a une symétrie :

RA = RB = 1 200 KN.

MD240 (max) = M (L/2) = 15 420.1 KN.m

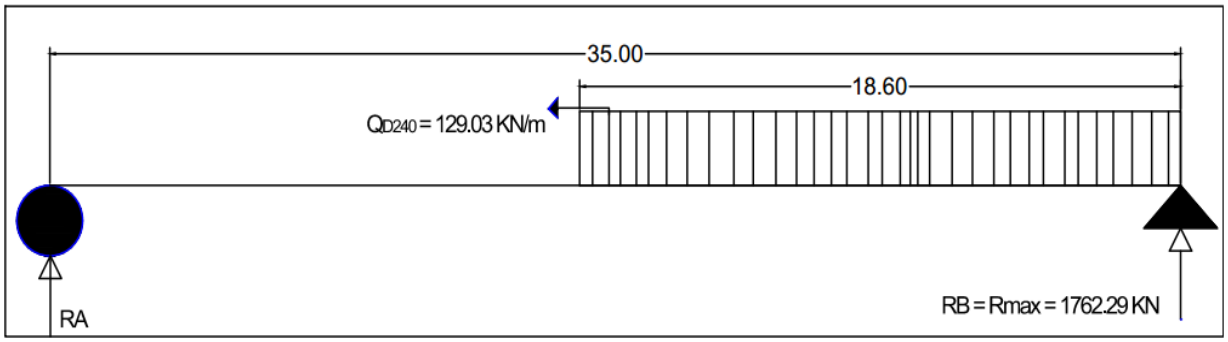


Figure IV.13. Positionnement du convoi D240 pour une réaction max.

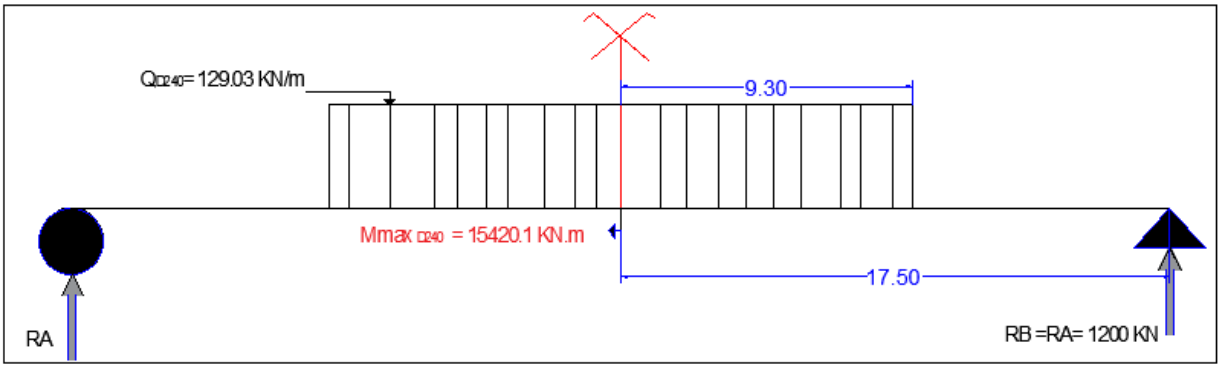


Figure IV.14. Positionnement du convoi D240 pour un moment max.

IV.2.2.7. Efforts de freinage

- **Système de charge Bc :**

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids de véhicule de 300 KN.

- **Système de charge A :**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A.S}{20+0.0035\times S} \ [KN]$$

S : surface chargée en (m^2)

$Av\ (L) = A\ (L) \times a_1 \times a_2$

Tableau IV.5. Effort de farinage de système de charge A.

	S (m^2)	A (KN/m^2)	F (KN)
Une voie	121.50	10.16	60.45
Deux voies	243	10.16	118.44
Trois voies	364.50	9.15	156.70
Quatre voies	486.60	7.62	170.70

IV.3. DEFINITION DE LA METHODE DE GUYON-MASSONNET

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et la plus utilisée dans la répartition transversale. Cette méthode vise à déterminer les efforts transitant dans un grillage de poutres soumises à un chargement quelconque, ponctuel ou réparti, le système dalle- poutre discrète et remplacée par un système uniforme composé d'une dalle anisotrope ou orthotrope ayant des caractéristiques constantes suivantes chacun de ses axes transversaux et longitudinaux.

Ce passage d'une répartition discrète de la rigidité, à une répartition continue, est l'hypothèse principale sur laquelle repose cette méthode, cette hypothèse est plus ou moins contestable, mais dans la mesure où le but de la méthode est de déterminer la répartition des efforts dans les différentes parties de la structure et où les variations de ces efforts ne sont pas très importantes l'erreur qui en résulte peut être considérée comme négligeable.

IV.4. DETERMINATION ET CALCUL DES PARAMETRES

IV.4.1. Largeur active B

Le pont est constitué de 9 poutres, on opte une largeur active de : 2b=n×b1

Avec :

n : nombre de poutre (n = 9)
b_1 : l'entraxe qui-t-égale à 1.77 m
b : largeur active de GUYON-MASSONNET, b =9 × 1.77/2 = 8 m

Tableau IV.6. La position active des poutres.

Position	X1	X2	X3	X4
La valeur	1.77	3.54	5.31	7.1

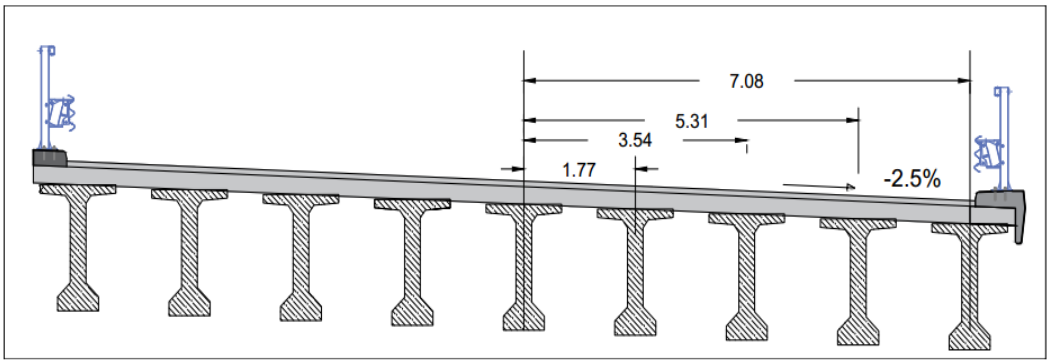


Figure IV.15. Les positons actives des poutres

IV.4.2. Paramètre d'entretoisement θ

Ce paramètre a été déduit par GUYON on calculant les grillages sans tenir compte la torsion, il détermine la souplesse de l'entretoisement. Plus il est grand, plus souple est l'entretoisement.

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\rho_p / \rho_E}$$

Tel que :

b : largeur active égale 7.1 m
L : longueur de la poutre 36m

- **Rigidité flexionnelle de la dalle ρD :**

Pour l'entretoisement a été assuré par la dalle, pour cela on peut dire que $\rho_E=\rho_D$.

$\mathbf{L_1}$: distance entre axes d'entretoise 1ml.
b : par ml.
$\mathbf{b_1}$: l'entraxe 1.77 m.
d : épaisseur de la dalle 25 cm.
$\mathbf{I_D}$: l'inertie de la dalle égale à :

$$\mathbf{I_D} = \frac{\mathbf{L1 \times d^3}}{\mathbf{12}}$$

$I_D = 1 \times (0.25)^3/12 = 1.302083 \times 10^{-3}\ m^4$

$\rho_E = \rho_D = I_D \times E/b = 1.302083 \times 10^{-3}\ E$

- **Rigidité flexionnelle de la poutre :**

Comme la poutre est à inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donné par la formule suivante :

$$I_P = \mathbf{I_0} + \frac{\mathbf{8}}{\mathbf{3\pi}}(\mathbf{I_m} - \mathbf{I_0})$$

$\mathbf{I_0}$: moment d'inertie de la section d'about avec hourdis = 0.6768 m^4
$\mathbf{I_m}$: moment d'inertie de la section à mi – travée = 0.2839 m^4
$\mathbf{I_P}$= 0.343296121 m^4
$b_0 = b_1$ = 1.77 m (entre-axe longitudinalement).

$$\rho_p = \frac{E \times I_P}{b0} = \frac{0.343296121 \times E}{1.77}$$

$\rho_p = 0.193952611\ E$

Donc on a : $\theta = 0.68$

Paramètre de torsion :

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion α dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

- **Rigidité torsionnelle de la dalle :**

$C_E = 2 \times G \times I_E$

$I_E=I_D= 1.302083 \times 10^{-3}\ m^4$

$CE = 1.0937497 \times 10^{-3}E$

$\gamma E = 1.0937497 \times 10^{-3}E$

- **Module de cisaillement (module de déformation transversale) :**

$G = 0.42E$, avec :

ϑ **:** coefficient de poisson qui est égale 0.2.

E : module de déformation longitudinale de béton (module de YOUNG).

- **Rigidité torsionnelle de la poutre par l'unité de longueur :**

$$\gamma_p = Cp/b_1$$

ρ_P : rigidité flexionnelle de la poutre par l'unité de longueur.

ρ_E : rigidité flexionnelle de l'entretoise par l'unité de longueur.

- **Rigidité torsionnelle de la poutre Cp :**

$$Cp = \frac{G}{3}\left[(hi \times bi^3) + \frac{bid^3}{2}\right]$$

Tel que :

hi : hauteur de la poutre.

bi : épaisseur de la dalle.

Calcul des sections équivalentes :

Section de la table de compression S1 à mi- travée :

En utilisant AUTOCADE, on détermine la section de la table de compression.

On trouve : S1 = 2 072 cm^2 et la largeur de la table : h1 = 2 072/120 = 17.26 cm

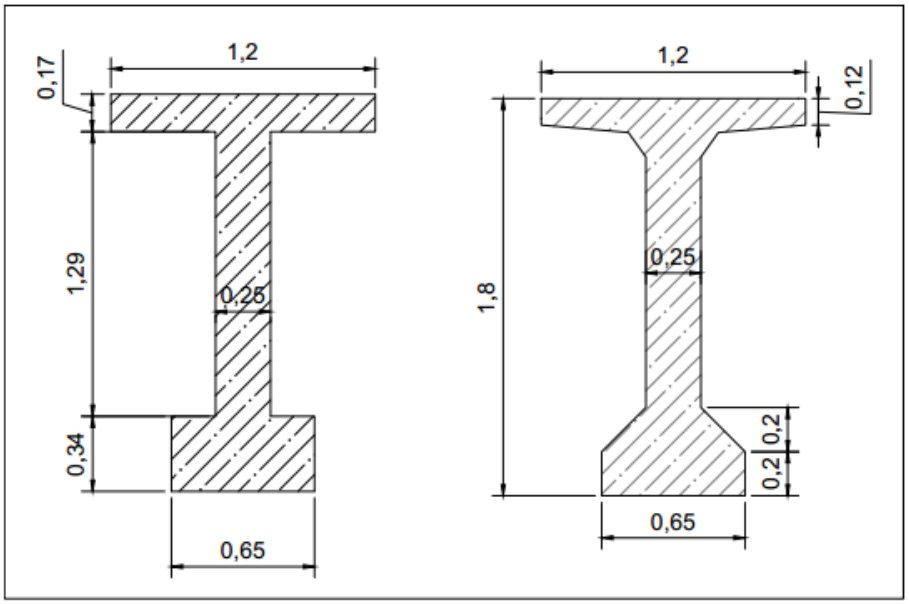


Figure IV.16. Section Equivalente.

Section de talon :

S2 = (20 × 20) + (65 × 20) + (25 × 20) = 2200 cm^2 = 0.22 m^2

La largeur de talon : h_2 = 2 200/65 = 33.84 cm = 0.3384 m^2

Donc :

Cp = 9.145868876 ×10-3 E

$\gamma p = 5.167157557\ 10^{-3}$ E

$\alpha = 0.21$

IV.5. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS

Un tableau récapitulatif sur les moments fléchissant de tous les charges et les surcharges :

Tableau IV.7. Moment fléchissant de toutes les charges et surcharge.

Charges et surcharges			**Les valeurs en (KN/ml) (KN)**	**Moment fléchissant max (L/2) en (KN.m)**	**Moment fléchissant max par poutre**
Charge Permanente	G		324.36	49 667.63	5 518.625
Surcharges AL	AL	01 voie	34.34	5 258.31	584.26
	AL_2	02 voies	68.70	9 810.72	1 090.08
	AL_3	03 voies	92.74	14 200.81	1 577.87
	AL_4	04voies	103.04	1 5778	1 753.11
Surcharge B	Bc	01voie	600	4 928.48	547.61
		02 voies	1200	9 095.21	1 010.58
		03 voies	1800	11 837.65	1 315.29
		04voies	2400	13 328.59	1 489.95
	Bt	Un tandem	384	3 408.07	378.67
		Deux tandems	768	6 848.45	761
	Br		100	945	105
Convois	MC120		1 100	8 786.38	976.26
	D240		2 400	1 5420.1	1 713.34

Le coefficient de répartition K est en fonction de plusieurs paramètres, il dépond de :

- La valeur du paramètre d'entretoisement θ.
- La valeur du paramètre de torsion α.
- L'excentricité relative (e/b) de la charge linéaire.
- L'ordonnée relative (y/b) du point considéré de la construction.

Pour éviter de calculer séparément Kα pour chaque valeur de α à partir de relations complexes Massonnet a déduit, sur la base de calcul d'un grand nombre de cas, la formule d'interpolation :

$$\mathbf{K\alpha = Ko + (K1 - Ko).\sqrt{\alpha}}$$

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où : $0 < \alpha < 1$ on utilise les formules d'interpolation d'après Sattler.

- Si $0 \leq \theta \leq 0.3$ $\quad K\alpha = Ko + (K1 - Ko).\alpha^{0.05}$
- Si $0.3 \leq \theta \leq 1$ $\quad K\alpha = Ko + (K1 - Ko).\alpha^{\beta}$
- Si $1 \leq \theta \leq 2$ $\quad K\alpha = Ko + (K1 - Ko).\alpha^{0.5}$

Ouu : $\beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065 - \theta}{0.665}\right)}$

D'après les calculs qu'on a affectés ci-dessus, on détermine notre cas qui est le deuxième : $\theta = 0.68$ et $\alpha = 0.21$

Et pour : $\theta = 0.60$

Dans le cas ou la valeur de θ ne figure pas dans les tableaux on doit faire une interpolation entre les deux valeurs , comme notre cas ou il ya $\theta = 0.68$ cette valeur est intégrer entre $\theta = 0.65$ et $\theta = 0.70$ (**voire l'ANNEXE B**).

Dans les tableaux de GUYON- MASSONNET avec la valeur de $\theta = 0.68$ on trouve les valeurs ci-dessous, en utilisant l'interpolation suivante : $F(c) = f(a) + (c-a)\frac{f(b)-f(a)}{b-a}$

Tableau IV.8. Valeur K0 pour : θ = 0.68.

Theta = 0.68	**Alfa=0=> K0**								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.084	0.577	1.056	1.461	1.647	1.461	1.056	0.577	0.084
b/4	-0.324	0.131	0.592	1.054	1.461	1.673	1.540	1.219	0.849
b/2	-0.515	-0.173	0.187	0.592	1.056	1.540	1.921	2.060	2.099
3b/4	-0.602	-0.400	-0.172	0.131	0.577	1.219	2.060	3.002	3.885
b	-0.659	-0.602	-0.515	-0.325	0.084	0.849	2.099	3.885	6.081

Tableau IV.9. Valeur K1 pour : θ = 0.68.

Théta=0.68	**Alfa=1=> K1**								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.724	0.843	0.994	1.163	1.259	1.163	0.994	0.843	0.724
b/4	0.500	0.608	0.753	0.946	1.163	1.311	1.270	0.558	1.054
b/2	0.353	0.445	0.571	0.753	0.994	1.270	1.490	1.535	1.516
3b/4	0.259	0.336	0.445	0.608	0.843	1.158	1.535	1.895	2.126
b	0.194	0.259	0.353	0.500	0.724	1.054	1.516	2.126	2.857

- **Calcul de Kα :**

A l'aide de la formule suivante, on déduit les coefficients de répartition transversale suivant :

Si $0.3 \leq \theta \leq 1$, $K\alpha = Ko + (K1 - Ko).\alpha^{\beta}$ Avec : **$\alpha = 0.21$ et $\beta = 0.60$** $\alpha^{\beta} = 0.39$

Tableau IV.10. Valeur Kα pour : θ = 0.68.

Théta = 0.68	**Alfa=0.21=> K0.21**								
y / e	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
0	0.334	0.680	1.032	1.345	1.496	1.345	1.032	0.680	0.334
b/4	-0.003	0.317	0.655	1.012	1.345	1.532	1.435	0.961	0.929
b/2	-0.176	0.068	0.337	0.655	1.032	1.435	1.753	1.855	1.872
3b/4	-0.266	-0.113	0.068	0.317	0.680	1.195	1.855	2.570	3.199
b	-0.327	-0.266	-0.176	-0.003	0.334	0.929	1.872	3.199	4.824

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

A partir de tableau ci- dessous, on peut conclure les coefficients de répartition transversal :

Tableau IV.11. Valeur de K α pour chaque poutre.

Théta=0.68	**Alfa=0.21=> K0.21**								
Y / e	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
Poutre 1 y= 0	0.333	0.680	1.032	1.345	1.496	1.345	1.032	0.680	0.334
Poutre 2 y=1.77	0.034	0.357	0.697	1.049	1.362	1.511	1.390	0.929	0.862
Poutre 3 y=3.54	-0.15	0.096	0.372	0.694	1.066	1.446	1.718	1.756	1.766
Poutre 4 y=5.31	-0.25	-0.093	0.098	0.354	0.719	1.222	1.844	2.490	3.051
Poutre 5 y= 7.08	-0.31	-0.249	-0.149	0.033	0.372	0.959	1.870	3.129	4.643

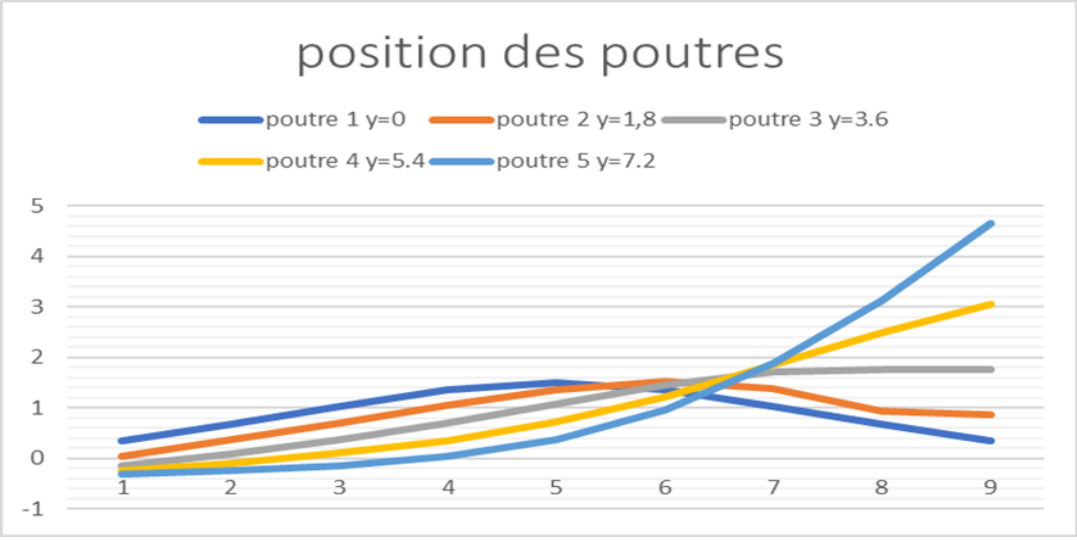


Figure IV.17. Position des poutres.

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section à mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos systèmes de chargement (Bc, Bt, Br) et surcharge surfacique (A(l), accompagnée de convoi Mc120, D240) pour chaque poutre comme notre cas on a neuf poutres par symétrie on peut intéresser que par les moitiés c'est-à-dire quatre poutres plus la poutre intermédiaire.

La méthode de disposition de chargement, pour chaque poutre on met le chargement sur la poutre même pour avoir un cas défavorable et sollicité le maximum de la poutre, par exemple concernant les poutres intermédiaires, par contre les deux poutres de rive on ne peut pas disposer le chargement sur les poutres à cause de l'espace entre le trottoir et l'essieu qu'on ne peut pas dépassés.

- **Calcule Kαmoy :**

On calcule la surface avec AUTOCAD, et on utilise la formule suivante :

Kαmoy =S/L

Tel que :

S : la surface située entre l'ordonnée d'impact et la ligne d'influence.

Les tableaux ci-dessous résument les coefficients Kαmoy qui était calculé par les lignes d'influences (**voir l'ANNEXE B**) :

- **Système A(L) :**

Première poutre :

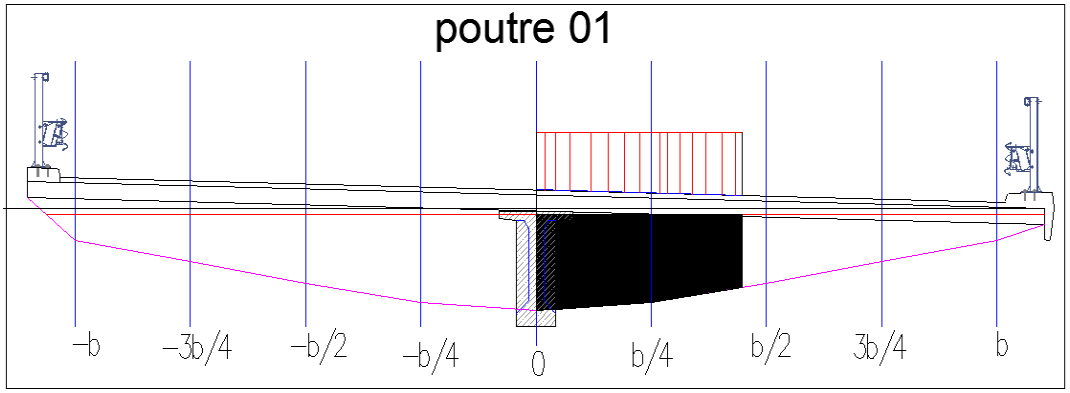


Figure IV.1. Surface de la surcharge AL pour une voie.

Tableau IV.1. Valeur de Kαmoy pour premier poutre.

Poutre 01		**Surface (m2)**	**Largeur de la voie**	**Kαmoy**
A(L)	Une voie	4.55	3.37	1.35
	Deux voies	9.09	6.74	1.35
	Trois voies	12.41	10.11	1.23
	Quatre voies	14.71	13.48	1.09

Deuxième poutre :

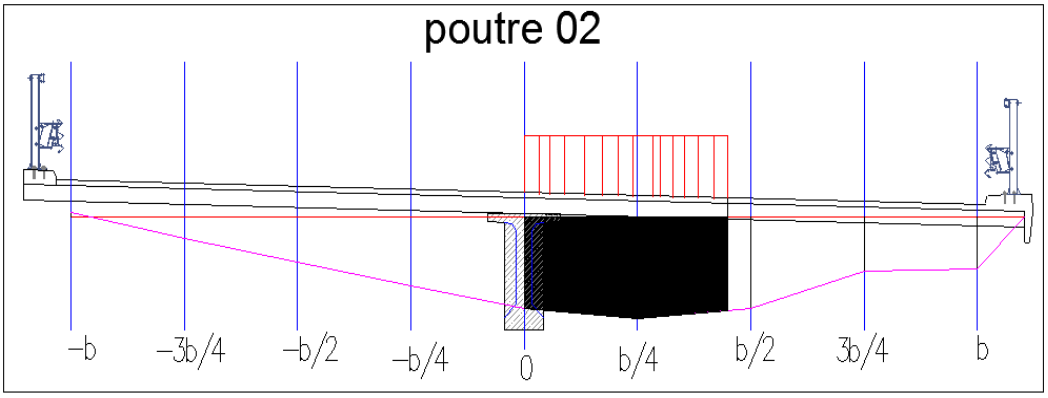


Figure IV.19. Surface de la surcharge AL pour une voie.

Tableau IV.13. Valeur de Kαmoy pour la poutre 2.

Poutre 02		Surface (m2)	Largeur de la voie	Kαmoy
A(L)	Une voie	5.01	3.37	1.49
	Deux voies	8.68	6.74	1.28
	Trois voies	11.90	10.11	1.18
	Quatre voies	13.72	13.48	1.02

Troisième poutre :

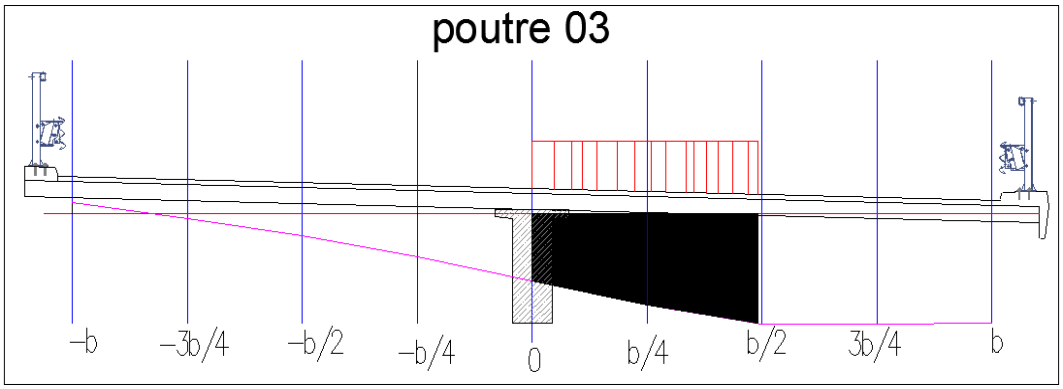


Figure IV.20. Surface de la surcharge AL pour une voie.

Tableau IV.14. Valeur de Kαmoy pour la poutre 3.

Poutre 03		Surface (m2)	Largeur de la voie	Kαmoy
A(L)	Une voie	5.28	3.37	1.57
	Deux voies	7.88	6.74	1.17
	Trois voies	10.6	10.11	1.05
	Quatre voies	13.56	13.48	1.012

Quatrième poutre :

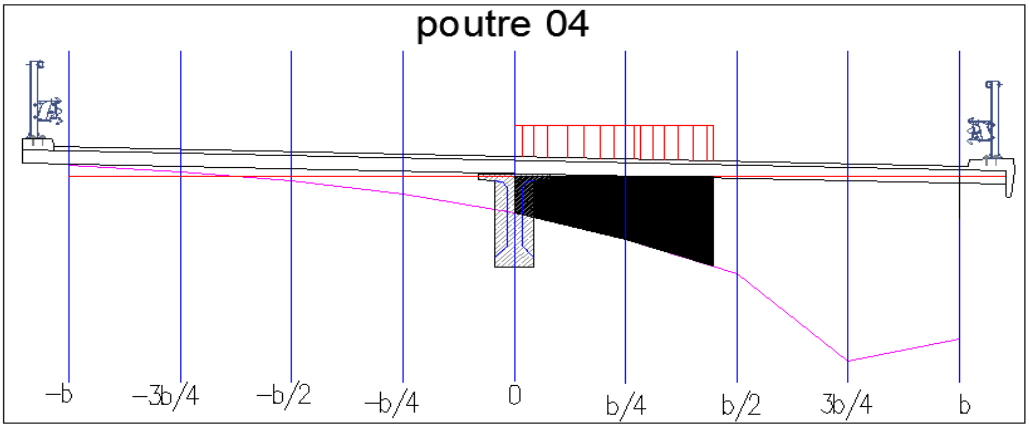


Figure IV.21. Surface de la surcharge AL pour une voie.

Tableau IV.15. Valeur de Kαmoy pour la poutre 4.

Poutre 04		Surface (m^2)	Largeur de la voie	Kαmoy
A(L)	Une voie	3.95	3.37	1.17
	Deux voies	5.25	6.74	0.78
	Trois voies	9.22	10.11	0.91
	Quatre voies	15.01	13.48	1.11

Cinquième poutre :

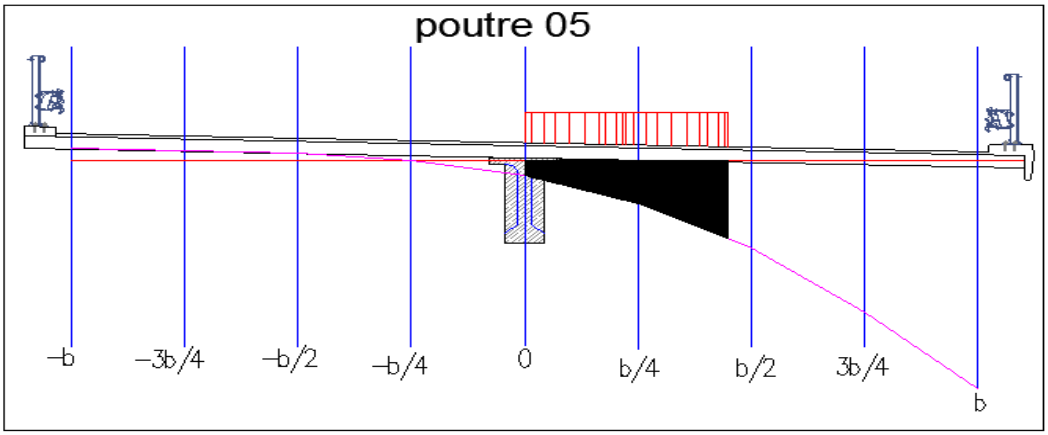


Figure IV.22. Surface de la surcharge AL pour premier voies.

Tableau IV.16. Valeur de Kαmoy pour la 5eme poutres.

Poutre 05	Surface (m2)		Largeur de la voie	Kαmoy
A(L)	Une voie	3.03	3.37	0.9
	Deux voies	3.41	6.74	0.51
	Trois voies	7.36	10.11	0.73
	Quatre voies	13.51	13.48	1

- **Système Bc :**

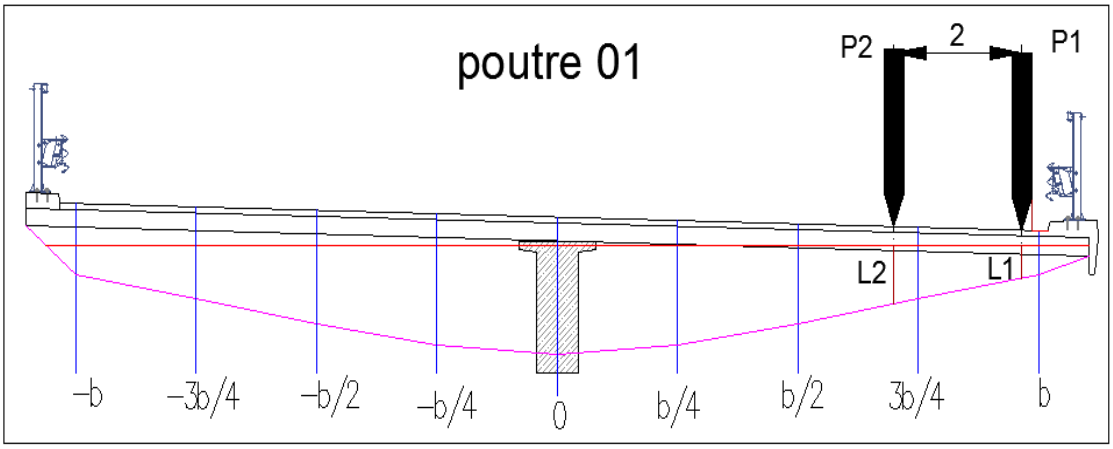


Figure IV.23. Ligne d'influence pour la poutre 01 sous la surcharge Bc pour une voie.

Tableau IV.17. Valeur de Kαmoy pour les poutres.

Valeur L	P 01	P 02	P 03	P 04	P 05	Kαmoy				
						P 01	P 02	P 03	P 04	P 05
Pour une voie										
L1	0.44	0.88	1.76	2.88	3.40	0.64	0.91	1.75	2.55	2.85
L2	0.84	0.93	1.74	2.23	2.30					
Pour deux voies										
L1	0.44	0.88	1.76	2.88	3.40	0.87	1.13	1.68	2.05	2.10
L2	0.84	0.93	1.74	2.23	2.30					
L3	0.94	1.25	1.73	1.90	1.56					
L4	1.29	1.49	1.50	1.20	1.02					
Pour trois voies										
L1	0.44	0.88	1.76	2.88	3.40	1.05	1.23	1.53	1.56	1.59
L2	0.84	0.93	1.74	2.23	2.30					
L3	0.94	1.25	1.73	1.90	1.56					
L4	1.29	1.49	1.5	1.20	1.02					
L5	1.36	1.50	1.42	1.10	0.91					
L6	1.47	1.30	1.00	0.07	0.40					
Pour quatre voies										
L1	0.44	0.88	1.76	2.88	3.40	1.12	1.15	1.21	1.29	1.25
L2	0.84	0.93	1.74	2.23	2.30					
L3	0.94	1.25	1.73	1.90	1.56					
L4	1.29	1.49	1.5	1.20	1.02					
L5	1.36	1.50	1.42	1.10	0.91					
L6	1.47	1.30	0.69	0.07	0.40					
L7	1.43	1.15	0.58	0.06	0.35					
L8	1.16	0.70	0.31	0.01	0.10					

- **Surcharge bt :**

Tableau IV.18. Valeur de Kαmoy pour les poutres.

Valeur L	P 01	P 02	P 03	P 04	P 05	Kαmoy				
						P 01	P 02	P 03	P 04	P 05
Pour un tandem										
L1	0.46	0.8	1.74	3.18	4.51	0.635	0.89	1.745	3.14	3.675
L2	0.81	0.98	1.75	3.1	2.84					
Pour deux tandems										
L1	0.46	0.8	1.74	3.18	4.51	0.895	1.153	1.685	2.45	2.63
L2	0.81	0.98	1.75	3.1	2.84					
L3	0.99	1.29	1.75	2.21	2.13					
L4	1.32	1.54	1.50	1.3	1.04					

- **Surcharge Mc120 :**

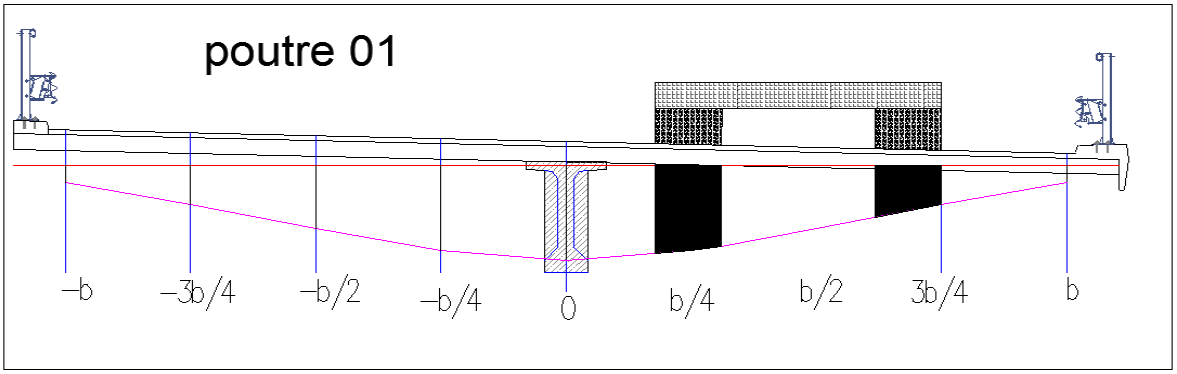


Figure IV.24. Ligne d'influence pour la poutre 01 sous surcharge Mc120.

Tableau. IV. 19. Valeur de Kαmoy de chaque poutre pour Mc120.

Poutres	Surface (m^2)	Largeur (m)	Kαmoy
Poutre 01	2.14	2	1.072
Poutre 02	2.54	2	1.272
Poutre 03	3.14	2	1.57
Poutre 04	3.48	2	1.74
Poutre 05	3.67	2	1.84

- **Surcharge D240 :**

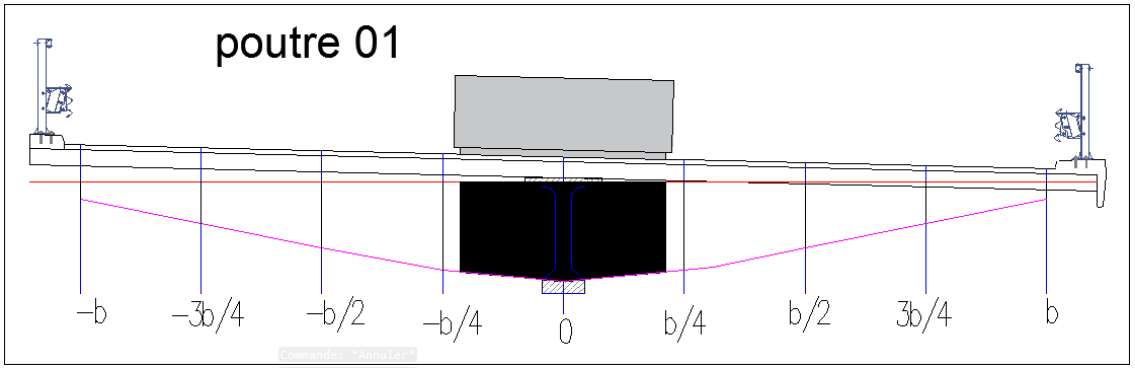


Figure IV.25. Ligne d'influence pour la première poutre sous surcharge D240.

Tableau IV.20. Valeur de Kαmoy de chaque poutre pour surcharges D240.

poutres	Surface (m^2)	Largeur (m)	Kαmoy
Pouter 01	4.84	3.2	1.513
Pouter 02	4.50	3.2	1.41
Pouter 03	3.68	3.2	1.15
Pouter 04	2.52	3.2	0.8
Pouter 05	1.46	3.2	0.46

IV.6. LES VALEURS DE MOMENT FLECHISSANT REEL DU AU SURCHARGE

Le calcul du moment longitudinal réparti de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient Kαmoy par le moment longitudinal moyen (M_0 de chaque poutre).

$$M_{réel} = M_0 \times K\alpha_{moy}$$

Tel que :

M_0 : moment fléchissant moyen des surcharges de chaque poutre.

Dans le tableau ci-dessous on récapitule toutes les répartitions des moments transversales à L/2 (**voir l'annexe B).**

Pour déterminer de la poutre la plus sollicité on utilise les différentes combinaisons de charge dans les deux états limite (ELU, ELS), et le tableau ci-dessous résume tous les résultats :

Tableau IV.21. Valeur de moment à l'ELS.

Les combinaisons		P 01	P 02	P 03	P 04	P 05
ELS	G+1.2 A(L)	7 847.56	7 752.89	7 647.60	7 853.76	7 622.36
	G + 1.2 Bc	7 491.25	7 702.57	7 949.4	8 089.07	8 065.28
	G + 1.2 Bt	6 335.95	6 571.54	7 057.36	7 755.96	7 920.34
	G + MC120	6 565.17	6 760.43	7 051.35	7 217.33	7 314.94
	G + D240	8 110.91	7 934.44	7 247.8	6 889.30	6 306.77

Tableau IV.22. Valeur de moment à l'ELU.

Les combinaisons		P 01	P 02	P 03	P 04	P 05
ELU	1.35 G + 1.6 A(L)	10 555.38	1 0429.1	10 288.77	10 563.6	10 255.1
	1.35 G + 1.6 Bc	10 080.3	1 0341	10 670	10 878.0	10 845.7
	1.35 G + 1.6 Bt	8 539.89	8 854.02	9 501.78	10 433.2	10 651.7
	1.35 G + 1.35 MC120	8 863.00	9 134.78	9 567.06	10 292.1	9 936.34
	1.35 G + 1.35 D240	10 949.73	1 0711.4	10 110.1	9 300.54	8 514.12

Résultats :

- A L'ELS la combinaison la plus défavorable est G+D240 pour la 1ère poutre : **M_{max} = 8 110.91 KN.m**
- A L'ELU la combinaison la plus défavorable est 1.35G + 1.35 D240 pour la 1ère poutre : **M_{max} = 10 949.73 KN.m**

Conclusion :

Après l'étude transversale et longitudinale, nous avons conclu que la première poutre est la plus sollicitée pour les deux états limites.

IV.7. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX SURCHARGES

La répartition transversale des efforts tranchants peut se faire par deux (2) méthodes :

- GUYON-MASSONET qui' on a utilisé dans le calcul des moments fléchissant.
- Pour la deuxième méthode celle de rebot on utilise le calcul automatique pour donner les valeurs de l'effort tranchant présentées les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.23. Valeur de l'effort tranchant à L'ELS

Les combinaisons		P 01	P 02	P 03	P 04	P 05
ELS	G + 1.2 A(L)	837	819.86	814.30	804.35	780.32
	G + 1.2 Bc	824.24	893.18	889.57	895.49	874.53
	G + 1.2 Bt	650.75	763.19	871.25	794.67	769.11
	G + MC120	643.77	741.97	847	818.77	906.90
	G + D240	1 018.95	929.56	784.37	716.52	647.03

Tableau IV.24. Valeur de l'effort tranchant à L'ELU

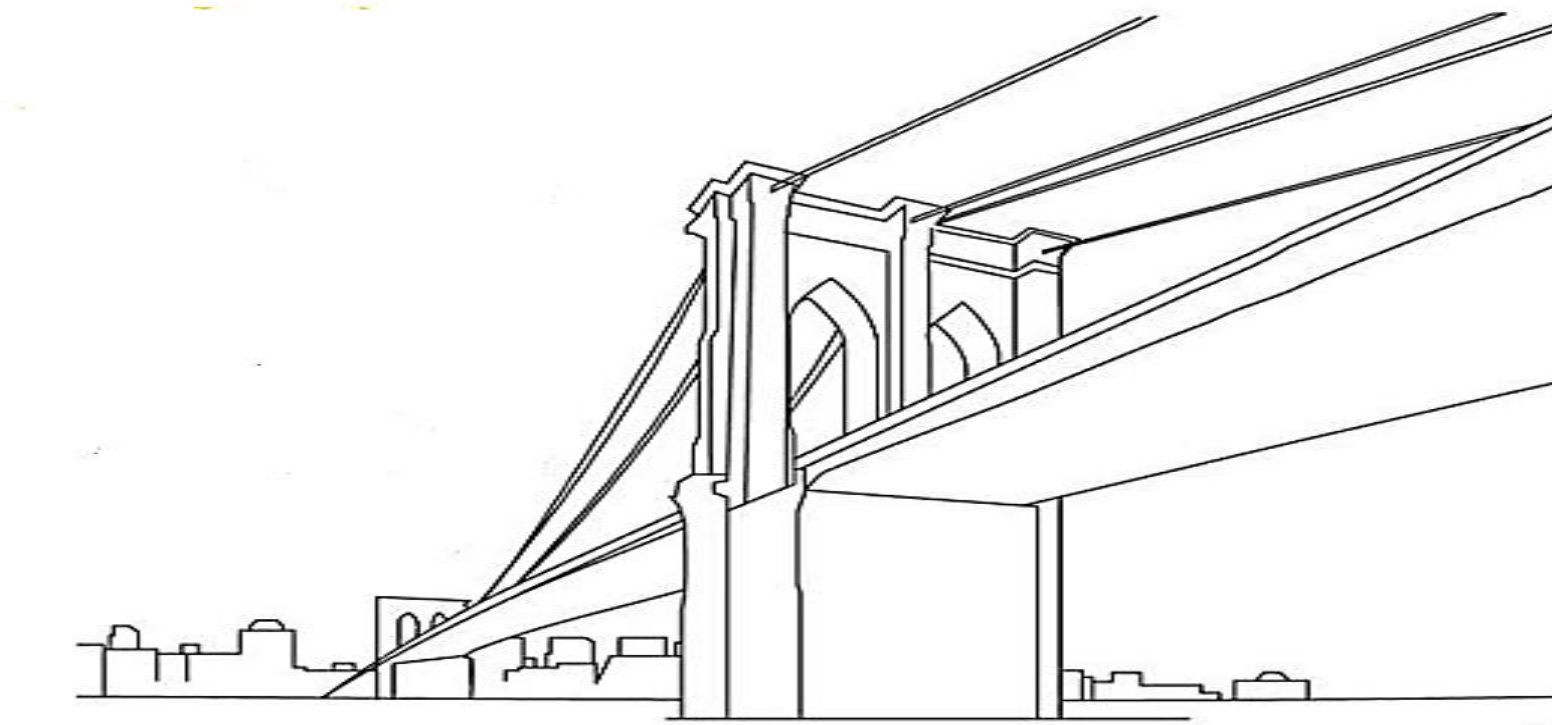
Les combinaisons		P 01	P 02	P 03	P 04	P 05
ELU	1.35 G + 1.6 A(L)	1 125	1 102.46	1 095.06	1 081.67	1 050.52
	1.35 G + 1.6 Bc	1 108.28	1 200.22	1 195.42	1 203.29	1 176.14
	1.35 G + 1.6 Bt	876.91	1 026.90	1 171.04	1 068.86	1 035.58
	1.35 G + 1.35 MC120	842.12	933.48	1 126.00	1 097.53	1 215.30
	1.35 G + 1.35 D240	1 375.59	1 254.91	1 058.90	967.30	873.49

IV.8. CONCLUSION

D'après les résultats obtenus ci-dessus soit les moments fléchissant qui ont été calculé par la méthode de GUYON-MASSONET et pour l'effort tranchant qui donnée par rebot professionnelle 2019 on peut dire que la combinaison la plus défavorable est celle 1.35G + 1.35 D240 de la première poutre avec une valeur du moment maximale de **10 949.37 KN.m**.

Chapitre V

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



V.1. INTRODUCTION

Le béton est un matériau qui résiste bien et d'une façon économique aux efforts de compression par ailleurs et à cause de son hétérogénéité, il présente un comportement de plus en plus fragile face aux efforts de traction ou de cisaillement, la précontrainte a pour but de soumettre le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression et elle est applicable grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton. Nous abordons dans ce chapitre les étapes de l'étude de la précontrainte pour un pont à poutre en poste tension.

V.2. DONNEES DE CALCUL

Tableau V.1. Dimensionnement de la précontrainte.

Données de l'ouvrage

H(P)	1.8 m
H(P+D)	2.05 m
L	36 m
$L_{portée}$	35 m
N_{poutre}	9
E_{dalle}	0.25 m
Enrobage	0.03 m
λ	1.765

fc_{28}	35
ft_{28}	2.7
σ_{bc}	21
σ_{bt}	-4.05

Caractéristiques des câbles 12T15

Type toron	T15
Nombre toron	12
Ap1 toron	140 mm^2
A_p 1 Toron (m^2)	1.4×10^{-4} m^2
Ap (mm2)	1.68×10^{-3} mm^2
f_{prg}	1770 MPA
F_{p0}	206.1 KN
f_{peg}	1593 MPA
D_{gaine}	0.08 m
f	0.18 rd^{-1}
Φ	0.002 m^{-1}
g	6 mm
μ_0	0.43
P_{1000h}	2.5
Ep	190 000 MPA
fe	500 MPA
σs	434.784 MPA

Caractéristiques des sections

	Section about		Section médiane	
	Poutre	**P+ Dalle**	**Poutre**	**P+ Dalle**
B	1.24	1.68	0.71	1.15
V'	0.95	1.20	0.94	1.32
v	0.85	0.60	0.86	0.73
I_G	0.36	0.68	0.28	0.55
ρ	0.36	0.56	0.49	0.50

M_{gp}	2.73
MM	7.53
Mm	4.75
VM	1.02
Vm	0.53

V.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par le règlement (BPEL91) :

P_{MIN} = sup (PI, PII).

$$\mathbf{P \geq PI = \frac{Ac \times V \times V'}{I \times (V+V')} (Mmax\text{-}Mmin)}$$

$$\mathbf{P \geq PII = \frac{Mmax}{\frac{I}{Ac+V'}+V'-d'}}$$

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

I : moment d'inertie par rapport à Gz.

Ac : aire de la section droite du béton..

Mg : moment de poids propre.

M g' : moment dû aux charges permanentes additionnelles.

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

Le tableau ci- dessous détermine selon le cas de charge la variation de M :

Tableau V.2. Variation de moment.

Une valeur minimale :	Mm = Mg + Mg' + Mmq
Une valeur maximale :	Mmax = Mg + Mg'+ M_{Mq}
On pose :	ΔM = MM - Mm = MMq -Mmq

$\overline{\sigma bt1}$ **et** $\overline{\sigma bt2}$: sont des contraintes limite de traction **.**

$\overline{\sigma bc}$: la contrainte limite de la compression.

Après l'application des formules qui sont cité au-dessus, on a conclu les résultats suivants :

Tableau V.3. Valeur de Pmin.

La valeur P_{MIN}			
$\overline{\sigma bt1}$ **(Mpa)**	-2,70	**PI (MN)**	2.74
σbt2(Mpa)	-4,05	**PII (MN)**	5.11
d'(m)	0,21	**PMIN (MN)**	5.11

PI : représente la section sous critique (cas ou le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage).

PII : représente la section sur critique (cas ou le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d'enrobage).

V.4. DETERMINATION DE NOMBRE DE CABLE

Pour le nombre de câble est donnée par la formule suivante : $\mathbf{n \geq P_{MIN} / P_0}$

n : nombre de câble.

Tel que : **P0 = min {(0.8 × fprg × Ap) ; (0.9 × fpeg × Ap)}.**

Tableau V.1. Détermination du nombre de câble.

ΔP0	25 %	Donc on opte 3 câbles de 12T15
T0	1 416 MPA	
P0	2.35 MN	
n ≥	2.90	

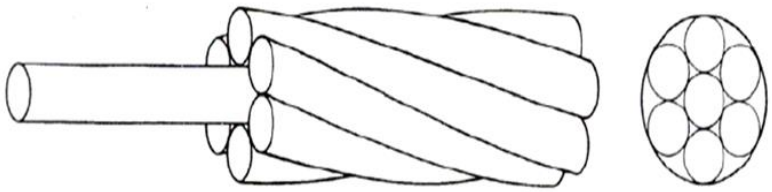


Figure V.1. Détermination du nombre de câble.

PRE-VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE

Dans cette étape on fait la vérification des contraintes à x = L/2 sur les quatre phases et on place les trois câbles dans l'about pour faciliter la mise en tension de la précontrainte :

$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83J} f_{c28}$ si j <28 J . selon BAEL

$\overline{\sigma bcj} = 0.6 \times f_{cj}$ en construction

$\overline{\sigma bt1} = 1.5 \times f_{tj}$ Hors section d'enrobage - en construction

$\overline{\sigma bc} = 0.7 \times f_{tj}$ Section d'enrobage - en construction

Tableau V.2. Caractéristique de chaque phase de vérification des contraintes.

Vérification de contrainte pour chaque phase	
Première phase : Après 7 jours	1. Après le 7éme jours la mise en tension est 50 %. 2. Les pertes considérées sont de 5%: f_{c7} = 23.18 MPA f_{t7} = 1.99 MPA $\overline{\sigma bt1}$ = -2.99 MPA $\overline{\sigma bt2}$ = -1.39 MPA $\overline{\sigma bc}$ = 13.91 MPA ΔP = 5 % n câble = 3 câbles

Deuxième phase : Après 28 jours	1. La mise en tension des câbles est à 100%. 2. Les pertes considérées sont de 10 % : F_{c28} = 35 MPA F_{t28} = 2.70 MPA $\overline{\sigma bt1}$ = -4.05 MPA $\overline{\sigma bt2}$ = -1.89 MPA $\overline{\sigma bc}$ = 21 MPA ΔP = 10 % n câble = 3 câbles
Troisième Phase : Après coulage de la dalle	1. Efforts dus à la deuxième phase. 2. Poids propre de l'hourdis couler sur place. Fc28 = 35 MPA ft7 = 2.70 MPA $\overline{\sigma bt1}$ = -4.05 MPA $\overline{\sigma bt2}$ = -1. 89 MPA $\overline{\sigma bc}$ = 21 MPA ΔP = 15 % n câble = 3 câbles
Quatrième Phase : en service	1. Mise en tension 100%. 2. Les pertes considérées sont de 25 %: Fc28 = 35 MPA ft7 = 2.70 MPA $\overline{\sigma bt1}$ = -2.70 MPA $\overline{\sigma bt2}$ = -1. 89 MPA $\overline{\sigma bc}$ = 21 MPA ΔP = 25 % n câble = 3 câbles

On a les deux formules pour les calculs des contraintes σ_{sup} et σ_{inf} pour que puissent vérifier les conditions suivantes : $\boldsymbol{\sigma_{sup} \geq \bar{\sigma}_{bt}}$ et $\boldsymbol{\sigma_{inf} \geq \bar{\sigma}_{bc}}$.

- **Pour calculer les contraintes :**

$$\boldsymbol{\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e0 - M) \times \frac{v}{I}} \text{ et } \boldsymbol{\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - (P \times e0 - M) \times \frac{v'}{I}}$$

Tableau V.6. Résultats de vérifications des contraintes.

Phase	e_0	M	P	σ_{sup}	σ_{inf}	Vérifier
	(m)	(MN.m)	(MN)	(MPa)	(MPa)	
Phase 1	0.73	2.73	3.35	5.55	3.79	CV
Phase 2	0.73	2.73	6.35	3.10	15.25	CV
Phase 3	1.11	4.305	5.99	2.07	10.81	CV
Phase 4	1.11	7.53	5.29	6.64	0.64	CV

- **Interprétation :**

Les résultats sont vérifiés tel que :

- Au niveau des fibres inférieures : $\sigma bt2 \leq \sigma inf \leq \overline{\sigma bc}$
- Au niveau des fibres supérieures : $\sigma bt1 \leq \sigma sup \leq \overline{\sigma bc}$

V.6. TRACE DES CABLES DE LA PRECONTRAINTE

V.6.1. Principe de tracé des câbles

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et horizontal.

Généralement il est constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane (section la plus sollicitée), suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage. Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à un espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

V.6.2. Détermination du tracé

Pour déterminer le tracé de la précontrainte on calcule le rayon de courbure et on pourra admettre que la pente du câble est négligeable de sorte que pour une parabole de deuxième :

$$\frac{1}{R} \approx 8 \times f/l^2$$

l : la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole.

f : la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole.

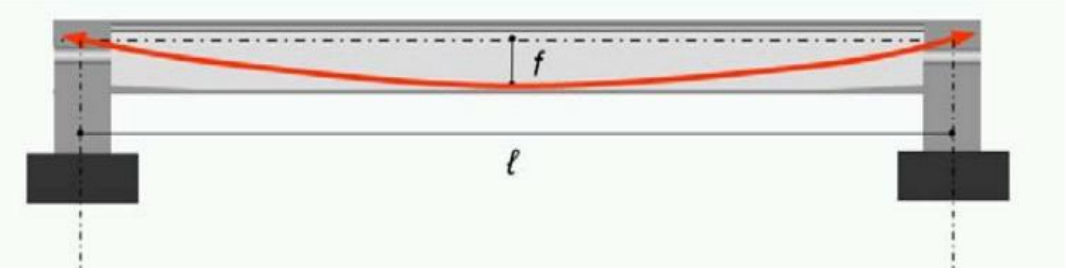


Figure V.1. Géométrie des câbles.

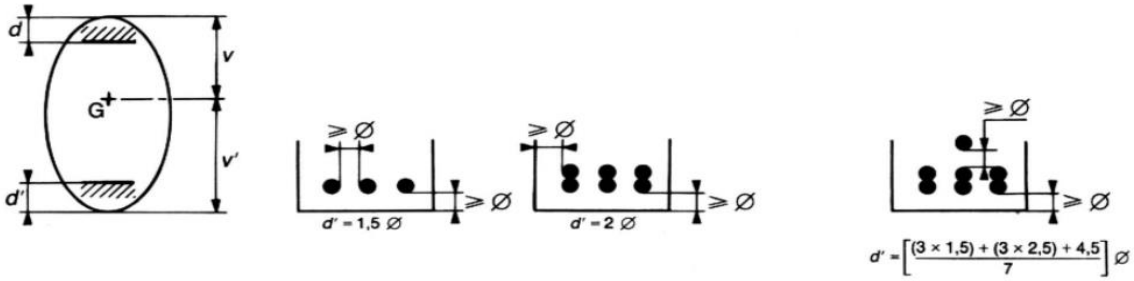


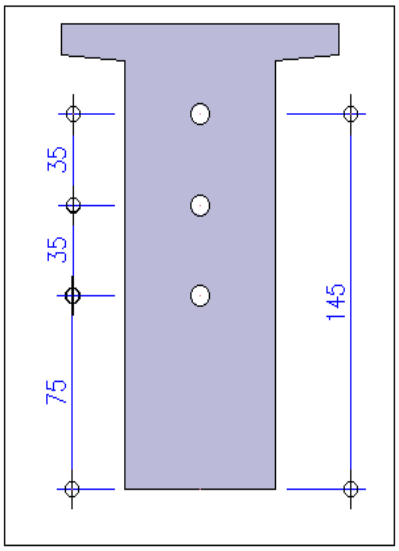
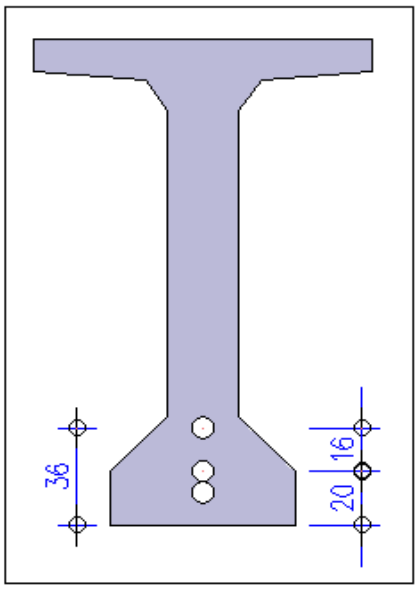
Figure V.2. Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au x = L/2, toute en suivant la 3ème `disposition des câbles.

Pour x = 0, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage.

La position finale des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Tracé des câbles.

Position des câbles	X = 0 m		X = 0.5 L	
	Yi (m)	Schéma	Yi (m)	Schéma
Câbles01	0.75		0.12	
Câbles02	1.1		0.2	
Câbles03	1.45		0.36	
N lit	1		1	

Les câbles présentes un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage.

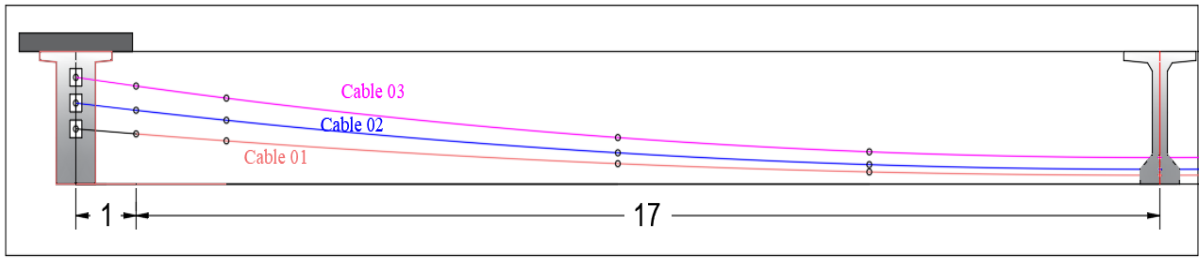


Figure V.4. Trajectoire des câbles.

V.6.3. Détermination de l'angle de déviation

L'angle de déviation ß sur une longueur (L) peut être calculé par : $\beta(l) = 4 \times \frac{f}{L}$

L'angle de relevage α à x= 0 est donné par la formule suivante :

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

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{opt} = \arcsin\frac{(Vm+\bar{V})}{2 \times P}$$

$\bar{V}$: effort tranchant limite que la section d'about peut supporter : $\bar{V} = \bar{\tau} \times bn \times 0.8h$.
$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service : $\bar{\tau} = [0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]^{1/2}$.
σx : contrainte normale au niveau de la fibre neutre : σx = P/Bn.
Bn : surface nette de la section d'about + hourdis : Bn = Bbrute – n.BGaine
bn : largeur nette de de la section d'about + hourdis : bn = b0 - n× φ.
n : nombre de gaines par lit.
b0 : largeur brute.
BGaine : surface de la gaine.
Φ = 8 cm : diamètre de la gaine.

Tableau V.8. Caractéristique du tracé des câbles.

Caractéristiques	Les valeurs
bn	0.57 m
Bn	1.67 m^2
P	5.29 MN
σx	3.17 MPA
$\bar{\tau}$	2.52 MPA
$\bar{V}$	2.35 MPA
L Cable	36 m
L rel	1 m
l pb	34 m
αC1 = 3.8975 αC2 = 5.5653 αC3 = 6.7373	
-14.63 ≤ α (°) ≤ 33.06	

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau V.9. Angle de relevage appliqué sur les trois câbles.

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0.12	X= 1	X= 18			
C1	34	3.8975	0.75	0.68	0.12	0.56	257.18	0.066
C2	34	5.5653	1.10	1.00	0.2	0.80	180.05	0.094
C3	34	6.7373	1.45	1.33	0.36	0.97	148.68	0.114

V.7. CALCUL DES PERTES

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

V.7.1. Pertes de tension instantanées

Elles se produisent au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre. On distingue trois types :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma_{pi}(x)$.

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

- **Perte de tension par frottement :**

Ce type de pertes est provoqué par le frottement de l'acier des câbles sur les gaines lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{p0} \times e^{[-(f\times\beta + \varphi\times x)]}$$

Tel que :

σ_{p0} : la tension à l'origine =.
f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}).
e : la base des logarithmes népériens.
ß : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd^{-1}).
φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}).
x : la distance de la section considérée (m).

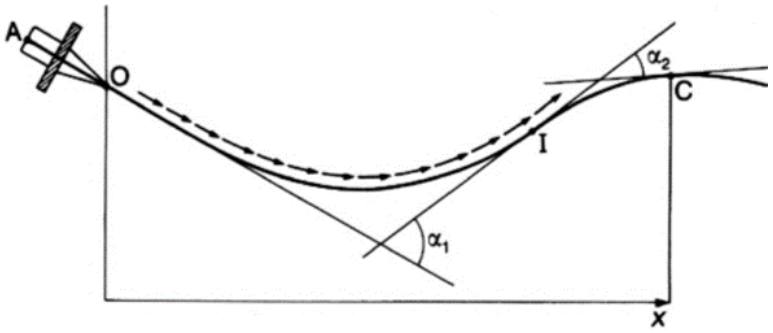


Figure V.5. Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

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

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \Delta\sigma_{p0} \times (e^{-(f\times\beta + \varphi\times x)})$$

Le tableau ci- dessous résume les résultats :

Tableau V.10. 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	18	0.066	0.048	66.23	72.40	5.11%
C2	18	0.094	0.053	73.09		
C3	18	0.114	0.057	77.89		
$\varphi = 0.002\ m^{-1}$			f = 0.18		σp0 = 1 416 MPA	

- **Perte due au recul d'encrage :**

La perte par recul d'ancrage est une perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10 mm.

Le paramètre connu est la valeur **g** du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte. Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse x < d est :

$$\Delta\sigma g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k\,(d-x)$$

Tel que :

K(x) : en fonction de l'abscisse x : k(x) = f × ß + φ× x

l : longueur de la moitié de la poutre.

d : longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage : $d = \sqrt{\frac{Epg}{\sigma_{p0} \times k}}$

k : constante : k= f ×ß/l +φ

g : intensité du recul d'ancrage.

Tableau V.1. Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	Δσp(l/2)	Δσp(0)
C1	18	0.0027	17.39	0	131.08
C2	18	0.0029	16.54	0	137.88
C3	18	0.0031	16.00	0	142.47

- **Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :**

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dû à l´action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures, et égale dans une section donné.

$$\sigma_e = \frac{1}{2}\frac{Ep}{Eij}\sigma bi$$

σ_{bj} : contrainte parabole du béton : $\sigma bi = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{Mp \times e}{I_G}$

P : effort de précontrainte, P = n x AP(σp0 – ΔσφMoy).

Ap : section du câble de précontrainte.

E_P : module d'élasticité de l'acier.

Eij : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

e : excentricité moyenne des câbles.

Mp : moment du au poids propre de la poutre.

IG : moment d'inertie de section médiane seule

Tableau V.2. Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.

M_g	2.73 MN.m
Eij	35 981.73 MPA
e	0.71 m
B	0.71 m^2
I_G	0.28 m^4
n	3

σ(e)	38.22 MPA
σ(e)	2.70 %
σbi	14.48 MPA

V.1.1. Pertes de tension différées

Elles se produisent pendant un temps long, après la mise en précontrainte de la structure, elles proviennent de l'évolution des caractères mécaniques des matériaux dans le temps. On distingue trois types de perte :

- Perte de tension due au retrait du béton.

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

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

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée :

$$\sigma pf\ (x) = \sigma 0 - \Delta\sigma i(x) - \Delta\sigma d(x).$$

- **Perte par retrait :**

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton, alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire, donc les câbles ancrés sur le béton ne subissent que la part du raccourcissement du au retrait effectué après leur mise en tension.

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 :

$$\xi_r\ [1 - r(t_0)]$$

Avec :

ξ_r : retrait finale qui dépend de la zone, pour notre cas c'est la zone A (climat humide) : $\xi_r = 2 \times 10^{-4}$

r(t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré : $\Delta\sigma r \approx Ep \times \xi r$.

Application numérique :

Ep = 190 000 MPA ; $\sigma r \approx 38$ MPA $\rightarrow \Delta\sigma r$: 2.70 %

- **Pert par fluage :**

Le fluage du béton est une déformation, due essentiellement à une contrainte constante et permanente. Etant donné que les câbles sont ancrés dans le béton, ils vont subir la même déformation. La perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta_{\sigma fl} = 2.5 \times \frac{Ep}{Eij} \times \sigma_b(x)$$

σ_b : contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application

j : l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P.e^2}{I_G} - M_P \times \frac{e}{I_G}$$

Le tableau ci-dessous résume tous les résultats :

Tableau V.13. Valeurs des Pertes par fluage.

Coefficients	Valeur
Mp (MN)	4.75
e_{P+D} (m)	1.09
P (MN)	5.29
I_{nette} m4	0.5517
Bn (m2)	1.1524
V'n (m)	1.316
σ_b (MPA)	6.58
$\Delta\sigma fl$ (MPA)	86.87
$\Delta\sigma fl$ (%)	6.13

- **Pert par relaxation :**

La relaxation de l'armature tendue a diminué la tension des câbles, 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 :

$$\Delta\sigma p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma i}{fprg} - \mu_0 \right) \times \sigma i$$

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1000 h(2.5%).

$\mu 0$: coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Valeurs des pertes par relaxation.

$\Delta\sigma$	**60.21 MPA**
$\Delta\sigma$	**4.25%**

V.8. PERTES TOTALES

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma d = \Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + \frac{5}{6}\Delta\sigma p$$

On constate que le pourcentage des pertes à long terme que nous avant trouvé 20.17% ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%).

V.9. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Notre but dans cette partie est de vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dictées par les règles en vigueur.

V.9.1. Les sections de vérifications

En considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui (x = 0) pour la vérification des contraintes Tangentielles.

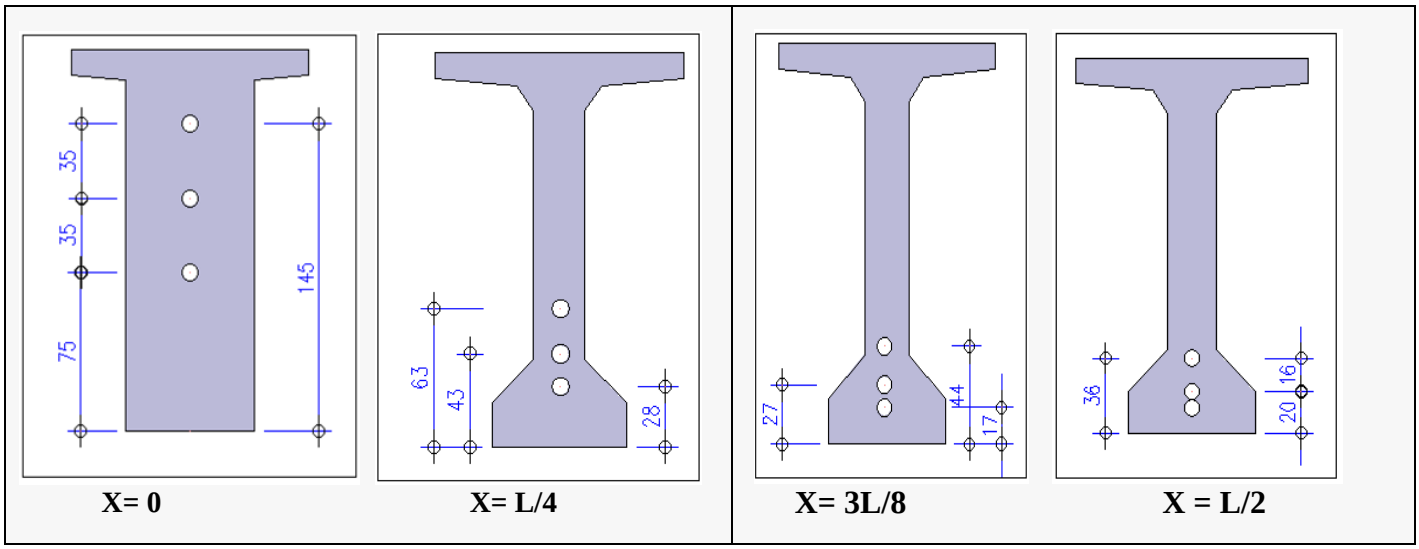


Figure V.6. Les sections de vérification.

V.9.2. Les caractéristiques nettes des sections

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II.

Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel AUTOCAD 2021.

Tableau V.15. Caractéristiques nettes des sections.

	X = 0.5		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)	1.80	2.05	1.80	2.05	1.80	2.05	1.80	2.05
B_{nette} (m^2)	1.220	1.671	0.696	1.137	0.696	1.137	0.696	1.137
v_n (m)	0.853	0.844	0.852	0.723	0.848	0.721	0.847	0.720
v'_n(m)	0.947	1.206	0.948	1.327	0.952	1.329	0.953	1.330
I_{nG} (m^4)	0.362	0.675	0.280	0.540	0.277	0.535	0.276	0.533
ρ (%)	36.66	39.72	49.77	49.48	49.33	49.14	49.127	48.98

V.9.3. Justification de la poutre L'ELS

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 avec :

P1 = 1.02 P0 – 0.8 ΔP

P2 = 0.98 P0 – 1.2 ΔP avec : **P0 = 2.35 MPA**

Tableau V.16. Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N câbles	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0.5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Ph 1	3	50	3.91	3.49	3.29	1.05	0.44	0.29	0.23
Ph 2	3	100	7.81	6.75	6.25	1.05	0.44	0.29	0.23
Ph 3	3	100	10.90	6.58	5.99	1.05	0.44	0.29	0.23
Ph4	3	100	20.17	6.05	5.20	1.05	0.44	0.29	0.23

V.9.4. Justification des contraintes normales

Dans la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes, donc on doit vérifier les contraintes en phase de construction, en utilisant la condition suivante :

$$\overline{\sigma bt} \leq \sigma y \leq \overline{\sigma bc}$$

Tel que :

P : effort de précontrainte.
Bn : surface nette de la section considérée.
In : inertie nette de la section considérée.
e0 : excentricité du câble de précontraint moyen.
M : moment extérieur.
y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Tableau V.17. Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.10	0.50	0.66	0.73	-0.10	0.50	0.66	0.73
M_{ELS}		0.00	2.01	2.552	2.7380	0	2.01	2.552	2.738
P1 (MN)		3.49	3.49	3.49	3.49	6.75	6.75	6.75	6.75
P2 (MN)		3.29	3.29	3.29	3.29	6.25	6.25	6.25	6.25
σ_{Max} (MPa)	**σ_{sup}**	3.71	5.77	5.76	5.64	7.18	5.44	3.84	3.05
	σ_{inf}	1.90	4.16	6.65	4.29	3.68	14.44	16.27	17.17
σ_{Min} (MPa)	**σ_{sup}**	3.50	5.79	5.88	5.80	6.65	5.49	4.14	3.45
	σ_{inf}	1.79	3.54	5.92	3.52	3.40	12.86	14.41	15.19

Tableau V.18. 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)		0.15	0.88	1.04	1.10	0.15	0.88	1.04	1.10
MEls		0.00	3.14	4.01	4.305	0	5.714	7.081	7.53
P1 (MN)		6.58	6.58	6.58	6.58	6.05	6.05	6.05	6.05
P2 (MN)		5.99	5.99	5.99	5.99	5.20	5.20	5.20	5.20
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2.67	2.20	1.97	1.80	2.46	5.81	6.39	6.47
	σ_{inf}	5.75	12.35	12.81	13.14	5.30	4.43	3.36	3.20
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2.43	4.87	5.35	2.16	4.56	8.92	9.46	6.99
	σ_{inf}	5.24	10.55	10.77	11.00	4.55	1.83	0.42	0.11

V.9.5. Justification des contraintes tangentielles

Le but de cette vérification c'est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 \times f_{tj} \times \left[f_{tj} + \sigma_X\right] = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[0.6\, f_{cj} - \sigma_x\right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \bar{\tau}_2^2$$

Si :

$\sigma x < 0.4\, fcj$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ donc on va vérifier juste que : $\tau < \bar{\tau}_1$.

T : contrainte tangentielle.

σx : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

- **Détermination de la contrainte normale « σx » :**

$$\sigma x = \frac{P}{B_n} \qquad \text{avec} \qquad P = \sum_{i=1}^{4} Pi \cos\alpha i$$

P : effort de précontrainte ;

Bn : surface nette de la section considérée

Tableau V.19. Effort de précontrainte.

		Pcos α	Psin α
P1	1.88	1.87	0.13
P2	1.88	1.87	0.18
P3	1.88	1.86	0.22
Somme		**5.60**	**0.53**

- **Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :**

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{\mathbf{Vred\ .\ Sn(y)}}{\mathbf{In.bn}}$$

$$\mathbf{Vred = Vser - \sum pi\ sin\alpha}$$

Tel que :

Vred : effort tranchant réduit.
Sn : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique, celle de la poutre + hourdis).
bn : largeur nette de la section.
In : moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.20. Contrainte tangentielle « τ ».

Bn(m^2)	σ_x (MPA)	τ_1 (Mpa)	Vser (MN	Vred (MN)	Sn(m^3)	In (m^4)	bn (m)	τ (MPa)
1.67	3.36	2.31	1.018	0.49	0.56	0.67	0.57	0.71

On constate :

τ = 0.71 Mpa ≤ τ_1= 2.31 Mpa, donc : les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à l'ELS.

V.9.6. Justification de la poutre à l'ELU

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

La première étape consiste à déterminer l'angle βu que froment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\mathbf{tg2\beta u} = \frac{2\tau_u}{\mathbf{\sigma x - \sigma y}} \text{ avec } \mathbf{\beta u \geq 30°}$$

σx , σy : représentent les contraintes normales au niveau de G ; σx = P/Bn.

τu : contrainte tangentielle ultime, $\boldsymbol{\tau_u = \frac{Vn.red\ .Sn(y)}{In.bn}}$.

Tableau V.21. Détermination "βu".

Vult	1.376 MPA	**Bn**	1.67 m2
Vred	0.85 MPA	**σx**	3.36 MPA
Sn	0.56 m^2	**τu**	1.23 MPA
In	0.67 m^3	**ßu**	18.14°
bn	0.57 MPA	**Bn**	1.67 m2

Donc en prend : ßu = 30°

V.9.7. La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée

τu = 1.23 MPa $\leq f_{c28}/6$ = 5.83 MPa , ce qui vérifiée.

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversales est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{bn \times st \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right] \times tg(\beta u)$$

At : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
st : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
f_e : limite d'élasticité de l'acier ; γs = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
b_n : largeur nette de la section d'appuis.

$$\frac{A_t}{St} \geq 2.5$$

- **Le pourcentage minimum a disposé :**

$$\frac{At}{St} \geq 0.6\ bn \frac{\gamma s}{fe}$$

On prend : $\frac{At}{St} \geq 7.86\ cm^2/m$.

t : L'espacement des armatures tel que : St ≤ Min (1 m ; 0.8h ; $3b_0$) → St ≤ 75 cm.
b_0 : l'épaisseur brute minimale de l'âme.

Nous retiendrons donc un cadre HA10 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 25 cm à mi- travée.

τu =1.23 MPA ; f_e = 500 MPA ; f_{t28} = 2.70 MPA ; b_n = 0.57 m ; γ_s = 1.15

Section minimale :

$$Amin \geq 0.23\ .\ b\ .d.\frac{ft}{fe}$$

As = 25.46 cm^2

V.10. ARMATURES PASSIVES DES POUTRES

- **Armatures passives de zones tendues :**

Après le calcul de la contrainte minimale dans la phase de service on trouve σ_{min} = 0.11 MPA > 0, qui signifier l'absence de la flèche donc n'aurait pas de zone tendue. Dans ce cas nous choisissons une section minimale de HA12.

- **Armatures de peau :**

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d´au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm.

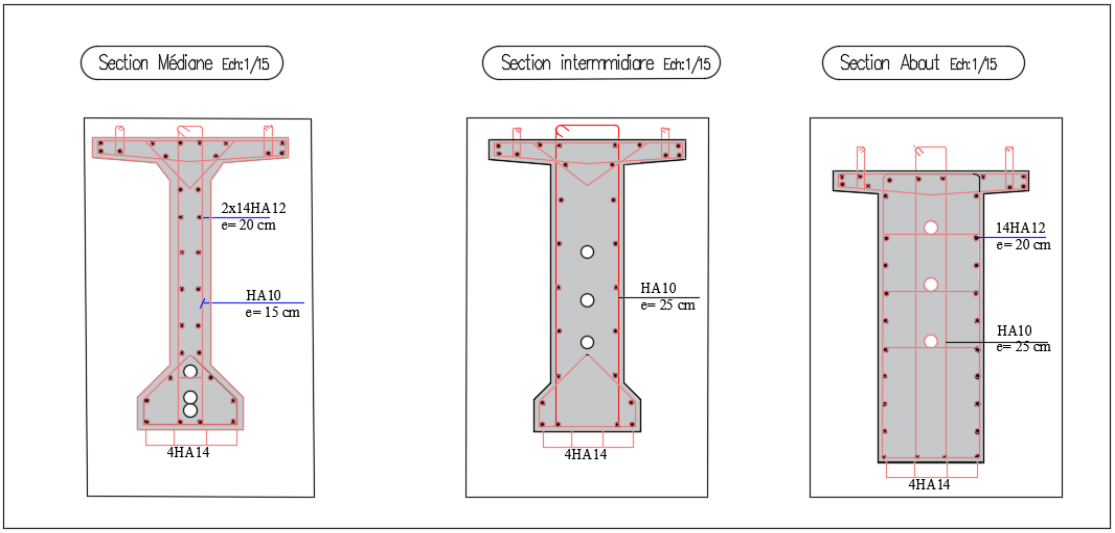


Figure V.7. Ferraillage de la poutre.

- **Renforcement de la section d'about :**

En utilisant le tableau ci-dessous (Tableau de **Fressynet**), le ferraillage de renforcement de la section d'about se fait par :

- 3 cadres équivalents de HA14 avec un espacement de 12 cm.
- 4 cadres (pour le ferraillage complémentaires) de HA16 avec un espacement de 14 cm.

Tableau V.22. Tableau de Fressynet.

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

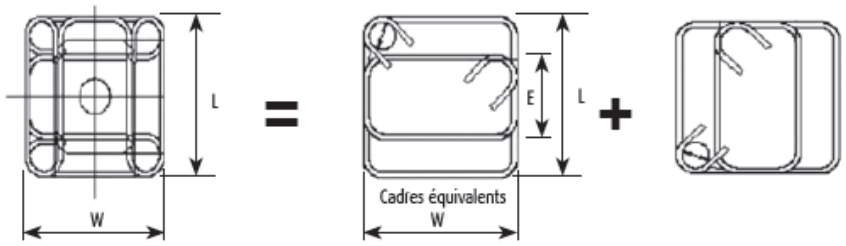


Figure V.8. Cadre équivalent.

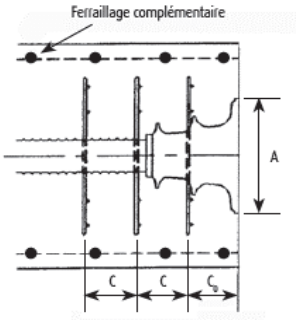


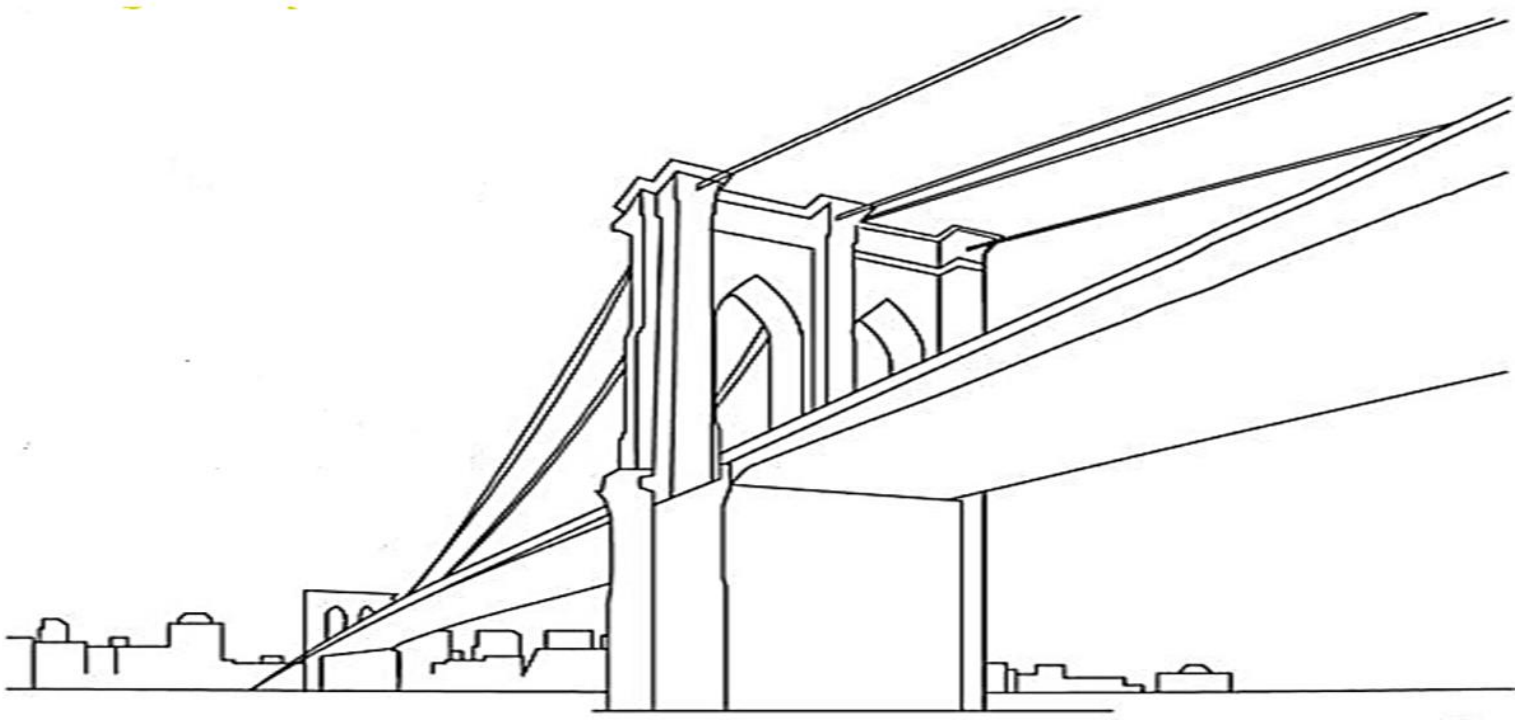
Figure V.9. Ferraillage complémentaire.

V.11. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a déterminé le nombre de câbles en fonction du type de câble choisi et cette précontrainte nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées par les règles de dimensionnement.

Chapitre VI

ETUDE DE TABLIER



VI.1. INTRODUCTION

Le tablier est un élément essentiel dans tous les types des ponts qui porte des voies dans le but de circulation des véhicules, il est constitué d'une dalle plane jouer un rôle principal est de transmettre les charges vers les poutres, pour cela nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

VI.2. FLECHE ET CONTRE FLECHE

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte l'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement).

Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pour quoi dans la plupart des cas ce type de poutres est posées sur des appuis en (caoutchouc synthétique) permettent la liberté de rotation et les déplacements d'appui.

Pour déterminer les différentes flèches on utilise le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Version Etudiant ».

VI.2.1. Flèche due au poids propre

On suppose que le poids propre de tablier est une charge uniformément répartie, qui donne une flèche positive ver le bas et négative ver le haut (contre flèche).

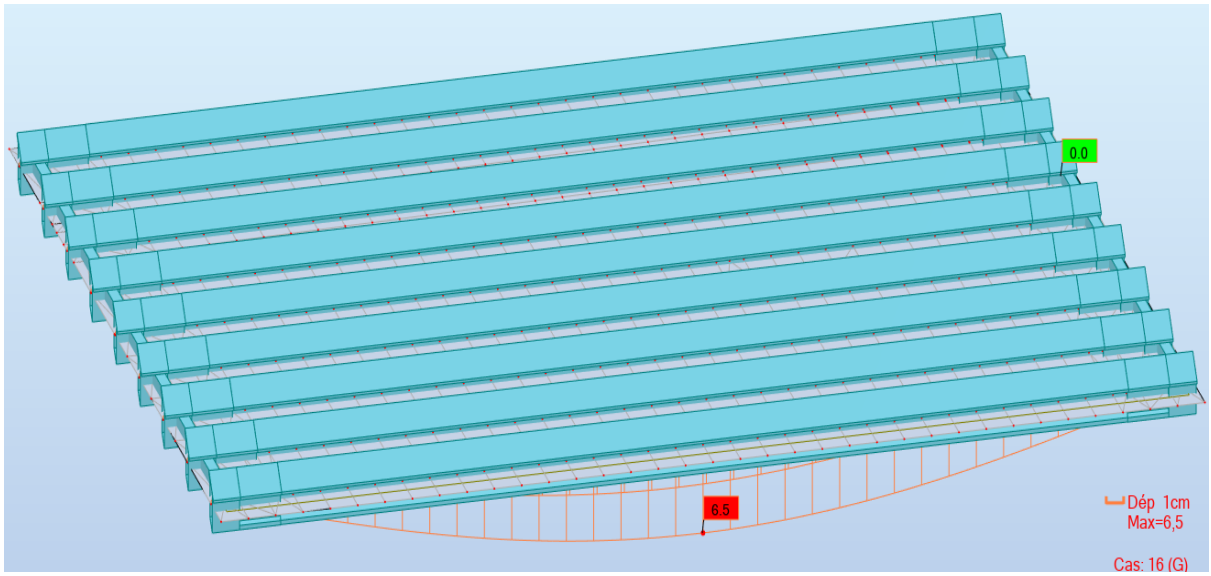


Figure VI.1. Flèche max de la poutre due à son poids propre.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre (dalle, Poutre) due au poids propre G est de 6.50 cm.

VI.2.2. Contre flèche due au précontrainte

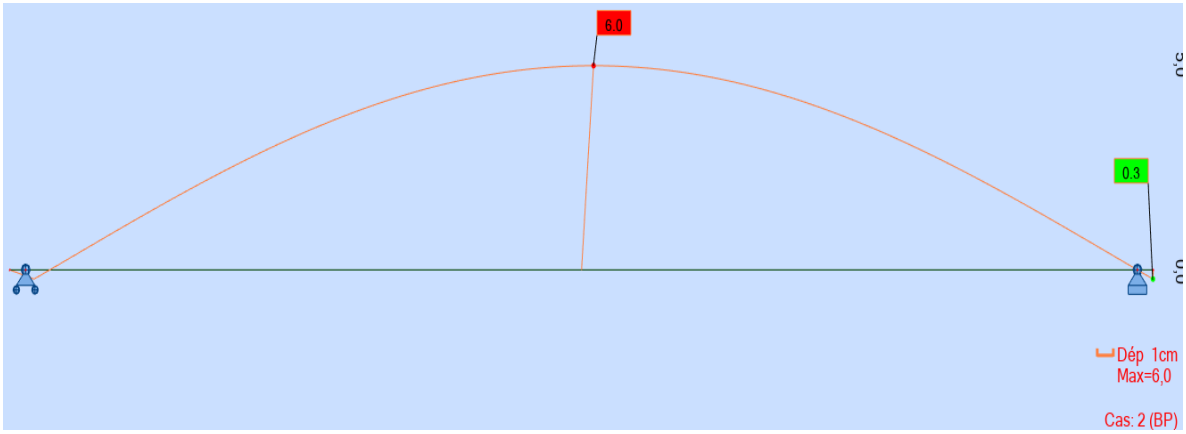


Figure VI.2. Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

D'après le diagramme ci-dessus en constate que la flèche maximale de la poutre due à la mise en tension (la mise en tension à 100 %) des câbles du précontraint est de 6 cm.

VI.2.3. Flèche maximale à ELS :

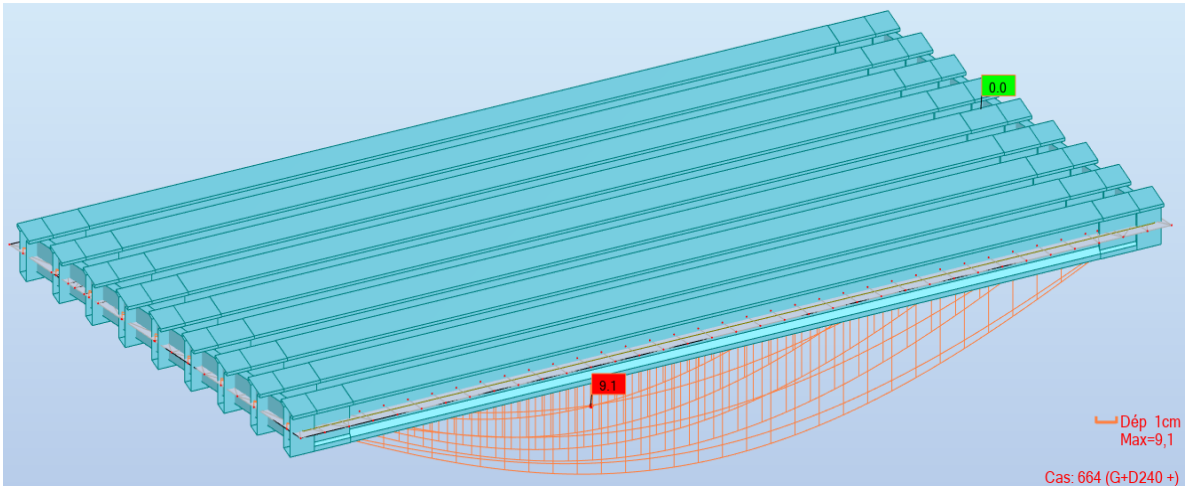


Figure VI.3. Flèche max de la poutre à l'ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à l'ELS est égale à 9.1cm.

VI.2.4. La flèche totale :

La flèche réelle maximale du tablier en service est égale à :

$ft = fp + f_{ELS} = (-6) + 9.10 = 3.10$ cm.

La flèche admissible est de L/500,

Où : L est la portée de la travée considérée.

Donc : 36/500 = 7.20 cm.

La condition : $f = 3.10$ cm $\leq f_{adm} = 7.20$ cm.

On conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

VI.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VI.3.1. Principe de ferraillage

Il est vrai que ces entretoises d'appui solidarisent la section transversale, mais elles sont nécessaires surtout lors de l'opération du vérinage. Cette opération est souvent effectuée pour un changement des appareils d'appui, ces deniers les plus employés de nos jours sont en élastomère fretté (ou en caoutchouc fretté), leur durée de vie est assez limitée et ils nécessitent souvent un changement. Cette opération demande un soulèvement du tablier à l'aide des vérins, c'est pourquoi on l'appelle l'opération du vérinage. Des vérins sont placés sur la tête des appuis tel que le chevêtre et sous les entretoises comme d'appui, ce moment, ces éléments vont supporter le poids propre du tablier.

Le nombre et la répartition des vérins dépendent de leur puissance et du poids du tablier à soulever. De nos jours des bossages frettés sont conçus pour indiquer l'emplacement des vérins et pour éviter le poinçonnement des appuis.

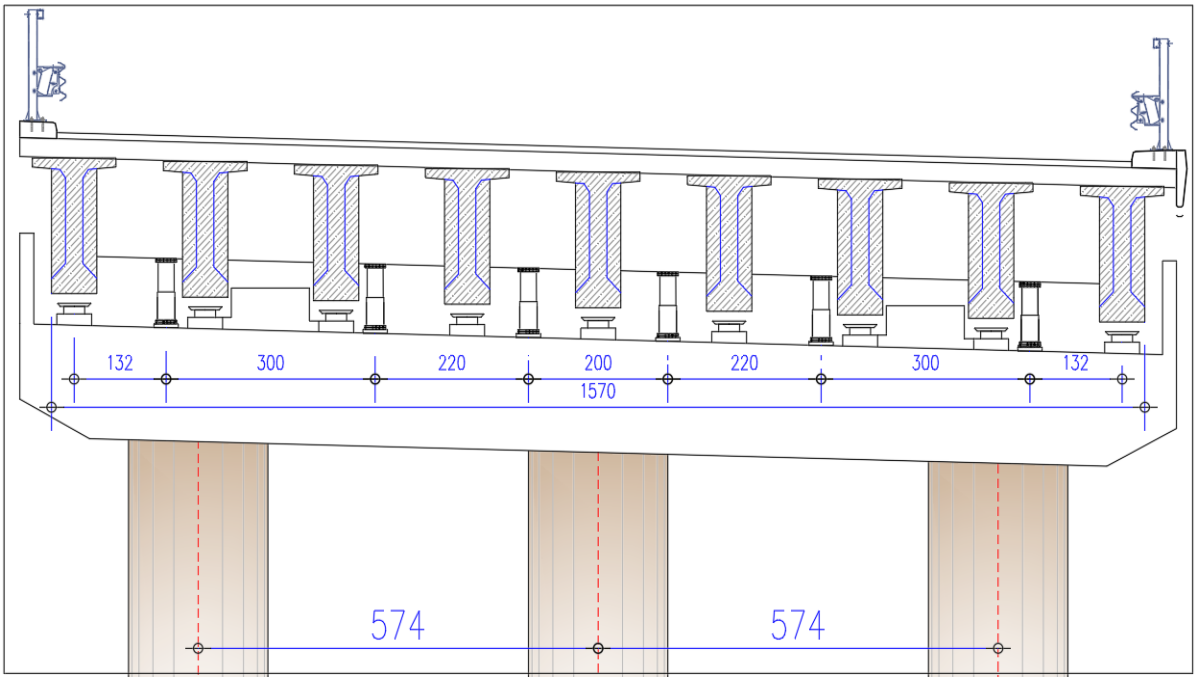
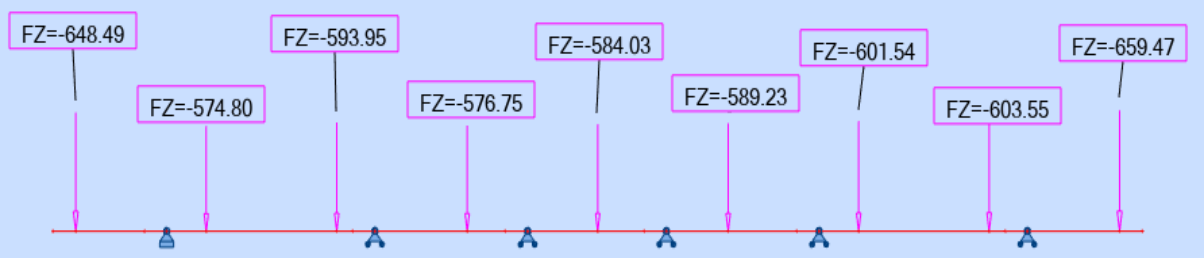


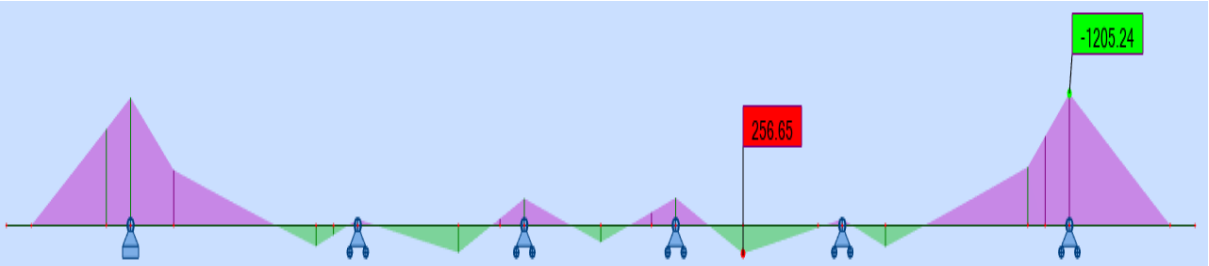
Figure VI.4. La position des vérins.

VI.3.2. Evaluations des efforts

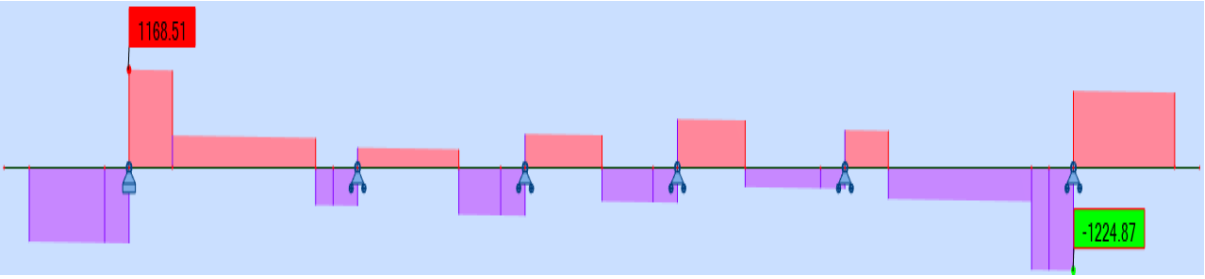
On considérer que l'entretoise est une poutre continuer d'une longueur de 15.70 m, puis il repose sur six appuis, un appui double et les autres simple, comme il supporte son poids propre, le poids de la poutre, de la dalle et de complément de charges permanentes (charges concentrées, obtenues à partir des réactions sous charges permanentes sans prendre en compte le poids des entretoises).



Figures VI.5. Modalisation de l'entretoise.



Figures VI.6. Diagramme des moments sous G à l'ELU.



Figures VI.7. Diagramme d'effort tranchant de l'entretoise.

VI.3.3. Ferraillage de l'entretoise

Le ferraillage est constitué d'armatures de flexion longitudinale et d'armatures d'effort tranchant verticales. Des armatures de peau sont également réparties sur la hauteur des voiles.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VI. 1. Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise.

Armatures	As (cm^2)	Φ (mm)	e (cm)
Longitudinales supérieures	23.60	3HA25+3HA20	17
Longitudinales inférieures	4.8	3HA16	17
Transversales	3.08	2HA14	17
Armatures de peau	$\geq 3cm^2/ml$	HA12	15

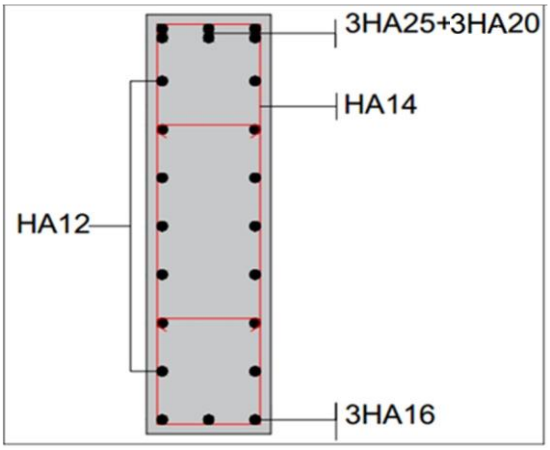


Figure VI.1. Ferraillage de l'entretoise.

VI.1. ETUDE DE L'HOURDIS

L'hourdis est la partie plane horizontale du tablier en béton armée qui sert une couverture d'un pont, qui jouent un rôle multiple en premier lieu, il assure la continuité de la surface, et recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

VI.1.1. Principe de ferraillage

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il 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.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire Pour la dalle.

VI.1.2. Evolution des efforts

On a modélisé l'hourdi sur une seule travée. Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions (poids propre, poids des équipements, charges de trafic), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme d'une cartographie, Nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

- **Moment maximum à L'ELU :**

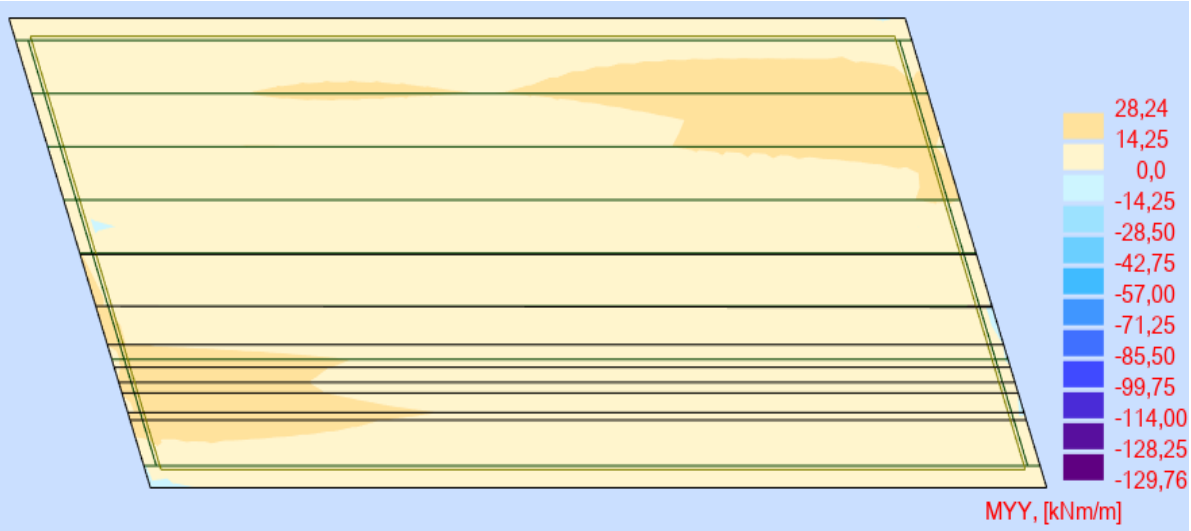


Figure VI.9. Cartographie des moments maximums sous 1.35G+ 1.35 D240 + 1.35 BP à l'ELU.

- **Moment maximum à L'ELS :**

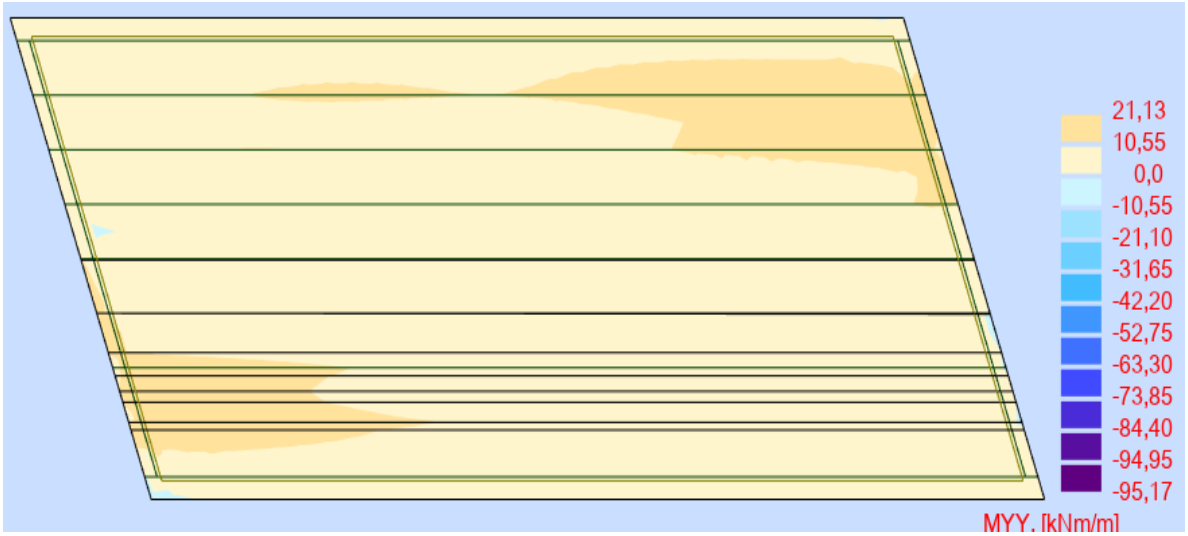


Figure VI.10. Cartographie des moments maximums sous G+ D240 + BP à l'ELS.

D'après les diagrammes ci -dessus on a Les moments max à l'ELU sont :

Fibre supérieure : M_{ELU} = 28.24 KN.m

Fibre inférieure : M_{ELU} = 129.76 KN.m

Les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure : M_{ELS} = 21.13 KN.m.

Fibre inférieure : M_{ELS} = 95.17 KN.m.

VI.4.3. Ferraillage

Tableau VI.2. Résultats de ferraillage de l'Hourdis.

Nappe	Armature transversale			Armature longitudinale		
	As (cm^2)	Ø (mm^2)	e (cm)	As(cm^2)	Ø(mm^2)	e (cm)
Supérieure	3.3	HA12	15	3.14	HA10	25
Inférieure	16.40	HA20	15	6.16	HA14	25

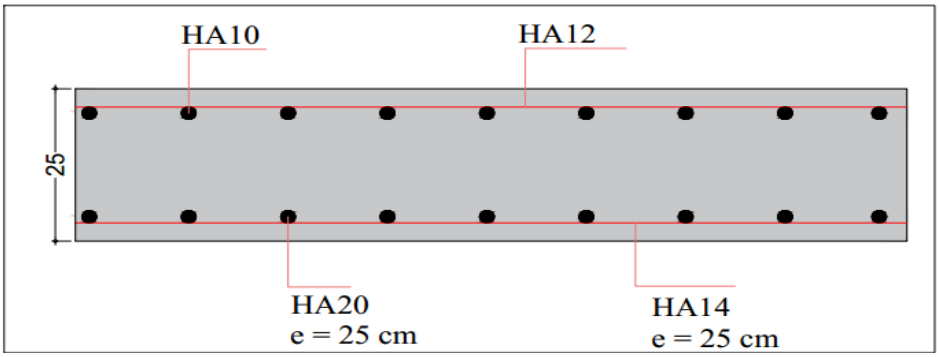


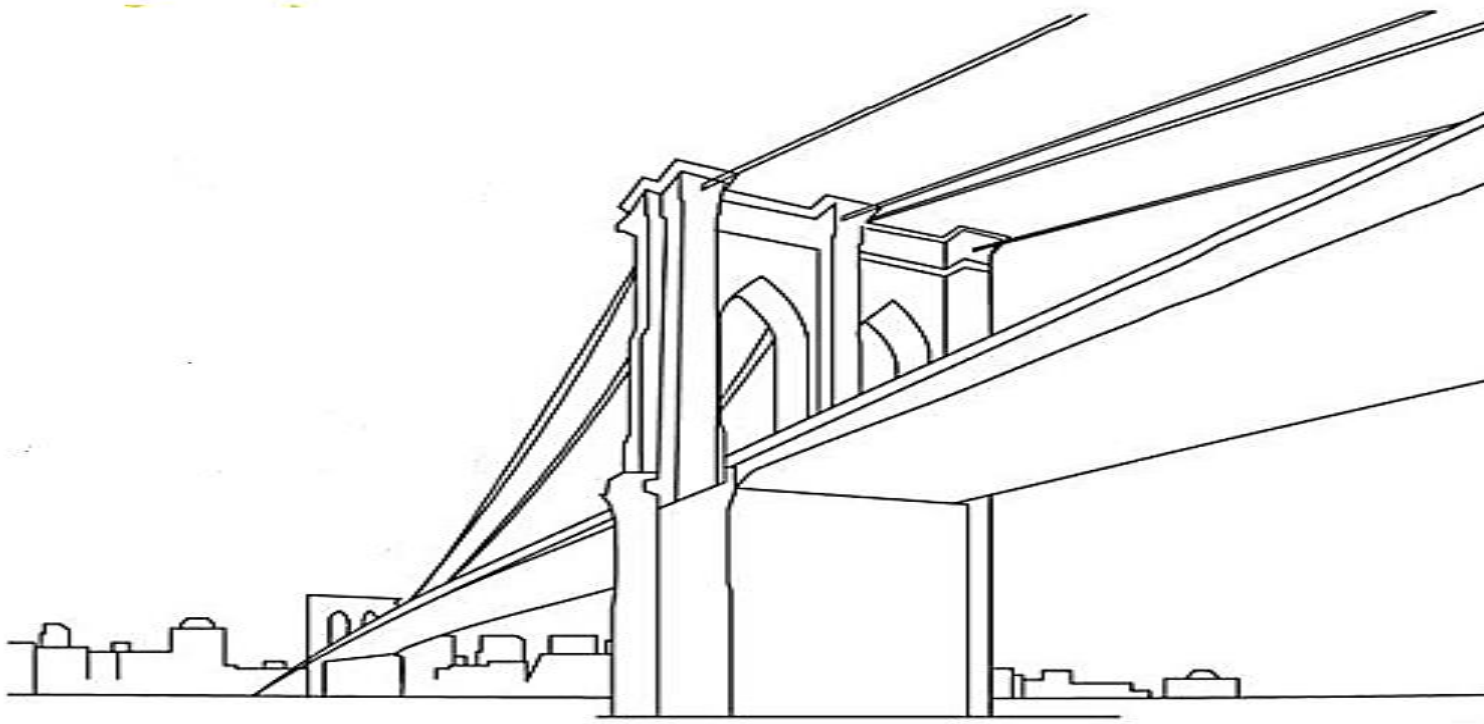
Figure VI.11. Ferraillage de la dalle (coupe transversale).

VI.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avant pu dimensionner l'hourdi du pont ainsi l'entretoise, en déterminant les sollicitations les plus défavorable, à l'aide d'un logiciel de calcul automatique.

Chapitre VII

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT



VII.1. INTRODUCTION

Les ponts comportent un certain nombre d'équipements indispensables au fonctionnement et à la pérennité de l'ouvrage, leur but est de rendre le tablier du pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Au présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme).

VII.2. APPAREIL D'APPUIS

Les appareils d'appuis assurent la liaison mécanique entre les éléments porteurs principaux et les appuis (piles, culées), dont le rôle est de transmettre les efforts verticaux et horizontaux dus à la charge permanente et aux charges d'exploitation.

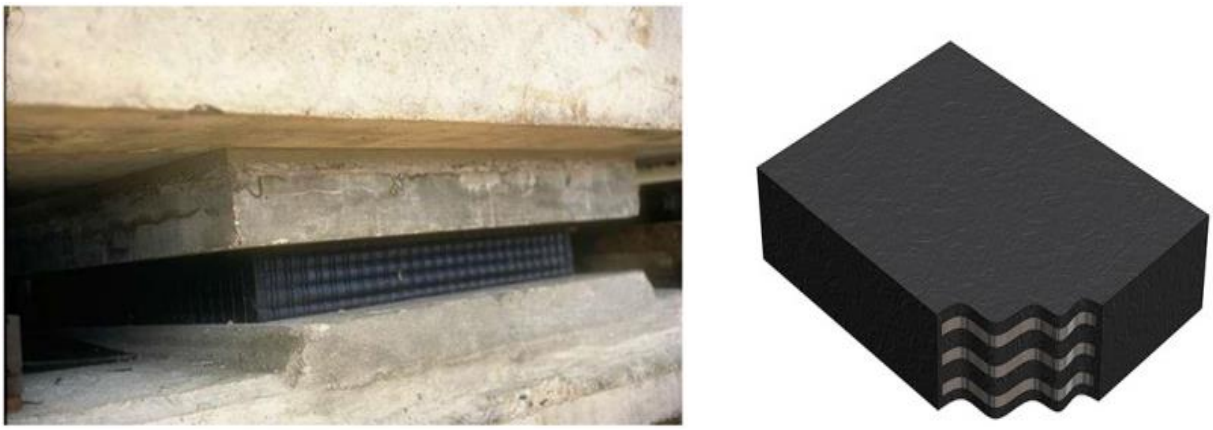


Figure VII.1. Type d'un appareil d'appui en élastomère fretté.

VII.2.1. Choix de type d'appareil d'appuis

Les appareils d'appuis en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appuis à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appuis utilisés dans les ponts.

On choisit des appareils d'appui en élastomère fretté qui présentent les avantages suivants :

- La facilité de la mise en œuvre, du réglage et du contrôle.
- La répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût, qui est relativement modéré.

On utilise les appareils d'appuis du type B.

VII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appuis de type B (Guide SETRA)

Ce type des appareils d'appuis comportent « n+1 » frettes métalliques et « n » feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet e = ti / 2.

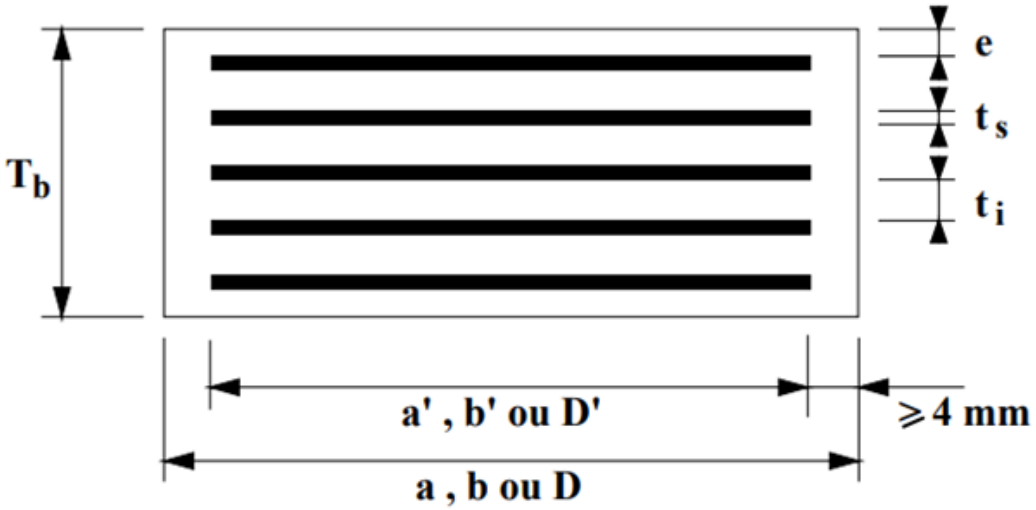


Figure VII.2. Définition géométrique d'un appareil d'appuis.

a, (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

b, (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale (a ≤ b).

ti : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

ts : épaisseur d'une frette élémentaire.

Tb: épaisseur nominale totale de l' appareil d'appui ; Tb = n (ti + ts) + ts+ 2e.

Te : épaisseur nominale totale d'élastomère ; Te = n ti+ 2 e.

Tq : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement ; Tq = n×ti.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

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.

$$\mathbf{Rmax / a \times b \leq \sigma m = 20\ MPA}$$

a : coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.
b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.
$\mathbf{R_{max}}$: réaction d'appuis maximale à L'ELU (1.38 MN).
$\boldsymbol{\sigma_m}$: contrainte de compression sous la réaction.

D'où : $a \times b \geq 688\ mm^2$

On prendra : a = 300 mm ; b = 350 mm.

- **Calcul l'épaisseur de l'appareille d'appuis :**

Respectant la condition de non flambement : $a / 10 \leq T \leq a / 5$

Avec : **a** : est le grand côté de l'élastomère.

- **Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} ts \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma m}{\sigma_e} \\ ts \geq 2\ mm \end{cases} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} \sigma m = \frac{Nmax}{a' \times b'} \\ \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} \end{cases}$$

Avec :

σ_e = 235 Kg / mm^2.

G = 0.9 MPA (dans le cas statique).

D'où :

On prend : Feuillets d'élastomère : ti = 10 mm.

Frettes métalliques de : ts = 3 mm.

Enrobage des chants : 4 mm.

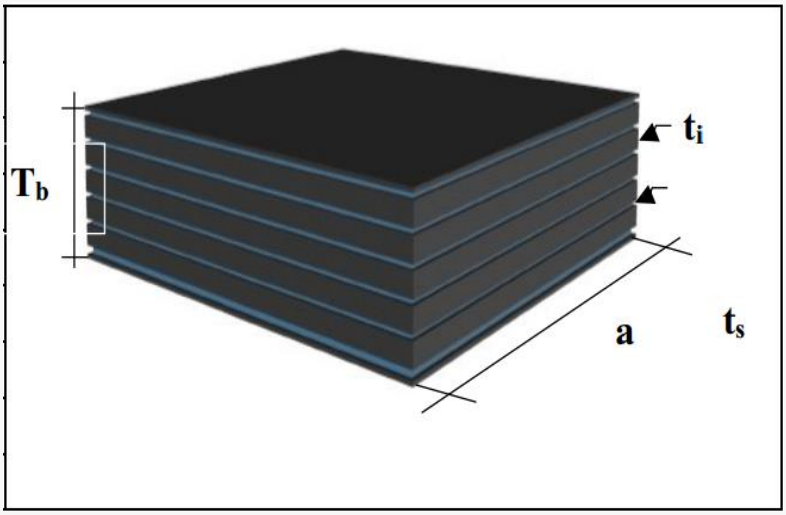
Enrobage extérieur : 5 mm.

T : épaisseur totale de l'élastomère.

n : nombre de feuillets élémentaires.

Tableau VII.1. Définition géométrique d'un appareil d'appuis.

Dimensions	Valeur (mm)
a	300
b	350
t_i	10
t_s	3
η	4
e	43
T_b	65
T	50



- **Évaluation de la raideur totale k**

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcul les Raideurs des différents appuis.

Détermination de la raideur longitudinale de la structure :

$$K_{app\text{-}appuis} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad , K_{pile} = \frac{n(3EI)}{h^3} \quad , \quad K_{apparielle} = 1/\left(\frac{1}{K_{PILE)}} + \left(\frac{1}{K_{A\text{-}APPR}} \right) \right.$$

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 = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut ; fc_{28}= 27 MPA.

a = 300 mm, b = 350 mm , T = 50 mm, n = 18, E = 33000 MPA .

$$K_{app\text{-}appuis} = G \times \frac{a \times b}{T} = 1.2 \times \frac{0.3 \times 0.35}{0.05} = 2.52 \text{ MN/m}$$

Tableau VII.2. Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.

Piles	H(m)	I(m^4)	K Ap-d'appui (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	Kappuis (MN/m)
C1 C2			2.52	9	22.68
P1	12.35	0.52	2.52	18	44.04
P2	14.60	0.52	2.52	18	43.04
P3	14.05	0.52	2.52	18	43.30

Donc la raideur totale est donnée sous forme : $K_{long} = \sum K_{Appuis\text{-}pile} + K_{Appuis\text{-}culé}$

K_{long}=175.74 MN/m.

Détermination de la raideur transversale de la structure :

Tableau VII.3. Raideurs dynamiques transversale des appuis.

Piles	H(m)	I(m4)	K Ap-d'appui (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	Kappuis (MN/m)
C1 C2			2.52	9	22.68
P1	12.35	58.12	2.52	18	45.17
P2	14.60	58.12	2.52	18	45.01
P3	14.05	58.12	2.52	18	45.05

Donc la raideur totale est donnée sous forme : $K_{TRANS} = \sum K_{Appuis\text{-}pile} + K_{Appuis\text{-}culé}$

T_{rans} = 180.60 MN/m.

VII.3. ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis l'action de séisme, doit être calculer d'une façon que le risque de défaillance sous cette action suffisamment faible.

VII.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage à l'étude sismique :

D'après le RPOA 88 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le pont est classé en groupe 2 (pont important).
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme), selon les résultats géotechniques donnés.
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique IIa (sismicité moyenne).
- Accélération de zone : A = 0.2 (RPOA, Tableau 3.1).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), $\xi = 5$ %.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est G = 1.2 MPa.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

VII.3.2. Méthode de calcul l'action sismique :

VI.3.2.1. Méthode monomodale

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant certains critères suivants simultanément :

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse modale (masse totale mise en mouvement) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre). Autrement dit, la masse des piles M_P doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :

T (MT = G) → $M_{pile} \leq 0.43\ M_{Tablier}$

G : le poids propre total du tablier**.**
Mp = $\rho \times \sum (si \times hi)$**.**
Mp = 8 792.79 KN.m
Mt = 20 147.38 KN.m
Mp < 0.43 Mt → **condition vérifiée.**

- **Angle biais :**

Le biais (angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Notre ouvrage il s'agit d'un pont biais avec un angle de 72 grades > 70 grades → **condition vérifiée.**

Tableau VII.4. Raideur transversale et longitudinale.

$K_{transversal}$ (MN/m)		$K_{Longitudinal}$ (MN/m)	
droit	**Biais**	**Droit**	**Biais**
45.19	45.17	32.35	44.04
45.05	45.01	32.25	43.04
45.09	45.05	32.27	43.30

D'après le tableau ci-dessus, on conclut que la raideur longitudinale et transversale des appuis varie plus de 10% par rapport aux valeurs droit.

→ La condition n'est pas vérifiée.

- **Courbure de pont :**

La courbure (angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades, et les raideurs longitudinale et transversale des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure et pour notre cas le pont ne présente aucune courbure → **condition vérifiée.**

VI.3.2.2. Spectre de réponse

Pour faire notre calcul multimodal, on a besoin d'un logiciel de calcul. Pour cela, on réutilisera le modèle longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

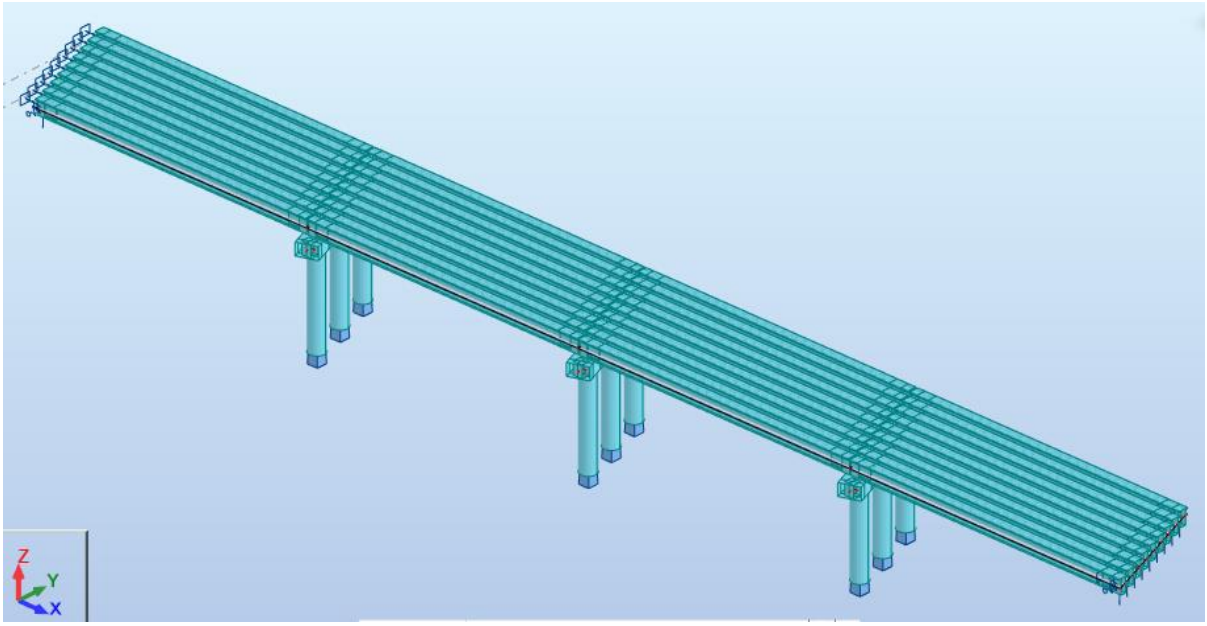


Figure VII. 3. Modèle du calcule multimodale.

- **Spectre de réponse de la composante horizontale :**

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$Sae\ (T,\xi)\left(\frac{m^2}{s}\right)=\begin{cases} A.g.s\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0\leq\ T\leq T1 \\ 2.5\eta.A.g.S & T1\ \leq T\leq T2 \\ 2.5\eta.A.g.S\left(\frac{T_2}{T}\right) & T2\leq T\leq 3s \\ 2.5\eta.A.g.S\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T>3s \end{cases}$$

Sae (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.
A : coefficient d'accélération de zone. A = 0.2g
g : accélération de la pesanteur g = 9.81 m/s^2
S : coefficient du site S = f (S2) = 1.1 (RPOA, tableau 3.3. Page19).
T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.
T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3)
η : facteur de correction de l'amortissement (η = √7/(2 + ξ)).
ξ : taux d'amortissement (**ξ** = 5 %).
T : période fondamentale de l'ouvrage (T = √M/K).
M : masse totale du système.
K : rigidité totale du système.

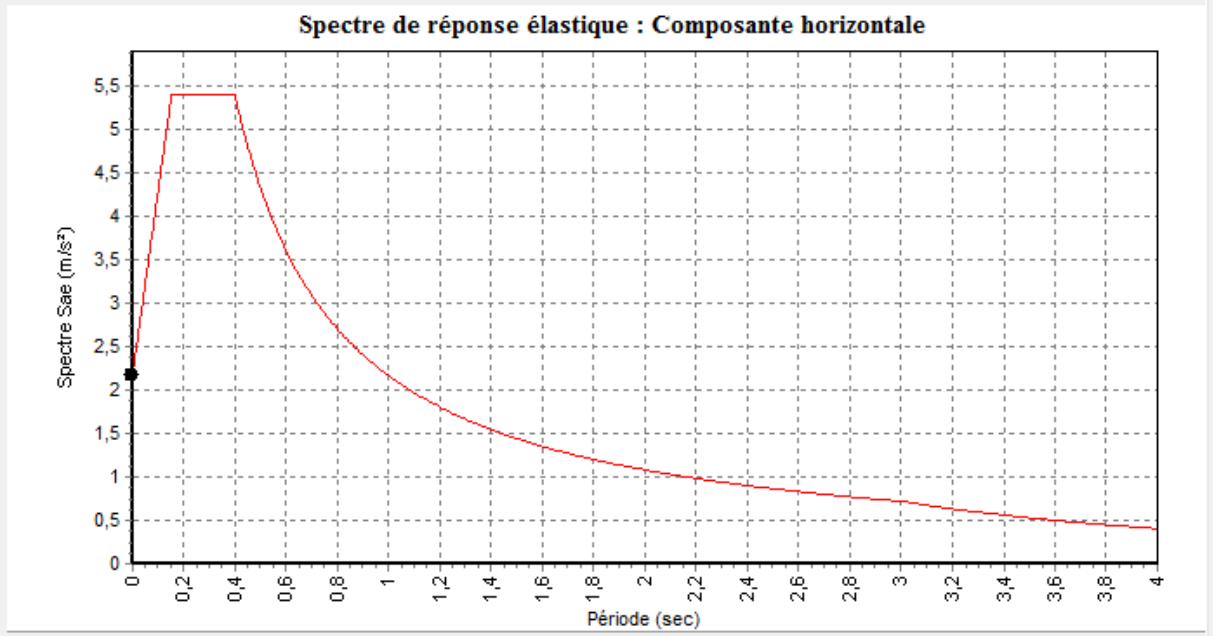


Figure VII.4. Spectre de réponse élastique : composante horizontale.

- **Composante verticale :**

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par la formule :

$$Sae^{v}(T,\xi)\left(\frac{m^2}{s}\right)=\begin{cases} A.g.\alpha\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0\leq T\leq T1 \\ 2.5\eta.A.g.\alpha & T1\leq T\leq T2 \\ 2.5\eta.A.g.\alpha\left(\frac{T_2}{T}\right) & T2\leq T\leq 3s \\ 2.5\eta.A.g.\alpha\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T>3s \end{cases}$$

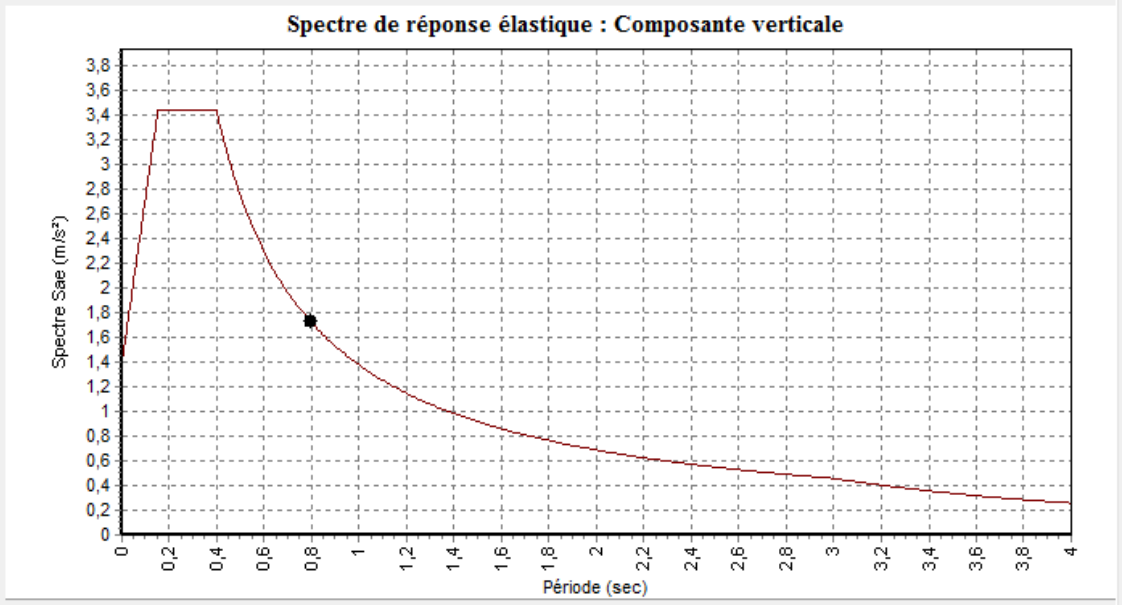


Figure VII.1. Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.

- **Modes significatifs :**

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives Σ(Mi), atteint au moins 90% de la masse totale du pont M_T (ou 70% à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés).

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés dans **l'ANNEXE C.**

- **Combinaison des réponses modales :**

Dans une direction donnée, les sollicitations Ei, issues de chacun des modes i (efforts, déplacements, contraintes…) sont alors combinées en utilisant la Combinaison Quadratique Complète (méthode (CQC). Cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul).

$$E=\sqrt{\sum_i\sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

r_{ij} : facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes i et j.

- **Combinaison des composantes de l'action sismique :**

Selon le RPOA (indiquée à l'article 4.15), une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, cette

combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z.

$$E1 = Ex \pm 0.3\,Ey \pm 0.3\,Ez$$
$$E2 = Ey \pm 0.3\,Ex \pm 0.3\,Ez$$
$$E3 = Ez \pm 0.3\,Ex \pm 0.3\,Ey$$

Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

- **Efforts et déplacements sismique**

En utilisant les résultats donnés par le logiciel de calcul, et en appliquant les deux paragraphes ci-dessus, on calcule les réactions longitudinales et transversales à la base de chaque fût, aussi que les déplacements longitudinaux et transversaux des tabliers sur chaque appui.

Les efforts horizontaux appliqués sur les appareils d'appui sont calculés par :

$$F_L = K_L \times U_L \quad \text{et} \quad F_T = K_T \times U_T$$

KL et KT : sont les raideurs longitudinale et transversale des appuis en cas sismique.

Tableau VII.5. Evaluation des déplacements des tabliers dus au séisme.

Piles	C01 / C02	P01	P02	P03
F_L	140.55	723.22	825.26	738.64
U_L (mm)	55.77	289.3	330.1	295.46
F_T	128.45	994.70	888.22	1 016.17
U_T (mm)	50.97	384.47	352.47	403.4

- **Vérifications des appareils d'appuis selon RPOA 2008 :**

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par :

$$G + P + E + 0.4\,\Delta T + D + \Psi Q$$

Ψ : coefficient de combinaison pris égale à 0 (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

Résistance à la compression :

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPA.

$N = 1.38$ MN $\rightarrow \sigma_m = N_{max} / (a \times b) = 13.10$ MPA ≤ 20 MPA $\rightarrow$ **Vérifier**.

Stabilité au flambement :

La stabilité au flambement doit être vérifiée par la condition suivante :

$$\gamma s \times Pu \leq Pc$$

s : coefficient de sécurité égal à 3.

Pu : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

Pc : charge critique de flambement ; $\mathbf{Pc = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times D}{h}}$ **et** $\mathbf{S = \frac{a \times b}{2t(a+b)}}$.

Avec :

G : module de cisaillement.

B : l'aire nominale de l'appui (B = a × b).

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère (d =ti + ts).

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : facteur de forme.

Tableau VII. 6. Vérification la stabilité aux flambements.

Les coefficients	Les valeurs
S	8.10
d	0.013 m
h	0.065 m
B	0.11 m^2
Pc	4.93 MN
Pu	1.38 MN
$\gamma s \times Pu \leq Pc$	Condition verifiée

Limite de la distorsion :

La distorsion δ = γ tan (δ), rapport du déplacement horizontal à la hauteur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δc :

$$\boldsymbol{\delta c} = \begin{cases} \mathbf{0.7 + 4\,(\delta 0 - 0.7)(0.25-p)} & \mathbf{si\ p \leq 0.25} \\ \mathbf{1.4\,(1-2P)} & \mathbf{si\ p > 0.25} \end{cases}$$

Avec :

P = Pu/Pc

δ_0 = c/Tb

δ = d/Tb

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 300mm).

δ : la distorsion de l'appareil d'appui.

d : déplacement horizontal.

Tableau VII.7. Vérification la distorsion.

T_b (mm)	**p**	**δc**	**d**	**δ < δc**
65	0.28	0.62	0.056	δ = 0.86 < δc = 0.62 condition pas vérifiée

On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

Pour assurer le non glissement des appareils d'appuis on doit les équipées avec des dispositifs de fixation.

VII.1. DES D'APPUIS

VII.1.1. Définition les dés d'appuis

Les dés d'appuis est un élément en béton armée, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VII.1.2. Dimensionnement des dés d'appuis

VI.1.2.1. Dimension en plan

D'après le document SETRA les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis.

Pour un déplacement pour les deux cotés on prend :

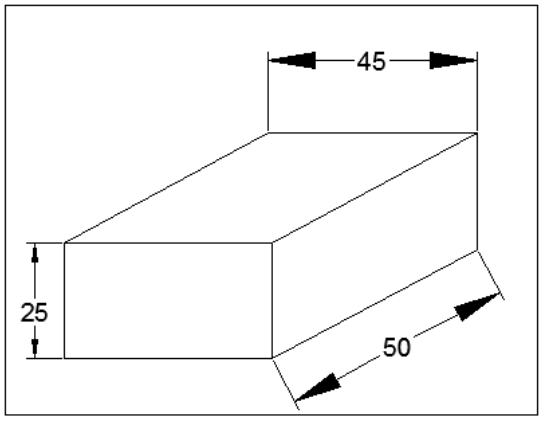
A = a + 100 + 50 = 300+100+50 = 450 mm
B = b + 100 + 50 = 350+100+50 = 500 mm.

VI.1.2.2. Hauteur du dé d'appuis

La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

$$\mathbf{H \geq \frac{2\times a\times b}{2\times(a+b)}}$$

a, b : dimensions en plan de l'appareil d'appui. **H ≥ 161.54 mm**



Figures VII.1. Dimensions du dé d'appuis

VI.1.2.3. Ferraillage des dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA.

- **Armatures 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.

La section calculée doit reprendre un effort N = 25% Nmax :

$$Ac=\frac{0.25\times N}{\sigma s}=\frac{0.25\times 1.38}{434.78}=7.94\ cm^2$$. Donc en prend 6HA14 avec As = 9.24 cm^2.

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.

$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma s} = \frac{0.125 \times 1.38}{434.78} = 3.97\ cm^4$. Donc en prend 4HA12 avec As = 4.52 cm^2.

- **Frette supérieure :**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

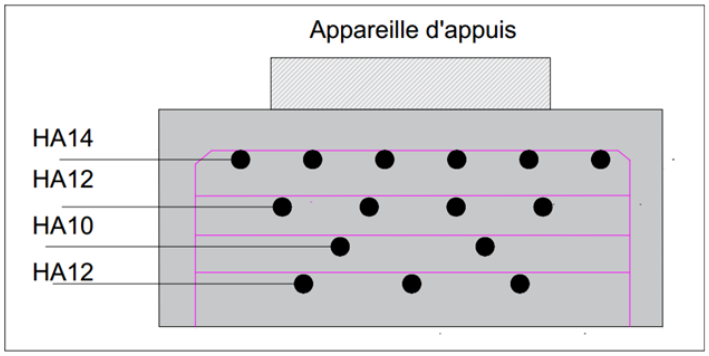
La section totale d'armatures dans chaque direction doit pouvoir équilibrer 0.04Nmax :

$As = \frac{0.04 \times N}{\sigma s} = \frac{(0.04 \times 1.38)}{434.78} = 1.27\ cm^2$. Donc en prend 2HA10 avec As = 1.57 cm^2.

- **Frette inférieure :**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$A_{inf} = \frac{0.1 \times N}{\sigma s} = \frac{0.1 \times 1.38}{434.78} = 3.20\ cm^2$. Donc en prend 3HA12 avec As = 3.39 cm^2.



Figures VII.7. Ferraillage du dé d'appui

VII.5. LES PLAQUES FIXATION

Ce sont des aciers pour assurer les positions des appareils d'appuis sur dés-appuis et empêcher son glissement avec les poutres. Son épaisseur est de 22,5 mm avec une section supérieure à 5 cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appuis.

VII.6. JOINTS DE CHAUSSEE

Les joints de chaussée sont conçus dans le but d'assurer la continuité entre deux travées du pont d'une part, et entre le pont et la route d'une autre part, au moyen de tiges précontraintes. Ils permettent à la structure de se dilater en fonction de la température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors de ces déplacements.

Le choix du type de joint dépend de plusieurs paramètres, notamment le souffle c'est à dire le déplacement du tablier et l'intensité du trafic.

Les joints de chaussée doivent répondre aux plusieurs critères notamment :

Le critère de résistance, en effet le joint de chaussée est censé de garantir un bon comportement sous un trafic routier.

- **Calcul de souffle**

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.3\, W_T + \frac{W_s}{3}$$

W : souffle total du joint.

WD : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

WT : souffle thermique.

WS : le souffle sismique.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques avec la méthode spectrale. ($Ws = d_{siesme\ long} = 5{,}6$ cm).

- Le souffle thermique : $\mathbf{W_T = L \times \varepsilon_T}$.
- Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) : $\mathbf{WD = L \times (\varepsilon_f + \varepsilon_r)}$.

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussé 36 m).

ε_T : coefficient de la température. $\xi_T = 0.0002$.

ε_f : coefficient de fluage $\varepsilon_f = 3\times10^{-4}$.

ε_r : coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2\times 10^{-4}$.

Application numérique :

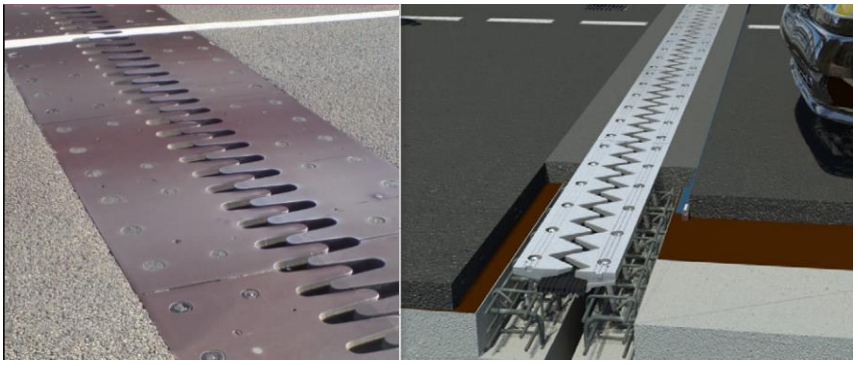
W_T=0.00072 m.

WD = 0.018 m.

Ws = 0.056 m.

W = 4 cm.

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 4cm il faut considérer la famille, de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.



Figures VII.8. joint de chaussée.

Tableau VII.8. Modèles des joints Wd.

Type	Droite (100gr)	80gr	60gr	40gr	30gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

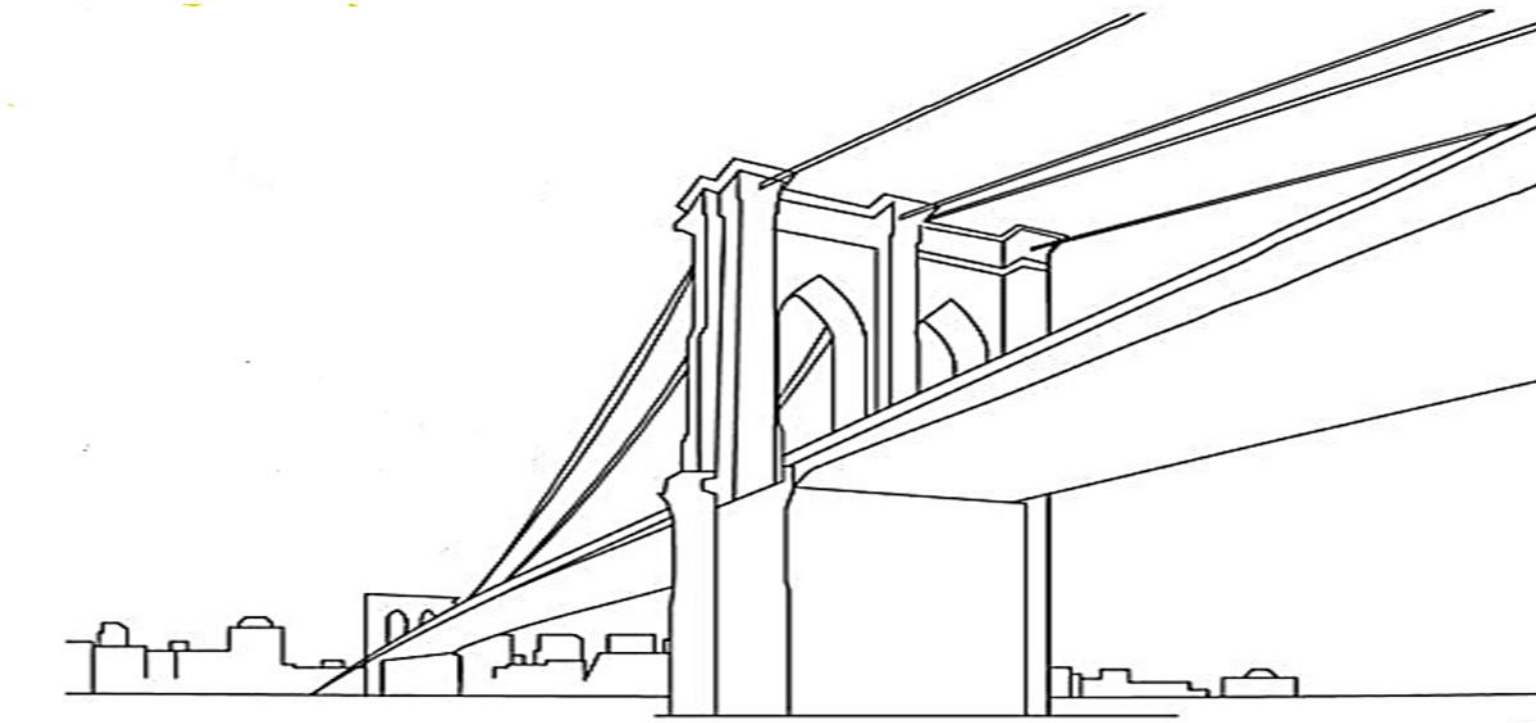
Ce choix a été fait en fonction du souffle et de biais de l'ouvrage. On opte un joint Wd80.

VII.7. CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage à court et long terme, l'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes de l'étude de la superstructure d'un pont, avant de passée à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

Chapitre VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



VIII.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure est très importante dans le cadre de la réalisation d'un ouvrage elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation.

Un appui soit une pile ou culée est défini essentiellement par ses caractéristiques géomatiques et mécaniques, ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre les différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre pont.

VIII.2. ETUDE DE LA PILE

La pile est un élément intermédiaire qui joue le rôle d'un appui pour le tablier de pont et même de transmettre les charges au sol de fondation, il y a plusieurs types des piles parmi ces types, les piles voiles, et les piles poteau.

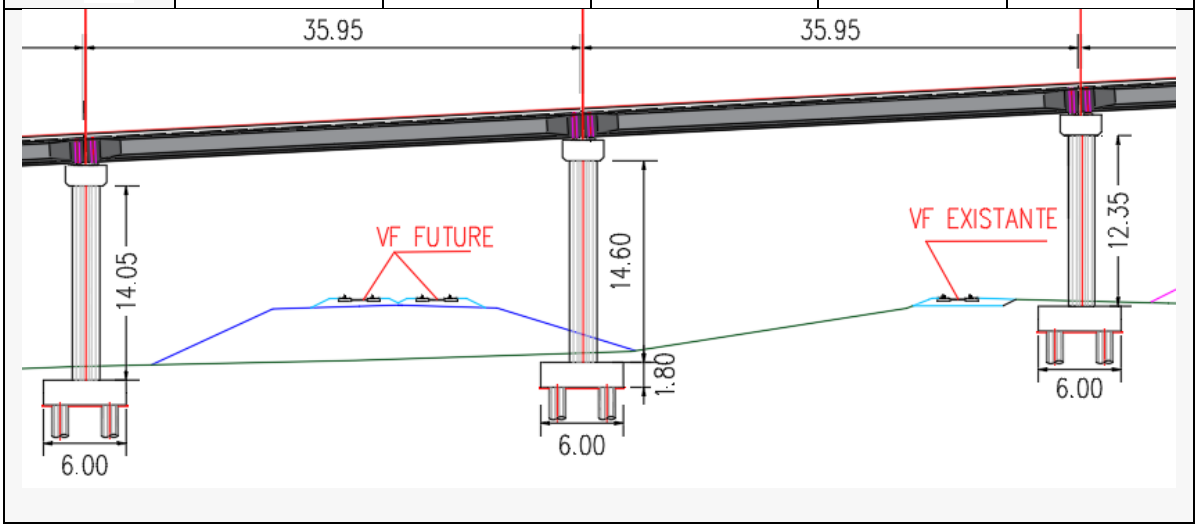
VIII.2.1. Conception de la pile (documents SETRA)

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier et de la nature du site.

Nous avons opté pour la solution d'un modèle de base « B », des piles composées des fûts avec section circulaire.

Tableau VIII.1. Implantation et hauteurs des piles.

N° pile	Type de fondation	Nombre des fûts	Diamètre des fûts (m)	H_{moy} des fûts (m)	H_{moy} des colonnes (m)
P01	**Profonde**	**3**	**2**	**14.05**	**15.85**
P02	**Profonde**	**3**	**2**	**14.60**	**16.40**
P03	**Profonde**	**3**	**`30.2**	**12.35**	**14.15**



VIII.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite : **$\lambda = lf / i \leq 70$.**

lf : longueur du flambement de la pile la plus haute, tel que dans notre cas est encastrée de côté et libre dans l'autre coté qui donne : $lf = 2l_0$.

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}} \quad (\text{Transversale}) ; \qquad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}} \quad (\text{Longitudinale})$$

Avec :

i : rayon de giration de la section.

Tableau VIII.2. Vérification du flambement des piles.

Appuis	PILE 01	PILE 02	PILE 03
I_f (m)	28.10	29.20	24.02
Iy	0.785	0.785	0.785
Ix	0.785	0.785	0.785
iy	0.5	0.5	0.5
ix	0.5	0.5	0.5
λy	56.20	58.40	48.04
λx	56.20	58.40	48.04
Vérification	CV	CV	CV

VIII.2.1.2. Evaluation des efforts agissants sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

VIII.2.1.3. Efforts statiques

Tableau VIII.3. Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)(m)	FH/O/a (y/a.o)(m)	$M_{FV/o}$ (KN.m)	$M_{FH/o}$ (KN.m)
Semelle	4347.00	/	0.00	0.90	0.00	/
Fûts	3440.04	/	0.00	9.10	0.00	/
Chevêtre	1867.50	/	0.00	17.15	0.00	/
G Tablier	11677.10	/	0.00	17.90	0.00	/
H_{f+r}	/	163.72	/	17.90	/	2930.61
HT°	/	103.14	/	17.90	/	1846.28
Somme	21331.64	225.61	/	/	0.00	4776.89
(Al)	1852.20	/	0.85	/	1565.11	/
(Bc)	1644.37	/	0.58	/	945.51	/
Mc120	1083.69	/	0.58	/	623.12	/
D240	1796.57	/	0.94	/	1679.79	/
Al	/	106.38	/	17.90	/	1904.12
Bc	/	150	/	17.90	/	2685.00

Les réactions à la base de chaque fût sont données à **l'ANNEXE C**.

- **Combinaison des efforts :**

Les combinaisons les plus défavorables :

ELS :

G + ΨQ + 0.6 ΔT + D

G + 1.2 Bc + 0.6 ΔT +D

Tableau VIII.4. La combinaison la plus défavorable à l'ELS.

	N	H	M_H	M_V	ΔM
G	21 331.64	250.68	4 487.09	0.00	4 487.09
G+1.2Bc+0.6T+D	23 304.89	430.68	7 709.09	1 134.62	8 843.71

ELU :

1.35 G + ΨQ + 0.9 ΔT +D

1.35 G + 1.6 Bc+ 0.9ΔT + D

Tableau VIII.5. La combinaison la plus défavorable à l'ELU.

	N	H	M_H	M_V	ΔM
1.35G	28 797.72	348.73	6 242.20	00.00	6 242.20
1.35G+1.6Bc+0.9T+D	31 428.72	588.73	10 538.20	1 512.82	12 051.02

- **Calcul des réactions :**

Dans les tableaux ci-dessous, on cite les réactions les plus défavorables pour les deux combinaisons (ELS, ELU).

$$\mathbf{R = (N/n) \pm [M \times Yi]\ [S \times Yi^2]}$$

n : nombre de pieux.

Tableau VIII.6. Les réactions des combinaisons les plus défavorables.

		R1 (KN)	R2 (KN)
ELS	**G+1.2AL+0.6T+D**	1 874.86	2 835.99
ELU	**1.35G+1.6Bc+0.9T+D**	2 473.37	3 812.37

D'après le rapport géotechnique **(voir l'ANNEXE A) :**

Tableau VIII. 7. La capacité portante du sol.

D (m)	ELU	ELS
18	**Qmax (C. fondamentale)**	**Qmax (C. rares)**
	5 448.60 KN	3 133.30 KN

- **Comparaison :**

D'après le rapport géotechnique, on constate que la capacité portante du sol à une profondeur de 18 m dépasse la réaction la plus défavorable trouvée dans le tableau VIII.6.

R < Qadm → ELS : R = 2.835 MN < Qadm = 3.13 MN.

ELU : R = 3.812 MN < Qadm = 5.45 MN.

VIII.2.1.4. Efforts Dynamique

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les réactions à la base de chaque fût sont calculées et données à **l'ANNEXE C**. On donne ci-dessous les cas les plus défavorables :

Tableau VIII.8. Evaluation des efforts dynamiques.

Efforts			**Valeurs**
Effort du au poids de la semelle			4.35 MN
Effort à la base de la fondation	**Provenant du tablier**	**VL (MN)**	2.15 MN
		VT (MN)	1.14 MN
		ML (MN)	35.5 MN.m
		MT (MN)	14.58 MN.m
	Provenant de la semelle	**VL (MN)**	0.87 MN
		VT (MN)	0.87 MN
		ML (MN)	0.78 MN.m
		MT (MN)	0.78 MN.m

- **Combinaison des directions :**

D'après les résultats obtenus par le logiciel de calcul et en sommant quadratiquement les efforts/moments à la base de chaque fût, on trouve :

Tableau VIII. 9. Les combinaisons d'action au pied de la pile.

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	2.32	0.00	0.00	2.32	0.69	0.69
V_T(MN)	0.00	1.43	0.00	0.43	1.43	0.43
M_L	35.52	0.00	0.00	35.52	10.66	10.66
M_T	0.00	14.60	0.00	4.38	14.60	4.38
N (MN)	0.00	0.00	0.26	0.08	0.08	0.26

- **Combinaisons d'action au pied de la pile :**

Dans les tableaux ci-dessous, on cite les réactions les plus défavorable :

E1 + Rmax+ PPps -E1 + Rmin+ PPps

E2+ Rmax+ PPps - E2+ Rmin+ PPps

E3+ Rmax+ PPps - E3+ Rmin+ PPps

PPps : le poids propre des deux fut de pile.

Tableau VIII.10. Combinaisons d'action au pied de la pile.

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	2.52	0.90	0.90	2.09	0.47	0.47
V_T(MN)	0.43	1.43	0.43	0.43	1.43	0.43
M_L	38.88	17.97	14.02	32.16	11.24	7.29
M_T	4.38	14.60	4.38	4.38	14.60	4.38
N (MN)	17.32	17.32	17.51	17.17	17.17	16.98

Tableau VIII. 11. Les réactions sur les pieux.

	R1(MN)	R2(MN)
E1	3.92	-0.45
E2	2.75	0.71
E3	2.55	0.95
E4	3.48	-0.05
E5	2.32	1.11
E6	2.10	1.31

- **Action sur les pieux :**

En utilisant la loi citée dans la partie (calcul des réactions), on détermine les réactions à l'ELA :

Tableau VIII.12. Réaction des combinaisons dynamiques.

	ELA	
	R1(MN)	**R_2(MN)**
E1	3.89	-0.43
E2	2.73	0.73
E3	2.53	0.97
E4	3.50	-0.07
E5	2.34	1.09
E6	2.10	1.29

- **Comparaison :**

D'après le rapport géotechnique, on constate que la capacité portante du sol à une profondeur de 18 m dépasse la réaction la plus défavorable trouvée dans le tableau VIII.10.

R = 3.92 MN < Qadm = 6.10 MN.

VIII.2.2. Ferraillage des éléments de la pile

VIII.2.2.1. Etude de chevêtre

Les dimensions de chevêtre sont présentées ci-dessous :

- La longueur : 16.60 m.
- La largeur : 3 m.
- L'épaisseur : 1.50 m.

- **Dimensionnement de chevêtre à la flexion :**

A l'aide d'un logiciel rebot en présenter la modélisation de chevêtre dans les figures ci-dessous :

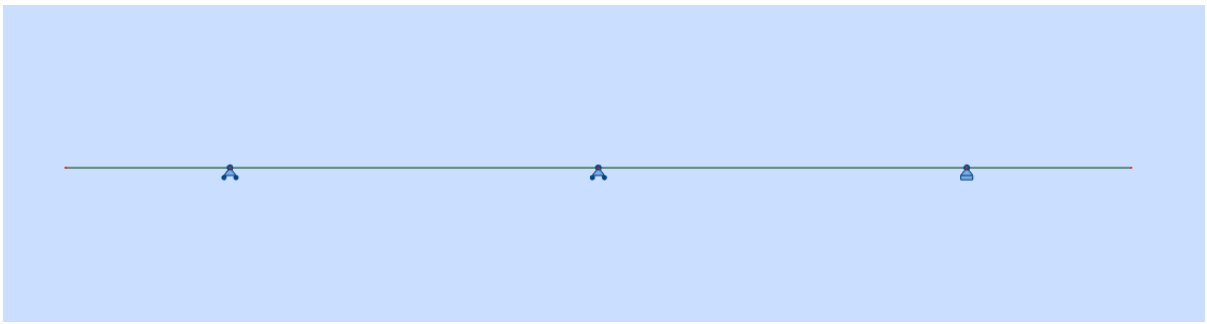


Figure VIII.1. Model de calcul.

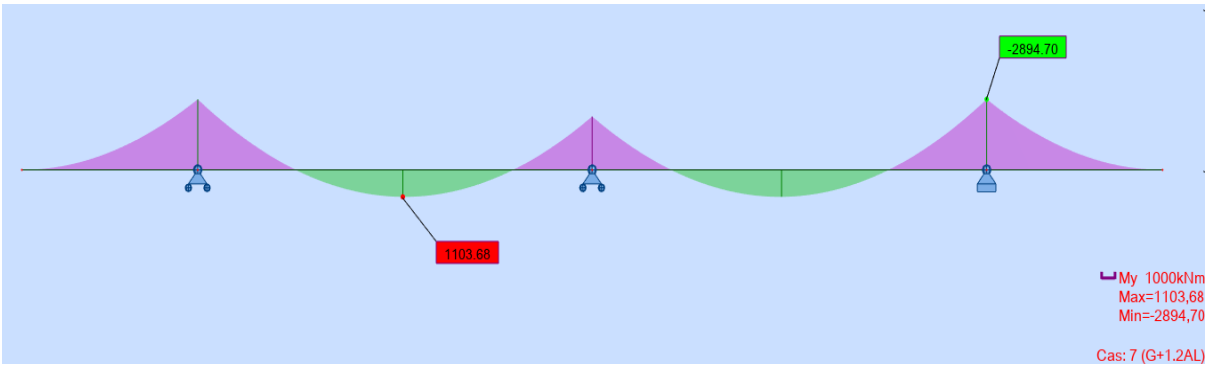


Figure VIII.2. Les moments Mmax à l'ELS sur le chevêtre avec le logiciel.

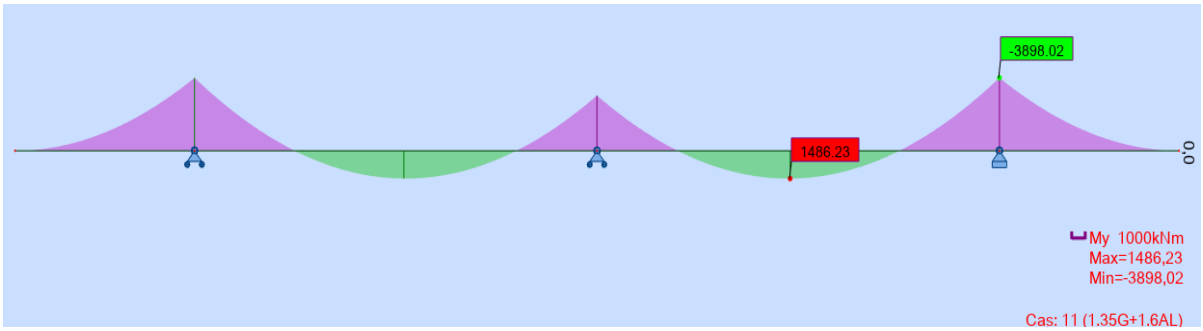


Figure VIII.3. Les moments Mmax a l'ELU sur le chevêtre avec le logiciel.

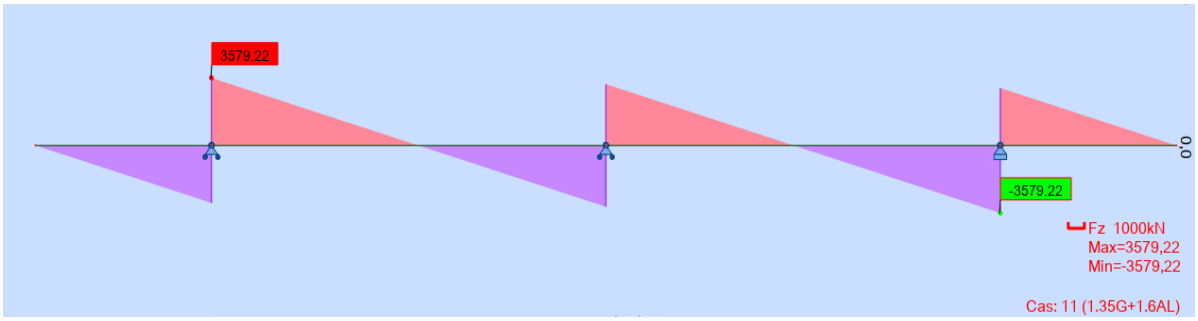


Figure VIII.4. Les efforts tranchants Tmax à l'ELU sur le chevêtre avec le logiciel.

Les armatures longitudinales :

Tableau VIII. 13. Ferraillage du chevêtre.

Solicitation	Mmax ELS (KN.m)	Mmax ELU (KN.m)	Tmax (KN)	As (cm^2)	Armatures	As'	E(cm)
Sur appuis	2 894.70	3 898.02	3 579.22	87.30	14HA25/32	90.66	20
A mi-Travée	1 103.68	1 486.23	00.00	42.90	14HA20	43.98	20

Armatures transversales :

On a : Tmax = 3 579.22 KN avec le logiciel rebot expert 2010 on trouve des cadres de HA16, avec un espacement de 10 cm dans la zone critique et de 15 cm dans la zone courante.

- **Dimensionnement à la torsion :**

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est e = 0.58 m, pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur Lt est limitée par :

Avec :

$Lt = Lc \rightarrow$ si : $Lc \leq \Phi + Hc$

$Lt = Lc + \Phi \rightarrow$ si : $Lc > \Phi + Hc$

Lc = 3 m.
Hc = 1.5 m.
Φ = 2 m ; Lt = Lc= 3m

La contrainte tangente de la torsion :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega\, bn}$$

bn : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, bn= Hc /6 = 0.33m

C : moment de torsion maximal par ml ; C = R × e.

Ω : l'aire de la torsion, Ω = (Hc – bn) ×(Lt – bn).

Tableau VIII.14. Evaluation du moment de torsion.

C1 (KN.m/ml)	C2 (KN.m/ml)	Ω (m2)	P (m)	σ_a (MPA)
102.16	61.37	3.44	8.50	333.33

As = 3.79 cm^2, on opte des HA12, avec espacements e= 25 cm.

Vérification des contraintes tangentielles :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{v^2} \leq \tau_{lim^2}$

Avec :

$$\tau_v = Vu/(b_0 \times d) \quad , \quad \tau_{v^2} = 0.781 \text{ MPA}$$

$\tau_{lim} = \min \{0.2 f_{c28}/\gamma b ,5 \text{ MPA}\} = \min\{3.60 ; 5 \text{ MPA}\} = 3.60$ MPA

On obtient les résultats suivants **:**

$\tau_{v^2} = 0.781$ MPA $\leq \tau_{lim^2} =$ 12.96 MPA → **condition vérifiée.**

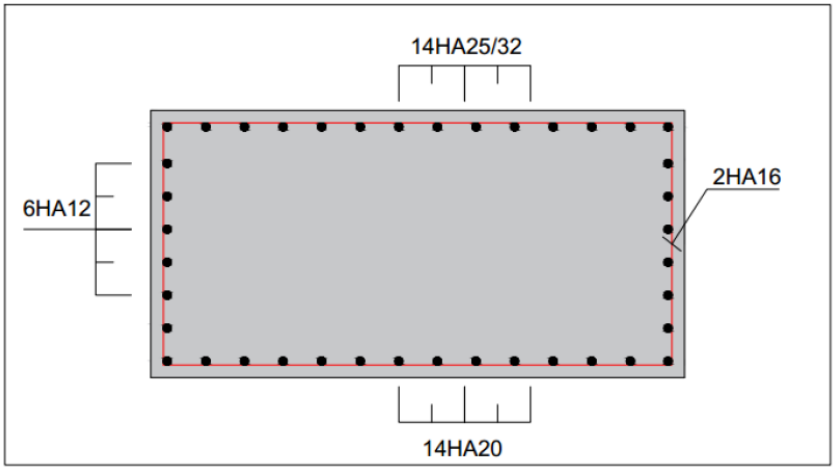


Figure VIII.5. Ferraillage de chevêtre (coupe transversale).

VIII.2.2.2. Etude de fût

La colonne est un élément qui est encastré à la base de la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques. Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- Diamètre des colonnes : 2 m.
- Hauteur moyenne : 14.60 m.
- Entraxe : 5.74 m.

- **Evaluation des efforts :**

Evaluations des efforts statiques des futs (ANNEXE C) :

Tableau VIII. 15. Evaluation des efforts pour les fûts.

Désig	**N (KN)**	**H (KN)**	**/FV/o (x/o)**	**/FH/O/a (y/a.o)**	**MFV/o**	**MFH/o**
Fûts	3 440.04	/	0.00	7.30	0.00	/
Chevetre	1 867.50	/	0.00	15.35	0.00	/

G Tablier	11 677.10	/	0.00	16.10	0.00	/
Hf+r	/	163.72	0.00	16.10	0.00	2 928.79
HT°	/	103.14	/	16.10	/	1 845.14
Somme	1 6984.6	250.68	/	/	0.00	4 773.93
(Al)	1 852.20	/	0.85	/	1 565.11	/
(Bc)	1 644.37	/	0.58	/	945.51	/
Mc120	1 083.69	/	0.58	/	623.12	/
D240	1 796.57	/	0.94	/	1 679.79	/
Fr Al	/	106.38	/	16.10	/	1 712.65
Fr Bc	/	150.00	/	16.10	/	2 415.00

- **Combinaison des efforts :**

On a les combinaisons les plus défavorables sont les suivantes :

ELS :

G + ΨQ + 0.6 ΔT.

G + 1.2 Bc + 0.6 ΔT + D.

Tableau VIII.16. Les efforts les plus défavorables pour la combinaison ELS.

	N	**H**	**M_H**	**M_V**	**ΔM**
G	16 984.64	250.68	4 773.93	0.00	4 773.93
G+1.2Bc+0.6DT+D	18 957.89	430.68	9 727.10	1 134.62	1 0861.72

ELU :

1.35 G.
1.35 G + 1.6 Bc + 0.9 ΔT + D.

Tableau VIII. 17. Les efforts les plus défavorables pour la combinaison ELU.

	N	**H**	**M_H**	**M_V**	**ΔM**
1.35G	22 929.27	348.73	5 614.49	0.00	5 614.49
1.35G+1.6Bc+ 0.9DT+1.35D	25 560.27	588.73	9478.49	1 512.82	1 0991.32

Après les évaluations des efforts dans les deux états limites service et ultime, indiquer dans le tableau ci-dessus, on conclue les résultats suivants :

Tableau VIII.18. L'évaluation des efforts à l'ELU et à l'ELS.

ELS	**ELU**
M_{max} = 3 620. 57 KN.m/ml	M_{max} = 3 663.77 KN.m/ml
N_{co} = 6 319.30 KN/ml	N_{co} = 8 520.09 KN/ml
T_{max} = 143.56 KN	T_{max} = 196.24 KN
N_{co} = 6 319.30 KN.ml	N_{co} = 8 520.09 KN.ml

- **Ferraillage de la semelle :**

On utilise la méthode de bielle pour ferraillage de la semelle :

Armatures :

La vérification de la condition de bielle :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec : 1.3 m ≤ 1.70 m qui me donne α = 52.62 ° ≥ 45°.

D'après le document « SETRA », la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles égale à :

$$\mathbf{As} = \frac{\mathbf{Nmax}}{\overline{\boldsymbol{\sigma}_s}} \times \frac{\left(\frac{\mathbf{L}}{2} - \frac{\mathbf{L}}{4}\right)}{\mathbf{h}}$$

Application numérique :

Tableau VIII.20. Les armatures inferieures de la semelle.

$N_{max\text{-}ELS}$ (KN)	$N_{max\text{-}ELA}$ (KN)	$\overline{\sigma_{a-ELS}}$ MPA	$\overline{\sigma_{a-ELA}}$ MPA	$\overline{A_{s-ELS}}$ (Cm^2)	$\overline{A_{s-ELA}}$ (Cm^2)
2950	3913	333.33	500	67.65	59.85

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : **L= h + Φpieux** = 1.70 + 1.2 = 2.90 m, qui donne les sections suivantes :

$A_{s\text{-}ELS}$ = 23.33 cm^2/ml.
$A_{s\text{-}ELA}$ = 20.64 cm^2/ml.

D'après RPOA (article 7.6.1) l'armature sollicité aux tractions doit avoir un pourcentage minimum de 0.15% < ρg < 1.5% pour la zone IIa qui nous donne :

0.15% × h× 1ml = 27 cm^2/ml. On opte : As=27 cm^2/ml.

L'armature pour la nappe inférieure : On opte : As_1 = 29.45 cm^2/ml, 6HA25/ml.
L'armature pour la nappe supérieure : On opte : As_2=18.82 cm^2/ml, 6HA20/ml.
L'armature de peau : $As_{(peau)}$ = As/3, on opte : HA12 avec un espacement de 15 cm.

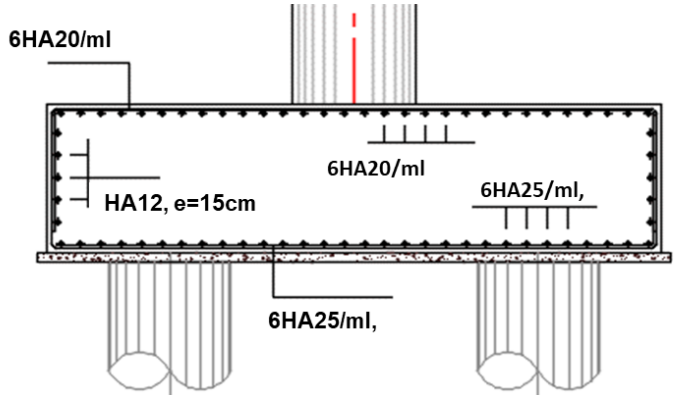


Figure VIII. 7. Ferraillage de la semelle.

- **Evaluation des efforts dynamiques :**

D'après le logiciel de calcul automatique (voire **l'ANNEXE D**), on trouve :

ELA
M_{max} = 8 088.92 KN.m/ml
N_{co} = 8 084.88 KN/ml
T_{max} = 711.25 KN
N_{co} = 3 654.70 KN.ml

- **Ferraillage des fûts :**

Pour ferraillage des fûts qui sont des pièces soumises à la flexion composée on utilise les résultats trouvés précédemment dans **L'ANNEXE C** pour faire les calculs qui sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII. 1. Les valeurs du ferraillage longitudinal et transversal des futs.

Armatures	**As (cm2)**	**Φ**	**Nombre**	**Espacement (cm)**	
Longitudinales	314.20	HA32	40	15	
Transversales		HA16	14	Zone critique	15
			53	Zone courant	20

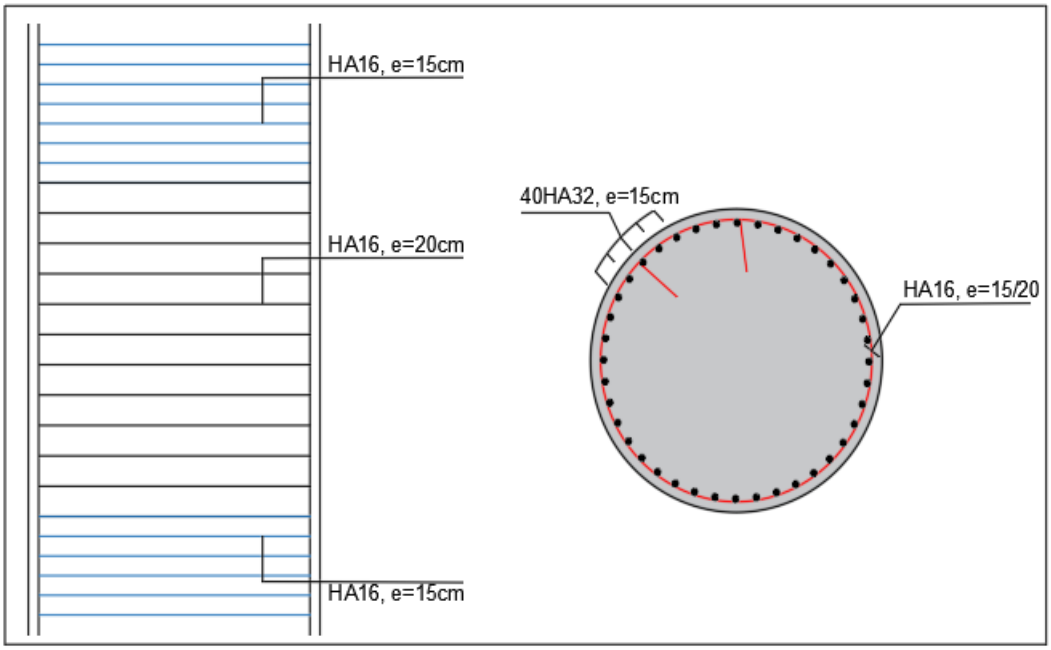


Figure VIII.1. Ferraillage de fût.

VIII.2.2.3. Etude de la semelle

- **Les dimensionnements de la semelle :**

- Longueur =16.10 m.
- Hauteur = 1.80 m.
- Largeur = 6 m.

VIII.2.2.4. Etude des pieux

- **Nombre des pieux**

Le nombre des pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique, la disposition et l'effort vertical du au tablier :

$$n = \frac{N_{max}}{Q_P}$$

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_p : capacité portante d'un pieu à l'ELS.

Tableau VIII. 21. Nombre des pieux sur chaque pile.

Piles	P1	P2	P3
N_{max} (MN)	17.32	17.32	17.32
Q_p	3.92	4.20	3.72
n_p	5	5	5

Pour une profondeur de 18 m on opte 10 pieux.

- **Action sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = 0 \; ; \; EI = \frac{d^4y}{d^4x} + Cu \; by$$

b : diamètre du pieu.
Cu : module de réaction du sol (55 MN/m^3).
Y : déplacement en tête du pieu.

La solution d'équation différentielle est :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cu\ b}}$$

α : longueur élastique du pieu.

Calcul de Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu\ b}{4EI}}$$

E : module d'élasticité du béton (E = 33000 MPA).
I : moment d'inertie du pieu (I = 0.101 m^4).
b : longueur du pieu (b = 1.2 m).

Après une application numérique on trouve : $\lambda = 0.265$ donc : $\lambda \times L = 4.775$.

À partir de tableau de WERNER on tire les valeurs de ($X^{\varphi H}$; $X^{\varphi M}$) pour $\lambda \times L = 4.775$.

Tableau VIII.22. Valeurs de WARNER.

λ×L	**1**	**1.5**	**2**	**3**	**4**	**6**
$\mathbf{X^{\varphi H}}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$\mathbf{X^{\varphi M}}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

Apres l'interpolation entre les valeurs en trouve les résultats ci-dessous :

Tableau VIII.23. Les valeurs retenues par le tableau WARNER.

	$\mathbf{X^{\varphi H}}$			$\mathbf{X^{\varphi M}}$		
1	4	1.26	1.33	4	1.54	1.58
2	4.775	X		4.775	X	
3	6	1.45		6	1.65	

Moment fléchissant correspondant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\overline{M} = \frac{X_{\varphi}^{H}}{X_{\varphi}^{M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

Tableau VIII.24. Valeurs de Moment fléchissant à l'ELU et l'ELS.

	$\mathbf{M_{max}}$ **(KN.m)**	$\mathbf{N_{cor}}$ **(KN)**	$\mathbf{T_{max}}$ **(KN)**
ELS	128.85	1864.10	40.56
ELU	175.95	2508.05	55.39
ELA	800.50	734.20	252

- **Ferraillage des pieux :**

Armatures longitudinales :

D'après le RPOA 2008 : As =113.10 cm²

En utilisant le logiciel « Robot Expert », As=113.10 cm^2. On prend : 24HA25.

(As = 117.81 cm^2) avec un espace e = 15cm.

Armatures transversales :

En utilisant le logiciel« Robot Expert » on prend : cerces de HA14 avec un espacement de 15cm pour la zone critique (1.2m) et de20cm pour la zone courante(15.6m).

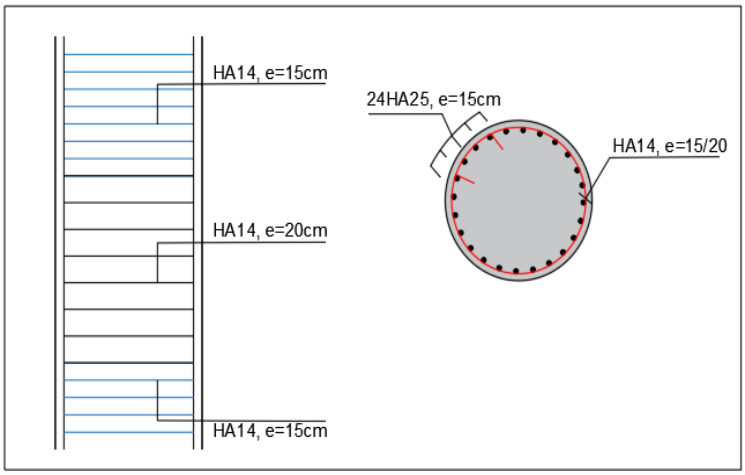


Figure VIII.8. Ferraillage des pieux.

VIII.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appuis extrême au tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

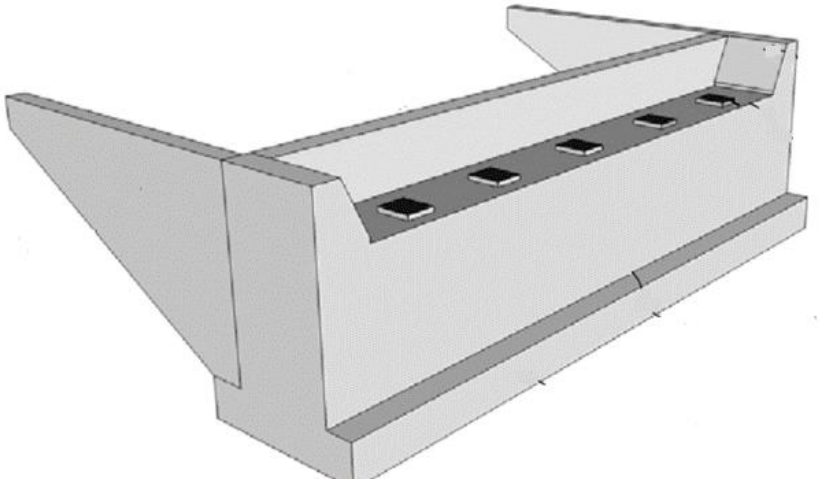


Figure VIII.9. Coupe pour une culée.

VIII.3.1. Les types des culées

Le type de culée à adopter dépend du mode de fondation et de la qualité des terrains sur lesquels les remblais d'accès à l'ouvrage sont placés.

On distingue trois types de culées :

- **Culée enterrée :** La culée est constituée uniquement par un mur garde grève, un chevêtre et des poteaux remblayés qui remplacent le mur de front. L'utilisation de ces culées nécessite un allongement du tablier souvent compensé par l'économie réalisée sur les appuis du fait d'une réduction considérable de la poussée des terres.
- **Culée à mur front ou culée remblayée :** constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).
- **Culée creuse se forme d'une boite renversée :** c'est une culée comportant un mur de front, des murs en retour et un platelage supérieur, formant une boîte renversée dans laquelle le remblai est taluté de façon à ne pas pousser sur le mur de frontal.

VIII.3.2. Pré-dimensionnement de la culée

Tableau VIII.25. Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.

Elements de la culée	Role	Dimensions
Mur de grade grève	Destiné à isoler le tablier du contact du remblai	H = 2.27 m L = 16.60 m Ep = 0.43 m

Mur frontal	Mur portant le tablier et assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont	H = 8 m L = 16.60 m Ep = 1.92 m
Mur en retour	Mur parallèle à l'axe du pont servant à soutenir le remblai	Ep = 0.85 m
Corbeau	C'est une dalle qui jouer le rôle d'appuis à la dalle de transition	L = 14.90 m
Dalle de transition (DDT)	On adapte un ddt pour éviter les tassements qui situe entre la chaussée et les rampes d'accès	H= 0.3 m L = 14.90 m Ep = 4 m
La semelle	C'est la partie qui supportée les charges venant de tablier et son poids propre	H = 2 m L = 17.20 m Ep = 9.38 m

VIII.3.3. Evaluation des efforts agissant sur la culée

VIII.3.3.1. Effort statique

- **Descente de charges :**

Tableau VIII.26. La combinaison la plus défavorable à l'ELS.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	8 066.80	/	0.00	1.00	0.00	/
Mur Frontal	6 374.40	/	0.35	6.00	2 231.04	/
DDT	223.50	/	3.32	11.26	742.02	/
Mur en R	1 719.98	/	3.62	8.06	6 226.31	/
Corbeau	134.10	/	1.52	10.86	203.83	/
MGG	406.70	/	1.10	11.14	447.37	/
Poids des Terres Amot	7 786.74	/	2.76	6.52	21 491.40	/
Poids des T sur DDT	902.94	/	3.38	11.80	3051.94	/
Poussée des terres	/	7402.69	/	-4.09	/	-30 276.99
Poussée Sur 10kN/m²	/	603.32	/	-4.09	/	-2 467.56
Les efforts dus au tablier						
Rg	5 838.55	/	-0.05	/	-291.93	/
R(Al)	1 852.20	/	-0.05	/	-92.61	/

R_{bc}	1 644.37	/	-0.05	/	-82.22	/
R_{Mc120}	1 083.69	/	-0.05	/	-54.18	/
R_{D240}	1 796.57	/	-0.05	/	-89.83	/
Hf+r	/	163.72	/	-10.00	/	-1 637.21
HT°	/	103.14	/	-10.00	/	-1 031.44
Fr Al	/	170.70	/	-10.00	/	-1 707.02
Fr Bc	/	150	/	-10.00	/	-1 500.00

- **Combinaison des efforts (voire l'ANNEXE C) :**

On a, les combinaisons les plus défavorables sont les suivantes :

ELS :

Tableau VIII.27. La combinaison la plus défavorable à l'ELS.

	N	**H**	**M_H**	**M_V**	**ΔM**
G	31 453.71	7 628.29	-35 000.63	34 101.98	-898.64
G+0.6T+1.2Q	32 208.24	8 352.27	-37 961.70	34 101.98	-3 859.72

ELU :

Tableau VIII.28. La combinaison la plus défavorable à l'ELU.

	N	**H**	**M_H**	**M_V**	**ΔM**
G	42 462.50	10 307.48	44 012.47	46 037.68	2 025.21
G+0.6T+1.2Q	43 925.48	10 307.48	-44 012.47	45 964.53	-1 952.06

Tableau VIII.29. Les réactions des combinaisons les plus défavorables.

	G+0.6T+D240	**G+0.6T+1.2A(l)**	**G+0.6T+1.2Bc**
	R1	**R2**	**R3**
ELS	2 189.23	2 245.09	2 306.17
ELU	3 045.41	3 028.40	3 020.30

D'après le rapport géotechnique on a les résultats suivants :

Tableau VIII.30. La capacité portante du sol.

D (m)	**ELU**	**ELS**
19	**Qmax (C. fondamentale)**	**Qmax (C. rares)**
	5 853.30 KN	4 240.90 KN

Comparaison :

D'après le rapport géotechnique, on constate que la capacité portante du sol à une profondeur de 19 m dépasse la réaction la plus défavorable trouvée dans le tableauVIII.27

$$R_{ELS\text{-}ELU} \leq Q_{adm}.$$

VIII.3.3.2. Effort sismique

- **Descente de charges :**

On fait les calculs sur les trois cas favorables de séisme correspondant :

1er cas : Séisme Horizontal + Vertical descendant « 1+Kv ».

2ème cas : Séisme Horizontal + Vertical ascendant «1 - Kv ».

3ème cas : séisme vertical.

Calcul du coefficient de poussée :

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques kh, kv :

$$k_h = 0.2 \quad , \quad kv = 0.3 \times kh = 0.06$$

k_h : coefficient sismique horizontal.

k_v : coefficient sismique vertical.

En utilisant la formule suivante pour calcul la poussée dynamique :

$F_{ad} = 1/2 \times \gamma\ (1+-K_v) \times H^2 \times K_{ad}$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE-OKABE qui est cité dans le RPOA (l'article 5.6) :

$$Kad = \cos^2(\varphi-\theta)/(\cos^2\theta \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos\beta\cos\theta}}$$

Tableau VIII.31. Coefficient de la poussée.

γ(kN/m³)	φ°	ka	kh	kv	θ1° (1+Kv)	θ2° (1-Kv)	θ2° (hr)	Kad (1+kv)	Kad (1-kv)
20	30	0.33	0.20	0.06	10.68	12.01	11.31	0.46	0.48

Tableau VIII.32. Evaluations des efforts dynamiques de la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	484.01	1 613.36	0.00	1.00	0.00	1 613.36
Mur F	382.46	1 274.88	0.35	6.00	133.86	7 649.28
DDT	13.41	44.70	3.32	11.26	44.52	503.32
Mur en R	103.20	344.00	3.62	8.06	373.58	2 772.60
Corbeau	8.05	26.82	1.52	10.86	12.23	291.27
MGG	24.40	81.34	1.10	11.14	26.84	906.13
Poids des Terres Amot	467.20	1557.35	2.76	6.52	1 289.48	10 153.91
Poids des T sur DDT	54.18	180.59	3.38	11.80	183.12	2 130.94
Somme	1 536.91	5123.03	/	/	2 063.63	26 020.80

- **Evaluation des charges sismiques due aux poussées dynamiques :**

Les efforts pour les trois cas :

Tableau VIII.33. Evaluations des efforts.

		N (KN)	V(KN)	M(KN.m)
Dus au séisme	**1er cas**	0.00	17 852.44	78 084.06
	2eme cas	0.00	16 911.19	74 234.38
	3eme cas	1536.91	0.00	2 063.63
Dus au tablier	**1er cas**	0.00	17 886.81	78 866.78
	2eme cas	0.00	16 947.47	75 057.25
	3eme cas	1536.91	0.00	2 063.63

- **Combinaison d'action :**

P max - H + 0.3V

P min - H - 0.3V

P max + V - 0.3H

P min - V - 0.3H

Tableau VIII.34. Les combinaisons d'action.

	N	V	M
P max - H + 0.3V	26 446.67	-17 647.69	-80 597.48
P min - H - 0.3V	25 370.82	-16 712.49	-78 067.53
P max + V - 0.3H	27 522.50	-5 126.92	-23 946.19
P min - V - 0.3H	24 294.98	-4 849.26	-26 972.00

- **Calcul des réactions :**

$R_1 = (N/n) + [M \times Yi]\,[S \times Yi^2]$

$R_2 = (N/n) - [M \times Yi]\,[S \times Yi^2]$

$R_3 = (N/n)$

Tableau VIII.35. Les réactions des combinaisons.

	ELA		
	1er file	**2ème file**	**3ème file**
	R1(KN)	**R2(KN)**	**R3(KN)**
P max - H + 0.3V	-475.71	1 763.11	4 001.93
P min - H - 0.3V	-477.15	1 691.39	3 859.93
P max + V - 0.3H	1 169.66	1 834.83	2 500.01
P min - V - 0.3H	870.44	1 619.67	2 368.89

L'effort normal appliqué à chaque pieu est donné par la formule suivant :

$$n = N_{max} / Qp$$

Avec :

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.

Qp : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

n = 27522.50 / 5000 = 5.50

On opte pour : 15 pieux

D'après le rapport géotechnique on a les résultats suivants :

Tableau VIII. 36. La capacité portante de sol.

D (m)	ELA
19	Qmax (C. Acc) (KN)
	5 380.8

Comparaison :

D'après le rapport géotechnique, on constate que la capacité portante du sol à une profondeur de 19 m dépasse la réaction trouvée dans le tableau VII.32, $R_{ELA} \leq Q_{adm}$.

VIII.3.4. Ferraillage des éléments de la culée

VIII.3.4.1. Mur frontal

- **Descente de charges :**

Tableau VIII. 37. Evaluation des efforts.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur Frontal	6374.40	/	0	4	0	/
DDT	223.5	/	0.24	9.24	53.64	/
Mur en R	0	/	0	0	0	/
Corbeau	134.1	/	1.174	8.86	157.43	/
MGG	406.70	/	0.745	9.14	302.99	/
Poids des T sur DDT	902.94	/	0.24	9.24	216.71	/
Poussée des terres	/	5186.102	/	-3.42	/	-17753.75
Poussée Sur 10kN/m²	/	504.9759	/	5.135	/	-2593.05
Les efforts dus au tablier						
Rg	5838.55	/	-0.40	/	-2335.42	/
R(Al)	1852.20	/	-0.40	/	-740.88	/
R_{bc}	1644.37	/	-0.40	/	-657.75	/
R_{Mc120}	1083.69	/	-0.40	/	-433.47	/

R_{D240}	1796.57	/	-0.40	/	-718.63	/
Hf+r	/	163.72	/	-8.00	/	-1309.77
HT°	/	103.14	/	-8.00	/	-825.16
Fr Al	/	170.70	/	-8.00	/	-1365.61
Fr Bc	/	150.00	/	-8.00	/	-1200.00

Le ferraillage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures Verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivants :

Les sollicitations les plus défavorables :

A L'ELS:

M_{max} = 1 462.35 KN.m/ml.

N_{cor} = 955.03 KN/ml.

T_{max} = 362.51 KN/ ml.

N_{cor} = 836.16 KN/ml.

A L'ELU:

M_{max} = -1 975.52 KN.m/ml

N_{max} = 1287.30 KN.m/ml

T_{max} = 489.34 KN.m/ml

N_{cor} = 1 128,81 KN.m/ml.

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.92) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable. (**ANNEXE E).**

Section d'acier :

AS = 19.2 cm², on opte 7HA20/ml (AS1 = 21.99 cm^2) coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

Armatures de constructions :

AS'= AS/3 = 6.40 cm^2; donc : on opte pour 7HA14/ml coté tablier avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales : On opte pour 7HA12/ml, Avec un espacement de 15 cm.

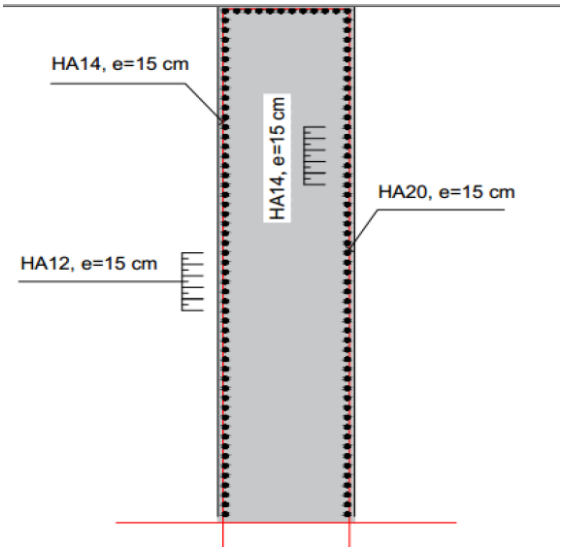


Figure VIII.10. Ferraillage Mur frontale.

VIII.3.4.2. Mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des efforts horizontales suivantes :

- Poussée de terre.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.

- **Le calcul des sollicitations :**

Le moment d'encastrements totale due aux forces horizontales appliquer sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivante :

Moments due à la poussée de terre :

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment d'encastrement à pour l'expression suivante :

$$M_T = \frac{P \times H}{3} \quad ; \quad P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

Ka : coefficient de poussée des terres (ka = 0.33).
γ_r : poids volumique du remblai ($\gamma r = 20$ KN/m^3).
h : hauteur du mur garde grève (2.30m).
L : longueur du remblai (L= 1m)

Donne : P =17. 46 KN/ml , M_T = 13.38 KN.m/ml

M_{pELU} = 18.07 KN.m

M_{pELS} = 13.38 KN.m

Moment dû à la force de freinage du camion Bc :

Par la formule suivante, on calcule le moment du au freinage :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'ELU et μ = 1.2 à l'ELS.

M_{pELU} = 91.05 KN.m

M_{pELS} = 68.29 KN.m

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Pour calculer le moment d'encastrements à la base du mur garde grève en utilisant la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx \qquad \text{avec } K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

Tel que :

ɣ : coefficient de pondération.

Bc : coefficient de pondération du système Bc.

δ: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

h : hauteur de mur garde grève.

$M_{P\text{-}ELS}$ = 35.96 KN.m

$M_{P\text{-}ELU}$ = 47.95 KN.m

- **Combinaison actions sur MGG :**

MELS = MG + 1.2 × MQ = 117.64 KN.m

MELU = 1.35 × MG + 1.6 × MQ = 157.07 KN.

- **Ferraillage mur garde grève :**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Tableau VIII. 38. Ferraillage MGG.

Section d'acier	As = 13.7 cm^2 on opte 7HA16 avec un espacement de e=15cm
Armature de constructions	AS = 4.57 cm^2 on opte 7HA12 avec espacement de e=15cm
Armature Transversal	As = 3.50 cm^2 on opte 7HA12 avec un espacement e = 15cm

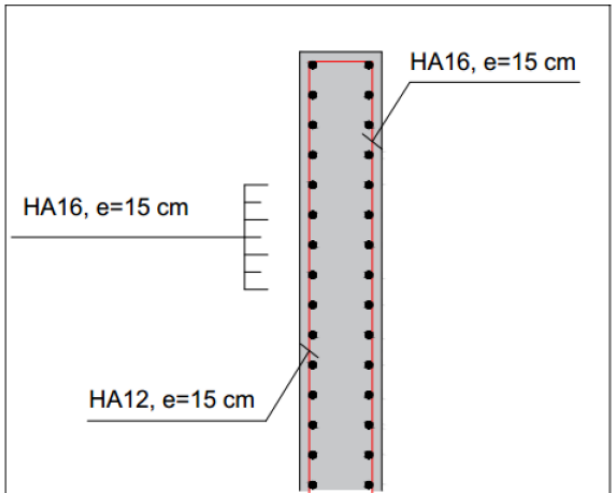


Figure VIII.11. Ferraillage de MGG.

VIII.3.4.3. Dalle de transition

Une dalle de transition est en béton armé reposante sur le remblai dans la partie arrière de la culée recouverte par la chaussée et assurant la transition entre le tablier et le remblai d'accès.

Tableau VIII. 39. Sollicitations sur 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
Remblais	15.2	30.4	30.4
Surcharges	10	20	20

Après les calculs on trouve les résultats suivants :

M_{ELS} = 73.24 KN.m - T_{ELS} = 73.24 KN.m

M_{ELS} = 98.47 KN.m - T_{ELS} = 98.47 KN.m

- **Ferraillage de la dalle de transition :**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable (**ANNEXE E).**

Tableau VIII.40. Ferraillage dalle de transition.

Section d'acier	As = 13.1 cm2 on opte 5HA20/ml avec un espacement de 20 cm
Armatures de constructions	As = 4.37 cm2 on opte 5HA14/ml avec un espacement de 20 cm
Armature Transversale	As = 3.28 cm2 on opte 5HA12/ml avec un espacement de 20 cm

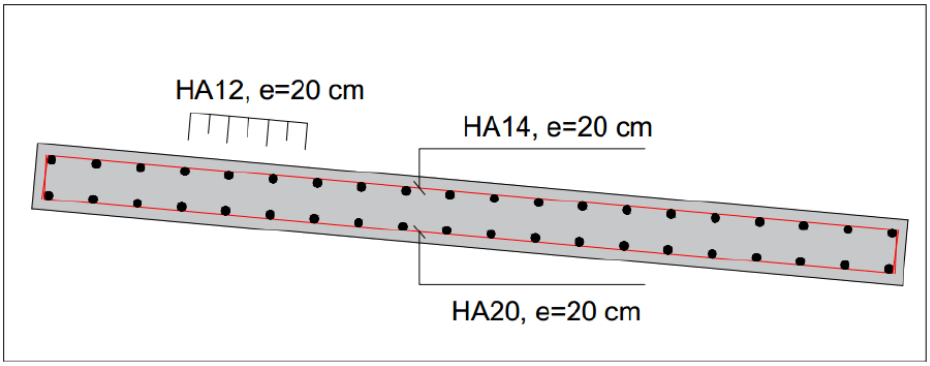


Figure VIII.12. Ferraillage de la dalle de transition.

VIII.3.4.4. Mur en retour

- **Les sollicitations sur le mur en retour**

On utilise un logiciel de calcule « robot structural analyses professionnel 2019 » et on trouve les résultats sous forme cartographie :

Les moments fléchissant :

ELS :

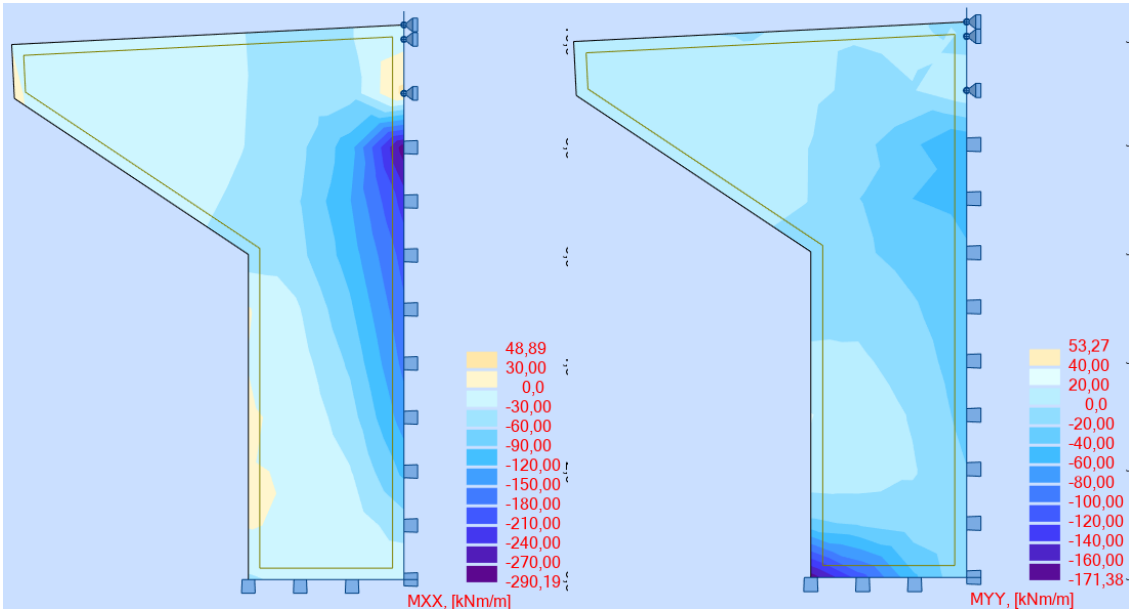


Figure VIII.13. Moments à l'ELS suivant XX et YY.

ELU :

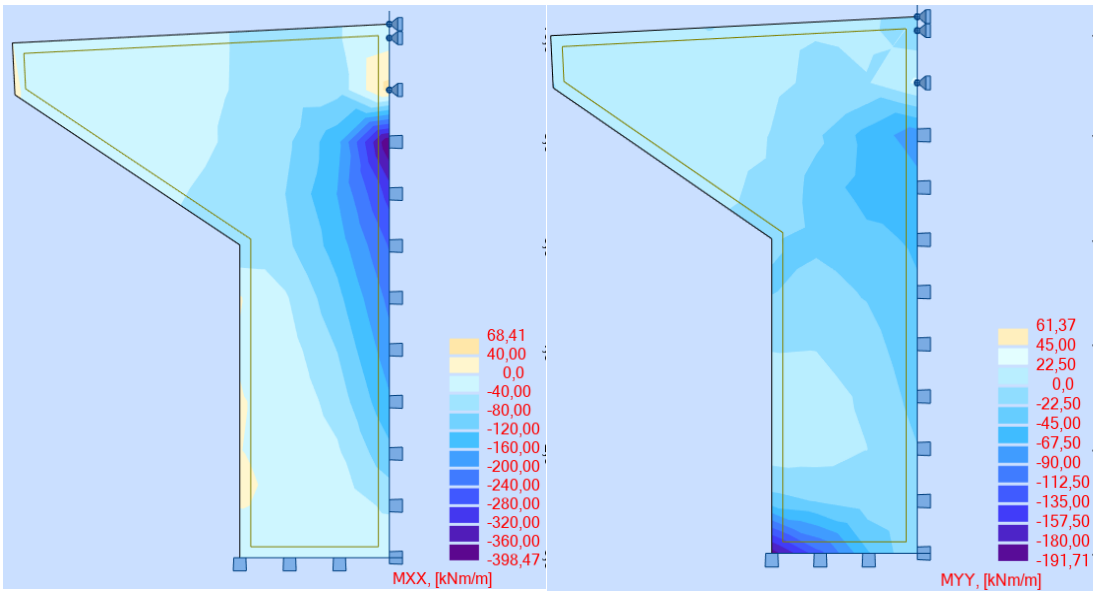


Figure VIII.14. Moments à l'ELU suivant XX et YY.

Tableau VIII.41. Ferraillage du mur en retour.

	Armatures principales	
Armatures	**As (cm^2)**	**On opte**
Horizontales	15.50	(5HA16+2HA20)/ml
Verticales	7.8	7HA14/ml
Armatures de constructions		
Horizontales	7.92	7HA12/ ml
Verticales	7.92	7HA12/ ml

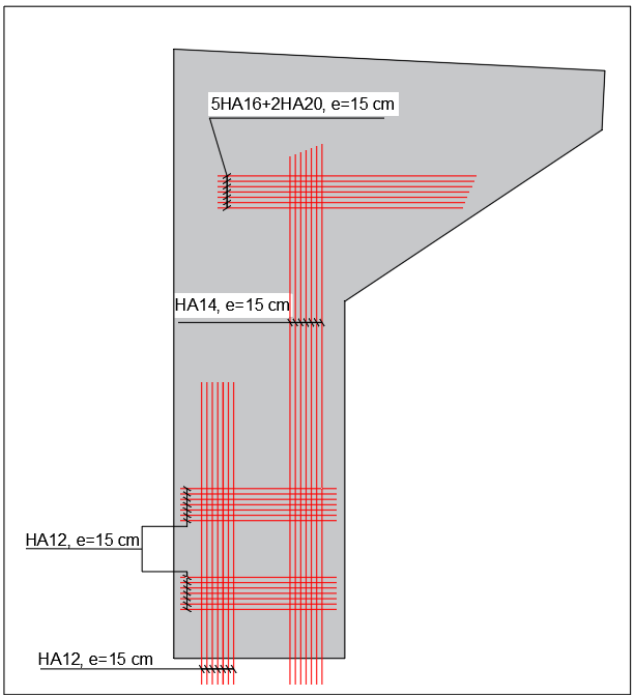


Figure VIII.15 . Ferraillage du mur en retour.

VIII.3.4.5. Corbeau d'appuis de la dalle de transition

- **Evaluation des efforts :**

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il soumit à la réaction de cette dernière.

Réaction due au poids des charges-permanant :

$$\mathbf{R_{prem} = ql/2}$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition, 4 m.

q : charge permanant, 24.62 KN/ml.

R_{prem} = 49.24 KN/ml.

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblai est donnée par la formule suivante :

R_{prem} = ql/2

L = 4 m, q = 10 KN/ml.

R_{prem} = 20 KN/ml

- **Combinaison d'action :**

A L'ELS : R_{ser} = RG + 1.2 RQ = 69.24 KN.m/ml.

A L'ELU : R_{utim} = 1.35 RG + 1.6 RQ = 98.47 KN.m/ml.

- **Ferraillage de corbeau :**

La section de ferraillage pour la section transversale : As =11.7 cm^2, on opte 7HA16/ml avec un espacement de e = 15 cm.

Pour le ferraillage longitudinal on opte : 7HA12/ml avec un espacement e = 15 cm.

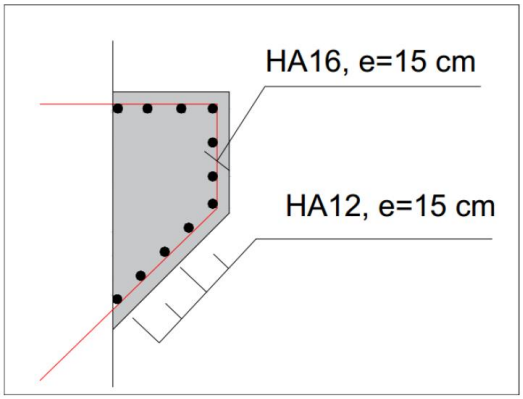


Figure VIII.16. Ferraillage de corbeau.

VIII.3.4.6. Etude de la fondation

- **Etude de la semelle :**

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

Calcul de la semelle :

Les dimensionnements de la semelle :

- Longueur =17.20.
- Hauteur = 2.00m.
- Largeur = 9.40 m.

Ferraillage de la semelle :

Armatures transversales inférieures :

La semelle est étudiée selon la méthode des consoles On considère que la console est encastrée à b/4.

$$\mathbf{Ainf = Nmax \times \frac{Li}{h \times \sigma_a}}$$

N: la réaction maximale.

L_i : la distance entre b/4 et l'axe de pieux (L_i = 3.50 m).

h =2 m.

Tableau VIII.42. Calcul du ferraillage de la semelle.

$N_{max-ELS}$ (KN)	$N_{max-ELU}$ (KN)	$N_{max-ELA}$ (KN)	$\overline{\sigma_{a-ELS}}$ MPA	$\overline{\sigma_{a-ELU}}$ MPA	$\overline{\sigma_{a-ELA}}$ MPA	$\overline{A_{s-ELS}}$ (cm^2)/ml	$\overline{A_{s-ELU}}$ (cm^2)/ml	$\overline{A_{s-ELA}}$ (cm^2)/ml
2306.17	3045.41	4001.93	333.33	434.8	500	34.59	35.02	40.02

D'après RPOA (article 7.6.1) l'armature sollicité aux tractions doit avoir un pourcentage minimum de 0.15% < ρg < 1.5% pour la zone IIa qui nous donne :

0.15% × h× 1ml = 30 cm^2/ml.

On opte : $\mathbf{A_{s-ELA}}$ = 40.02 cm^2/ml.

Armature pour la nappe inférieure : On opte : As_1 =43.76 cm^2/ml, (4HA25+3HA32)/ml.

Armature pour la nappe supérieure : On opte : As_2=21.99 cm^2/ml, 7HA20/ml.

L'armature de peau : $As_{(peau)}$ = As/3, on opte : HA16 avec un espacement de 15 cm.

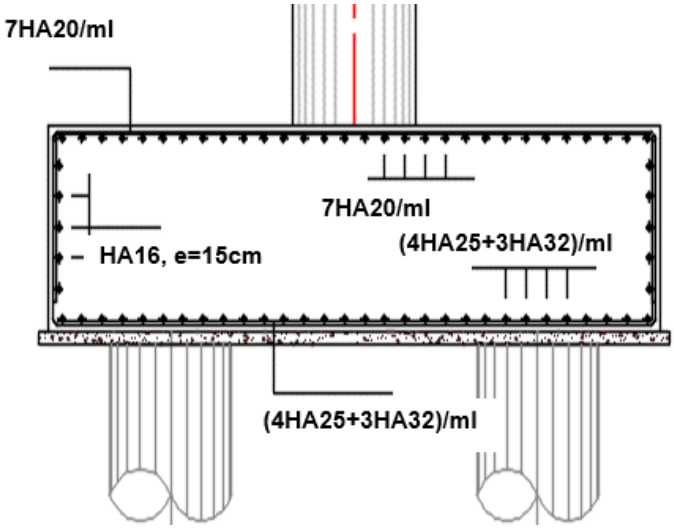


Figure VIII.17. Ferraillage de la semelle.

- **Etude des pieux**

Evaluation des efforts pour chaque pieu

Le tableau (VIII.31) et les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment (voir **ANNEXE C**), on trouve :

Les sollicitations les plus défavorables :

Action sur appuis :

L = 19 m
E = 33 000 MPA
Cu = 55MN/m
b = 1.2 m
I = 0.101 m^4

Après une application numérique en trouve : λ = 0.265 donc : λ × L = 5.040.

À partir de tableau de WERNER en tire les valeurs de ($X^{\varphi H}$; $X^{\varphi M}$) pour λ×L = 5.040.

Tableau VIII. 43. Les valeurs retenues par le tableau WARNER.

	$X^{\varphi H}$			$X^{\varphi M}$		
1	4	1.26	1.36	4	1.54	1.60
2	5.040	X		5.040	X	
3	6	1.45		6	1.65	

Moments fléchissant :

Apres applique de la formule citée précédemment on trouve :

Tableau VIII. 44. Valeurs de Moment fléchissant à ELU et ELS.

	Mmax (KN.m)	**Ncor (KN)**	**Tmax (KN)**
ELS	1 785.85	2 147.22	556.82
ELU	2 410.30	2 897.90	751.52
ELA	3 773.40	266.80	1176.51

Ferraillage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée dévié :

Armatures longitudinales :

D'après le RPOA 2008 : As =113.10 cm^2
En utilisant le logiciel « Robot Expert », As=169.2 cm^2, on prend : 2x18HA25 (As= 176.71 cm^2) avec un espace e = 15cm.

Armatures transversales :

En utilisant le logiciel « Robot Expert », 1 cerce de HA16 avec un espacement de 10 cmpour la zone critique et de 20 cm pour la zone courante.

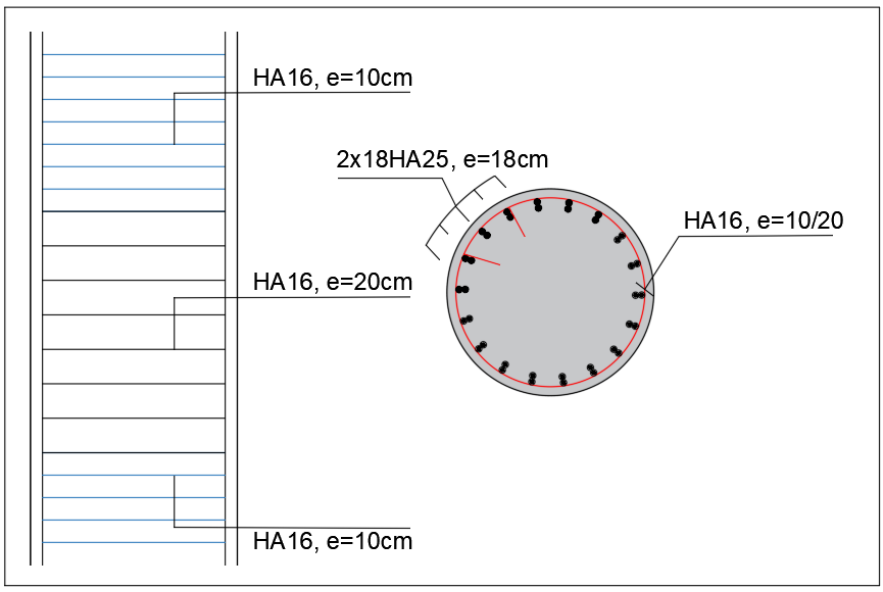
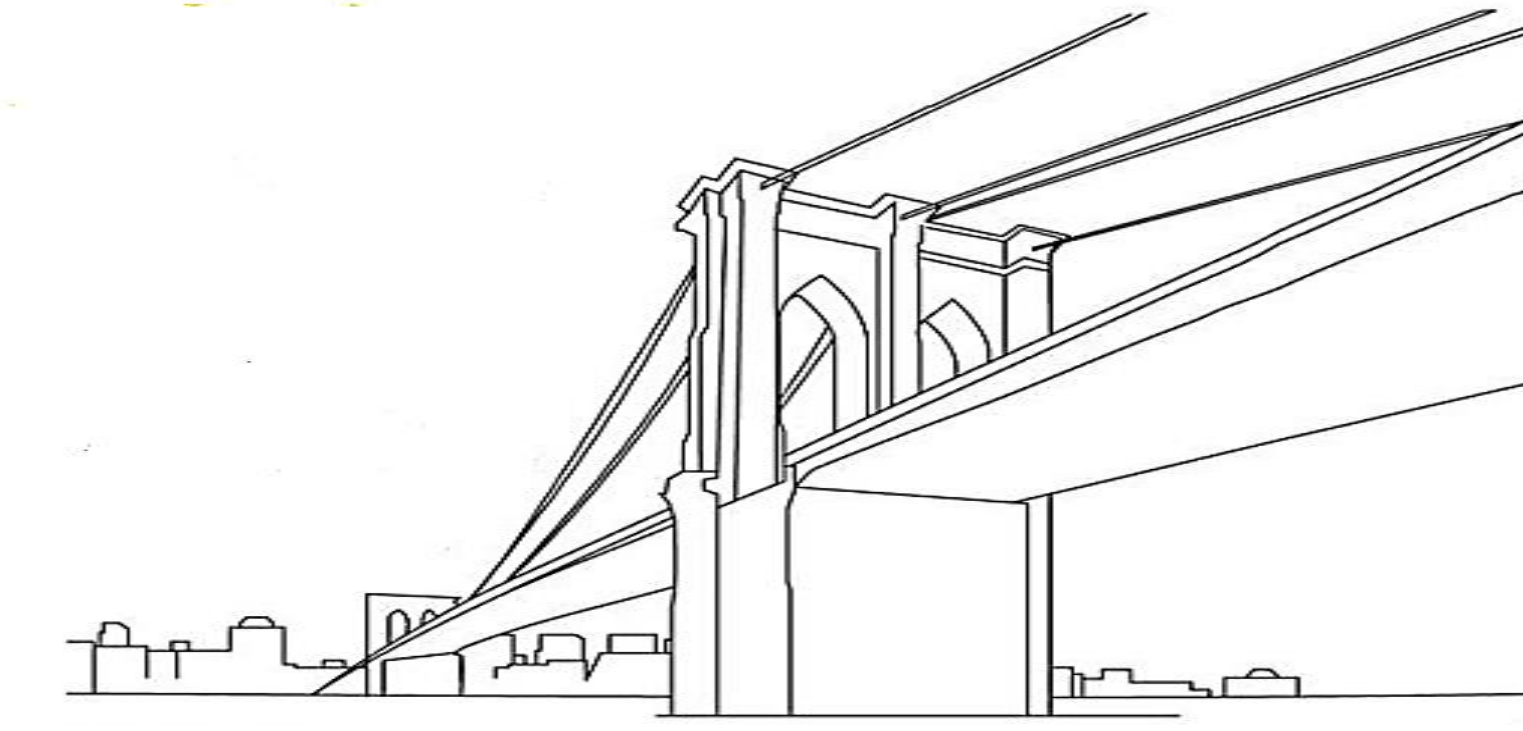


Figure VIII. 18. Ferraillage des pieux.

VIII.4. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont doit tenir compte de l'effet sismique qui est très important, car il permet d'estimer les efforts que subissent les appuis, et notamment les piles ainsi que les culées, durant un mouvement sismique.

CONCLUSION GENERALE



Le projet de fin d'études à était une occasion pour nous, de mettre en pratique sur un cas réel les connaissances théoriques, acquises pondant nos trois années à l'école nationale supérieure des travaux publics, et les notions fondamentales concernant la conception et dimensionnement d'un pont.

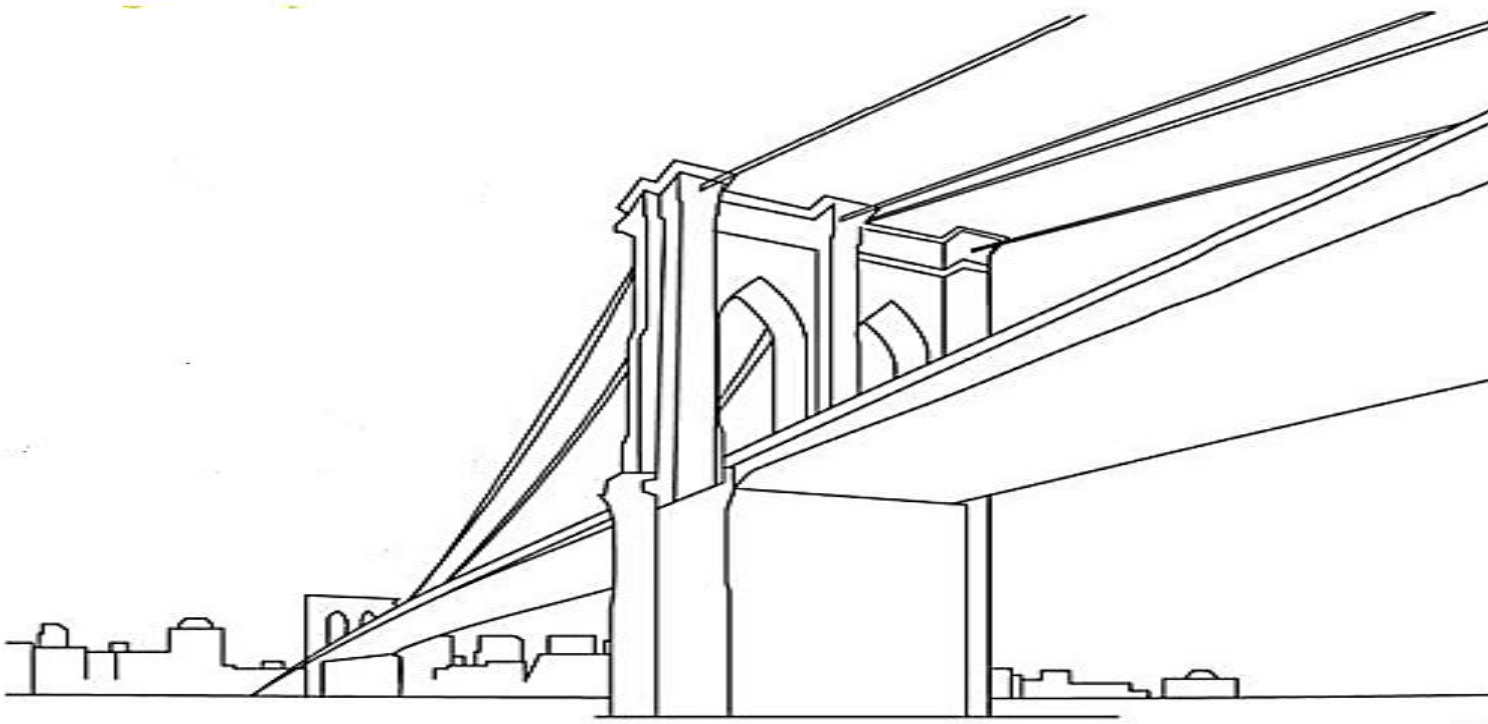
Le choix du type de pont à poutres en béton précontraint par post tension, nous a donné un dimensionnement satisfaisant en armatures passives et actives qui vérifie les contraintes de traction, compression et cisaillement des matériaux de construction.

Vu la complexité géométrique et mécanique de cette structure, il a été nécessaire de le modéliser en trois dimensions par le logiciel ROBOT. Cette modélisation nous a permis non seulement d'étudier le comportement global mais aussi le comportement local de chaque élément le constituant en termes de déformations et d'efforts.

Ce projet nous a appris à mieux connaitre et apprécier ce métier d'ingénieur et son rôle dans la réalisation des ouvrages d'art, qui ne se limite pas au simple calcul mais aussi à son bon sens de réflexe et son intuitivité d'adopter les solutions à des problèmes existants de la meilleure façon possible, en tenant compte de l'économie et de la sécurité tout en respectant le règlement.

Enfin, ce mémoire est une première expérience pour nous en tant qu'élèves ingénieurs, qui s'est avérée très enrichissante tant, du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.

BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIE

Service d’études sur les transports les routes et leurs aménagement (SETRA), pont mixte acier béton.

Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l ’équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin2003.

Mr. BELAOURA. Cours de Béton Armé, Béton Précontraint, ENSTP 2020/2021

Le règlement Algérien des ouvrages d’art (RCPR).

Ch. Massonnet, "Contribution au Calcul des Ponts à Poutres Multiples", Annales des Travaux Publiques de Belgique. Juin, Oct et Déc 1950, pp 374-424, 749-800, 927-964.

Service d'Études techniques des routes et autoroutes, SETRA. Appareils d’appui en élastomère fretté.

RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d’Art, Algérie, 2008.

Service d’étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.

Freyssinet sustainable technology, joint de chaussée CIPEC.

Mme. MERDOUD. Cours mécanique des sols, ENSTP 2020/2021.

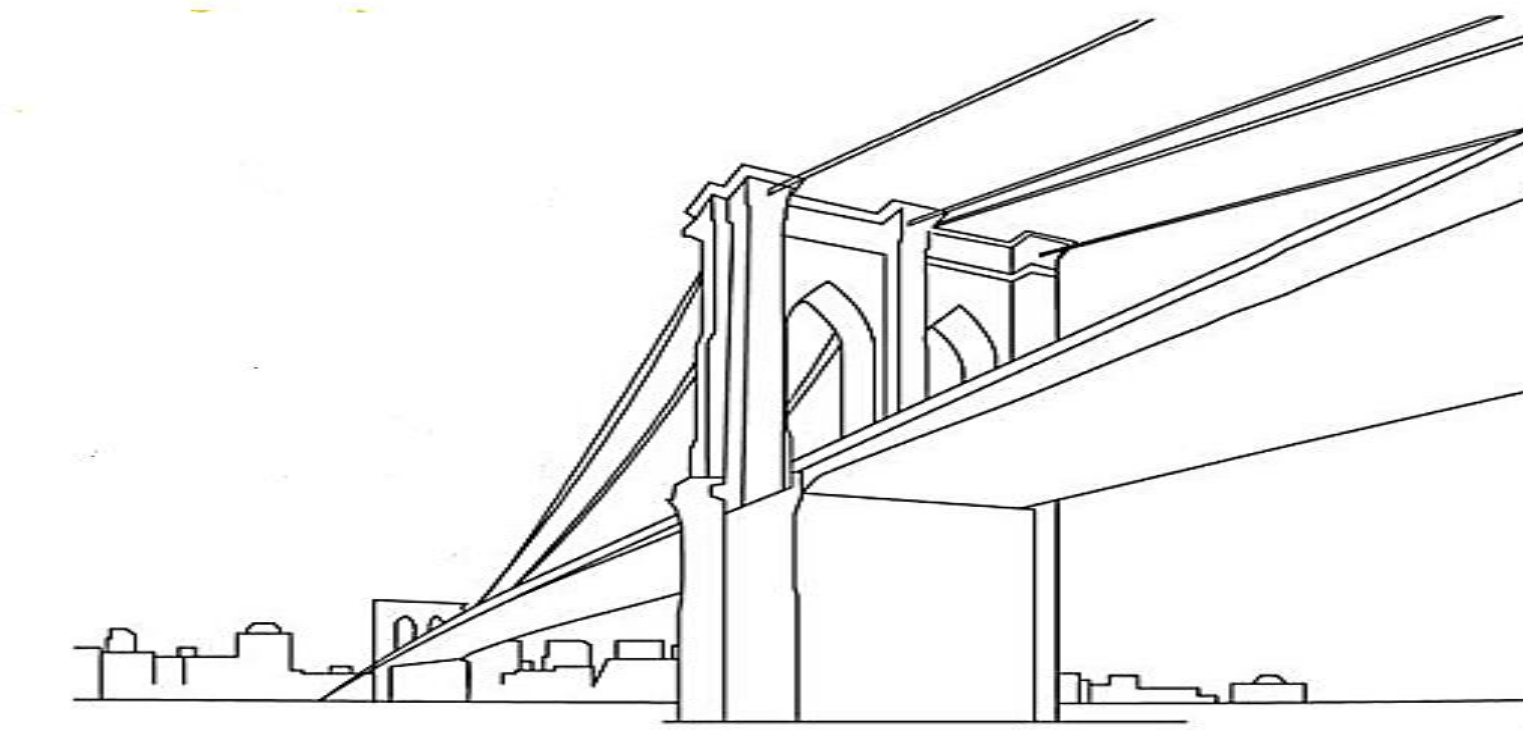
Service d’Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP).

Ponts courants en zone sismique.

Conception des ponts CALGARO

ANNEXE A

RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



SONDAGE CAROTTE SUR LES PIEUX

LOG DE SONDAGE
Projet PENETRANTE BEJAIA-AHNIF
No SC1
Localisation OA 12/1 (PK34+164)
Profondeur 20
X= Y= Z= Date

Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.									TERRE VEGETALE
-1.	65%								ALLUVIONS FINES FORMEES DE SABLE ET LIMONS
-2.									ALLUVIONS GROSSIERES FORMEES DE SABLE, GRAVES ET CAILLOU X
-3.				E1					
-4.									
-5.									
-6.									
-7.									
-8.									
-9.									
-10.				E2					
-11.	60%								
-12.									
-13.									
-14.									
-15.				E3					
-16.									
-17.									
-18.									
-19.									
-20.									



Figure A. 1. Sondage carotté sur 20 m de profondeur

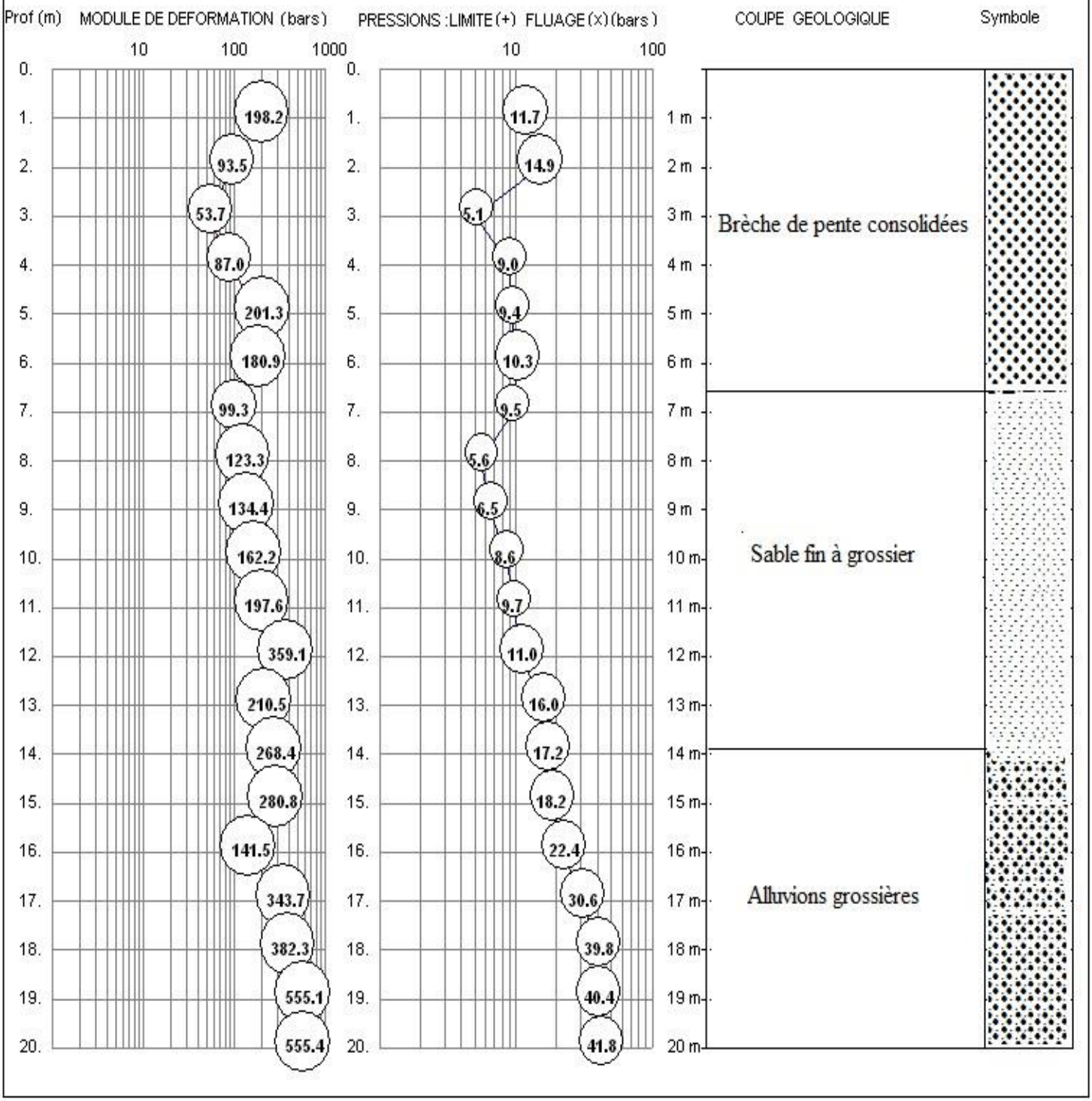
ESSAI PRESSIOMETRE SUR 20 m DE PROFONDEUR

Projet: PENETRANTE BEJAIA - AHNIF
N° de Dossier:
Localisation: OA 12/1 PK 34+164
N° du Forage: PRS 03

ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD

X=
Y=
Z=

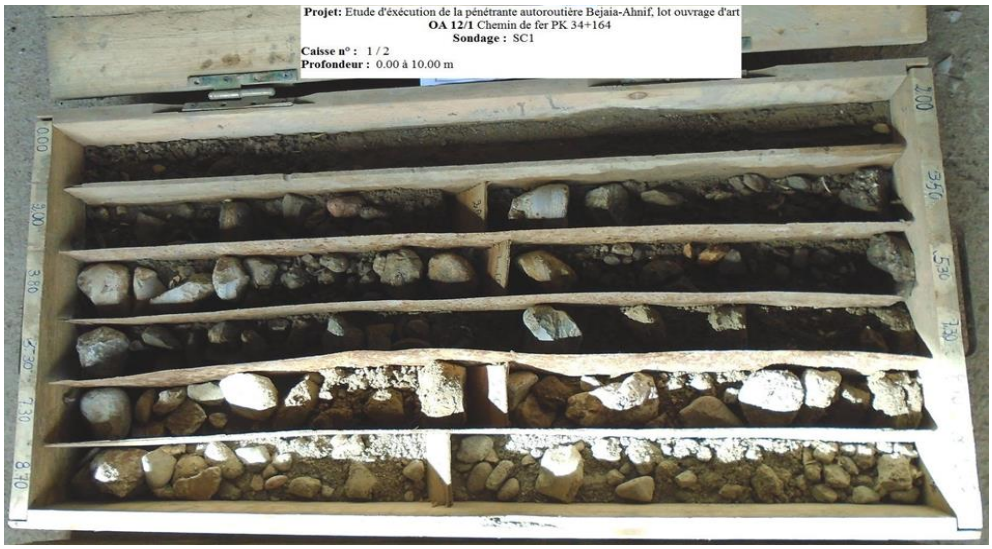
GRAPHIQUE SYNOPTIQUE



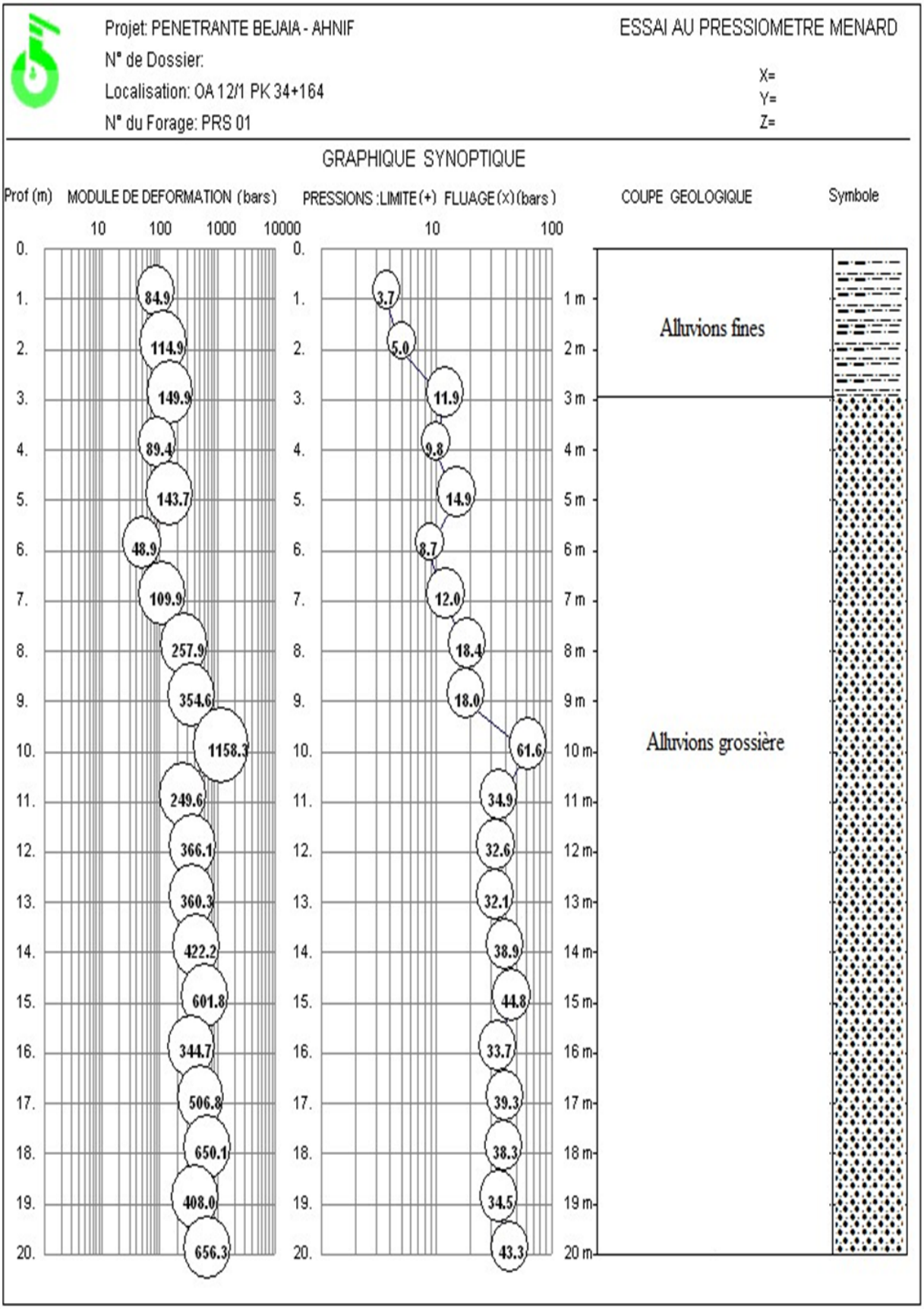
Sondage Carotté la culée

LOG DE SONDAGE
Projet PENETRANTE BEJAIA-AHNIF
No SC2
Localisation OA 12/1 (PK34+164)
Profondeur 20
X= Y= Z= Date

Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.									TERRE VEGETALE
-1.									BRECHES DE PENTES CONSOLIDEES (FRAGMENTS DE MARNO-CALCAIRE DANS UNE MATRICE ARILEUSE
-2.									
-3.				E1					
-4.									
-5.	80%								
-6.									
-7.									
-8.									
-9.									
-10.									SABLE MOYEN A GROSSIER, LEGEREMENT ARGILEUX AVEC TRACE DE GRAVES ET CAILLOUX
-11.				E2					
-12.	60%								
-13.									SABLE LIMONO-ARGILEUX BRUN FONCE
-14.									
-15.				E3					
-16.	90%								
-17.				E4					
-18.									ALLUVIONS GROSSIERE FORMEES DE SABLE ET GALETS
-19.	50%			E5					
-20.									



ESSAI PRESSIOMETRE SUR 20 m DE PROFONDEUR

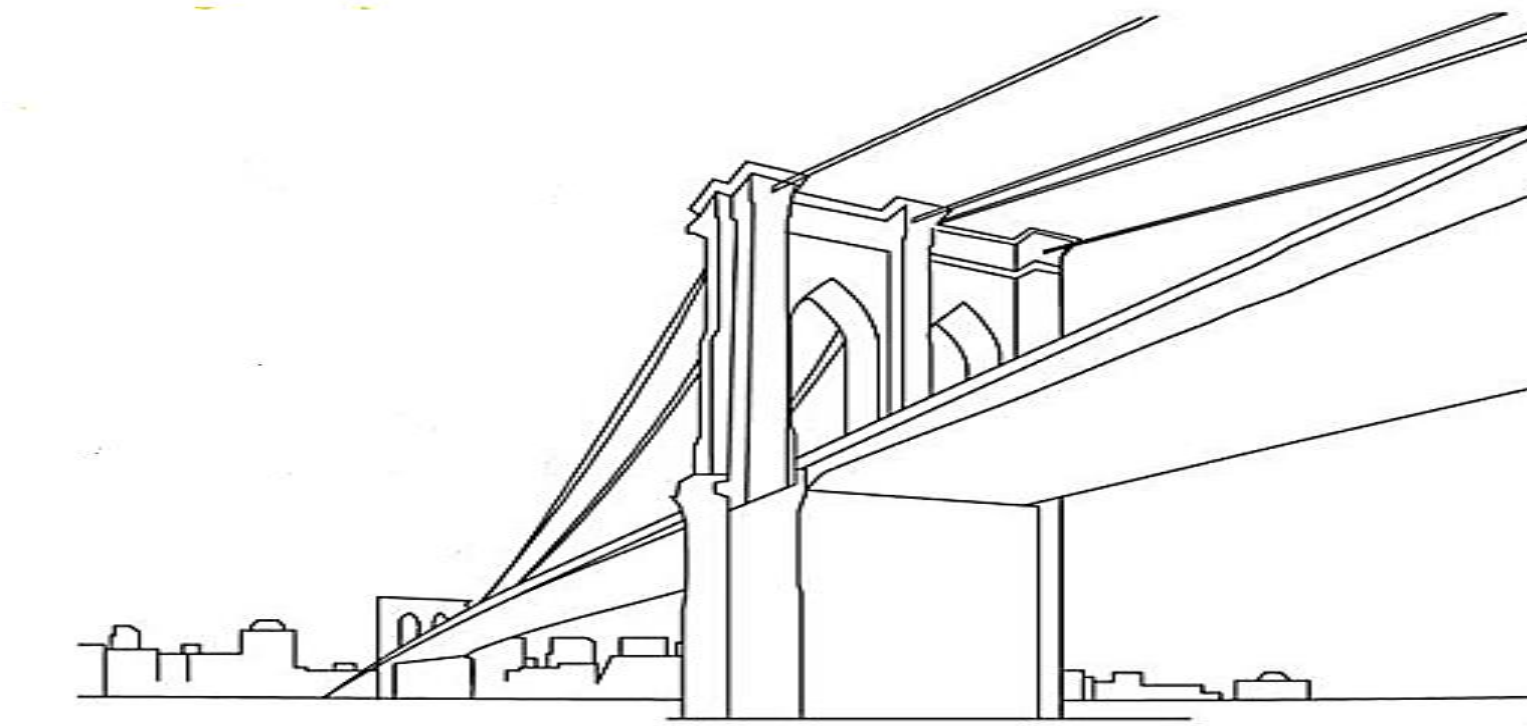


LA CAPACITE PORTANTE DE SOL

N° Pressiomètre / **Résultats (En KN)**		**PR1**	**PR2**	**PR3**	**PR4**
		D= 12m	***D= 10m***	***D= 18m***	***D= 19m***
Charge limite de pointe Qpu		4340.0	5335.0	4765.0	3594.0
Charge limite par frottement Qsu		2260.0	1807.0	2863.0	2863.0
Charge limite du pieu Qu		6600.0	7142.0	7628.0	6457.0
Charge nominale Qn		**2576.7**	**2681.8**	**3019.8**	**2629.5**
Charge de fluage en compression Qc		3752.0	3932.4	4386.6	3801.1
Charge de fluage en traction Qtc		1582.0	1264.9	2004.1	2004.1
Mobilisation du sol "Etats limites ultimes"					
Combinaisons fondamentales	Qmin	-1614.3	-1290.7	-2045.0	-2045.0
	Qmax	4714.3	5101.4	5448.6	4612.1
Combinaisons accidentelles	Qmin	-1738.5	-1390.0	-2202.3	-2202.3
	Qmax	5500.0	5951.7	6356.7	5380.8
Mobilisation du sol "Etats limites de service"					
Combinaisons rares	Qmin	-1130.0	-903.5	-1431.5	-1431.5
	Qmax	2680.0	2808.9	3133.3	2715.1
Combinaisons quasi permanentes	Qmin	0.0	0.0	0.0	0.0
	Qmax	2680.0	2808.9	3133.3	2715.1

ANNEXE B

REPARTITION TRANSVERSALE ET LONGITUDINALE



LES TABLEAU GUYON-MASSONNET

Tableau B. 1. Valeur K0 pour θ = 0.65

Thêta=0.65	Alfa=0=> K0								
Y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4	-0,2731	0,1624	0,6014	1,0347	1,4121	1,6143	1,518	1,2565	0,952
b/2	-0,5207	-0,169	0,1974	0,6014	1,0524	1,518	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4	-0,6691	-0,4303	-0,169	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b	-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,952	2,1547	3,8208	5,8338

Tableau B. 2. Valeur K1 pour θ = 0.65.

Théta=0.65	Alfa=1=> K1								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,231	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4	0,5289	0,633	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2	0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4	0,286	0,3648	0,4734	0,633	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b	0,2171	0,286	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

Tableau B. 3. Valeur K0 pour θ = 0.70.

Thêta=0.70	Alfa=0=> K0								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464

Tableau B. 4. Valeur K1 pour θ = 0.70.

Théta=0.70	Alfa=1=> K1								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

SYSTEME DES CHARGES

- **SYSTEME SURCHARGE AL :**

  Première poutre :

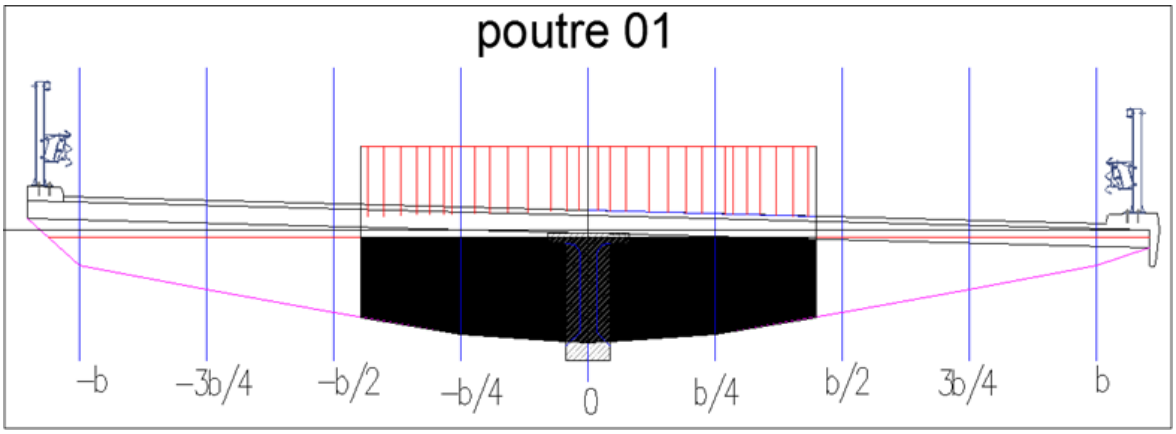


Figure B. Surface de la surcharge AL pour deux voies.

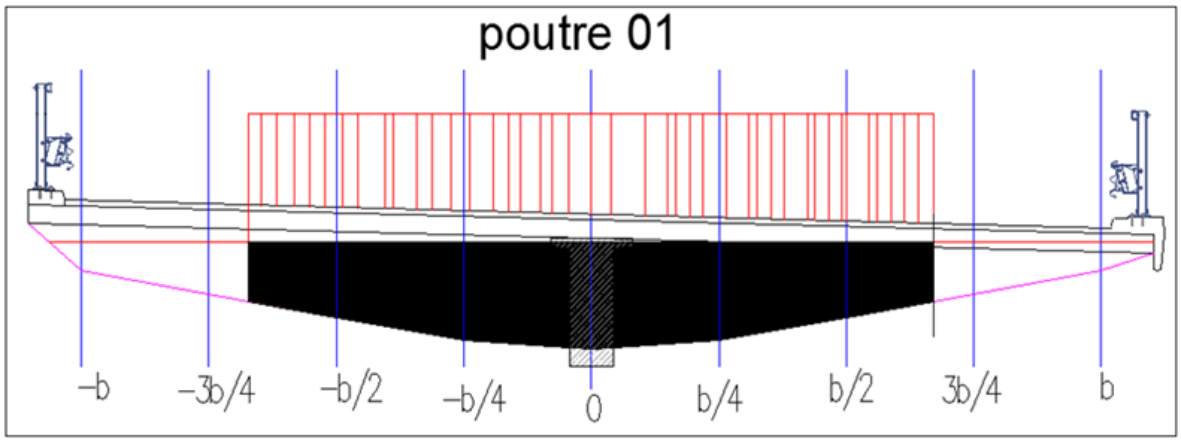


Figure B. 1. Surface de la surcharge AL pour trois voies.

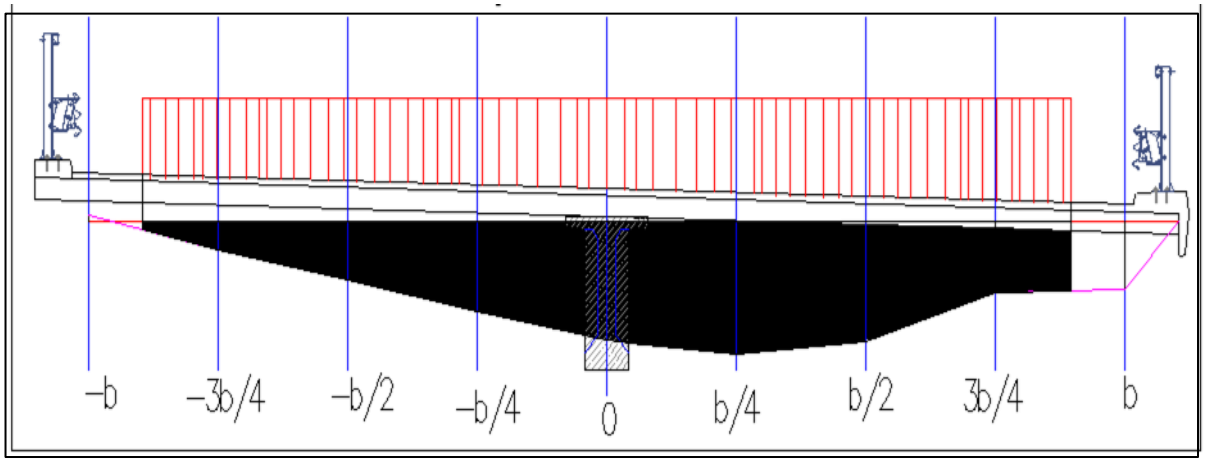


Figure B. 2. Surface de la surcharge AL pour quatre voies.

Deuxième poutre :

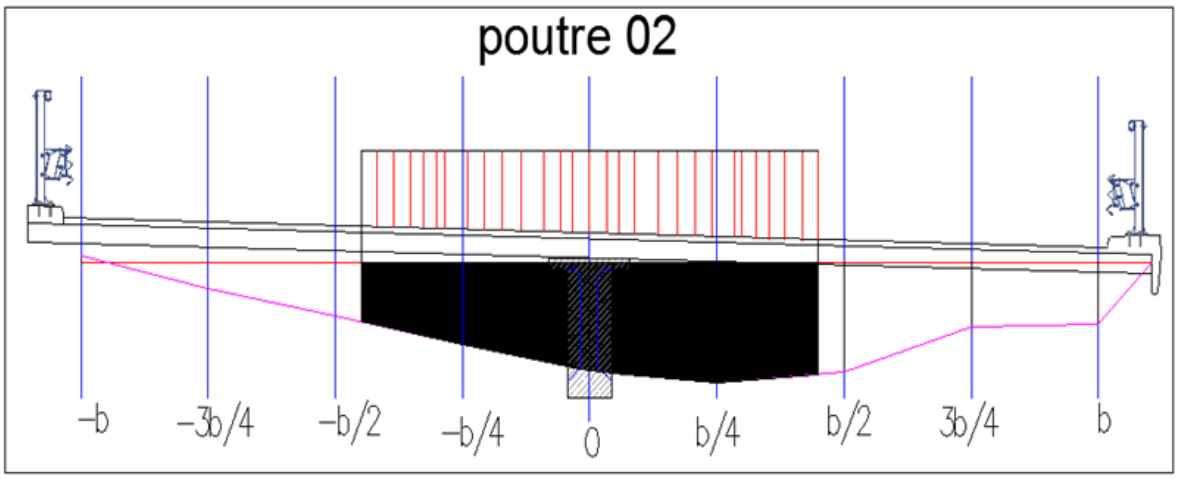


Figure B. 3. Surface de la surcharge AL pour deux voies.

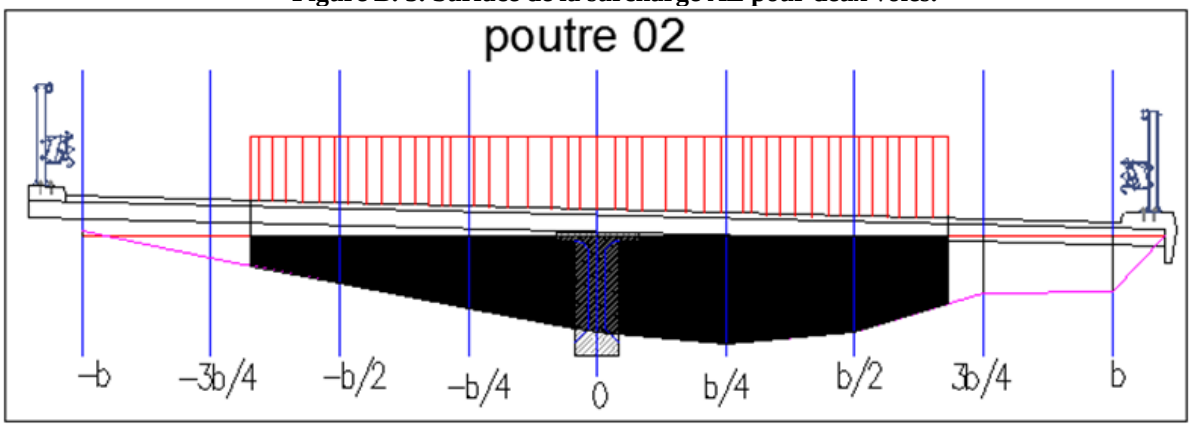


Figure B. 4. Surface de la surcharge AL pour trois voies.

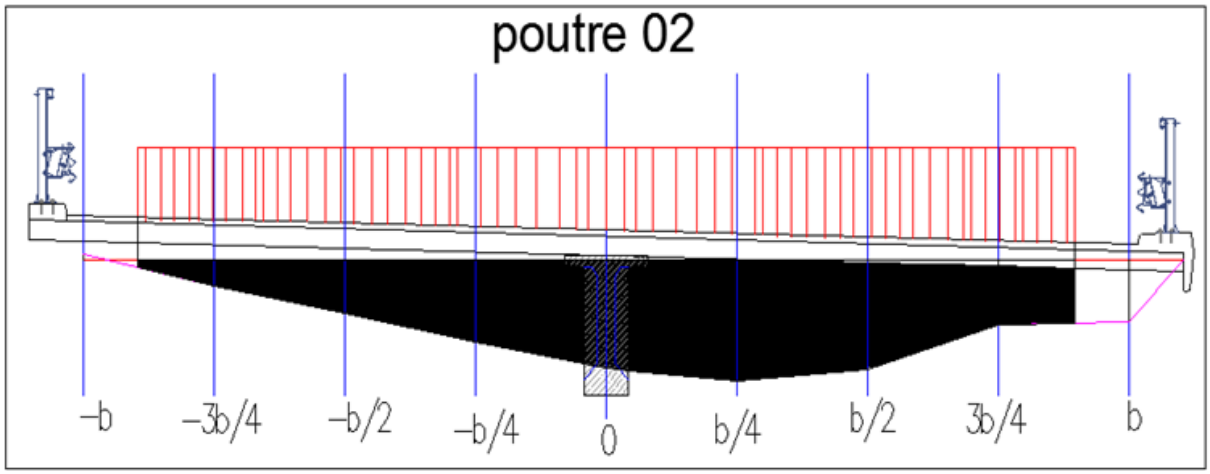


Figure B. 5. Surface de la surcharge AL pour quatre voies.

Troisième poutre

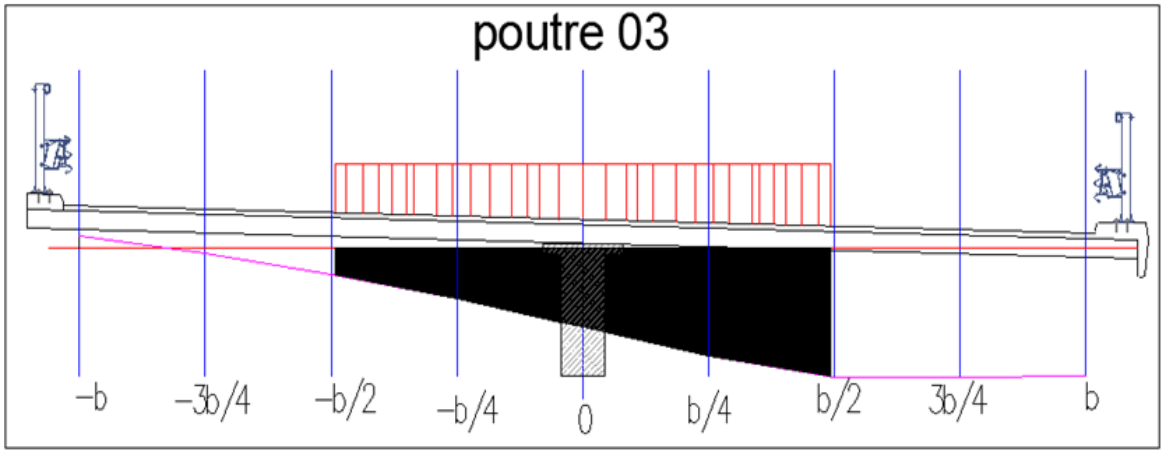


Figure B. 6. Surface de la surcharge AL pour deux voies.

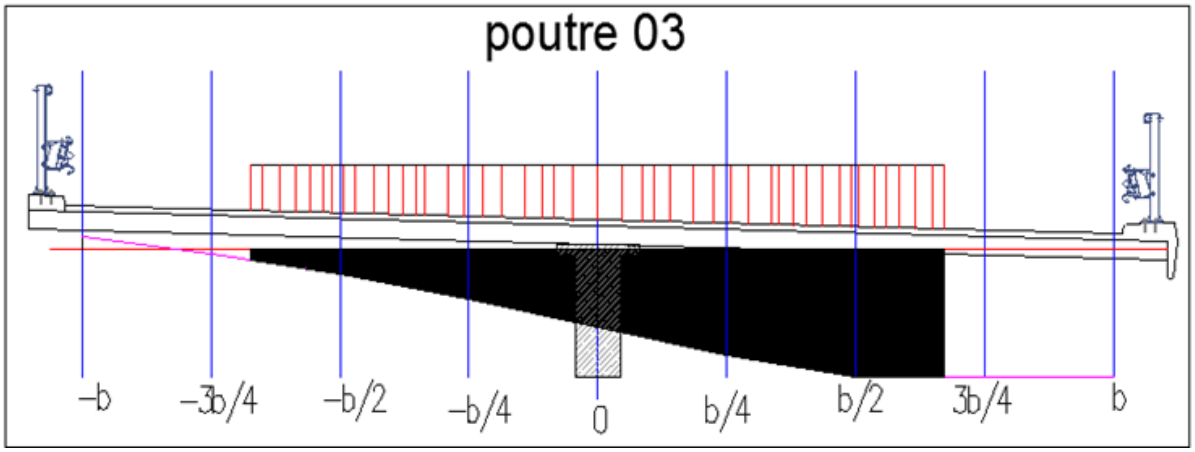


Figure B. 7. Surface de la surcharge AL pour trois voies.

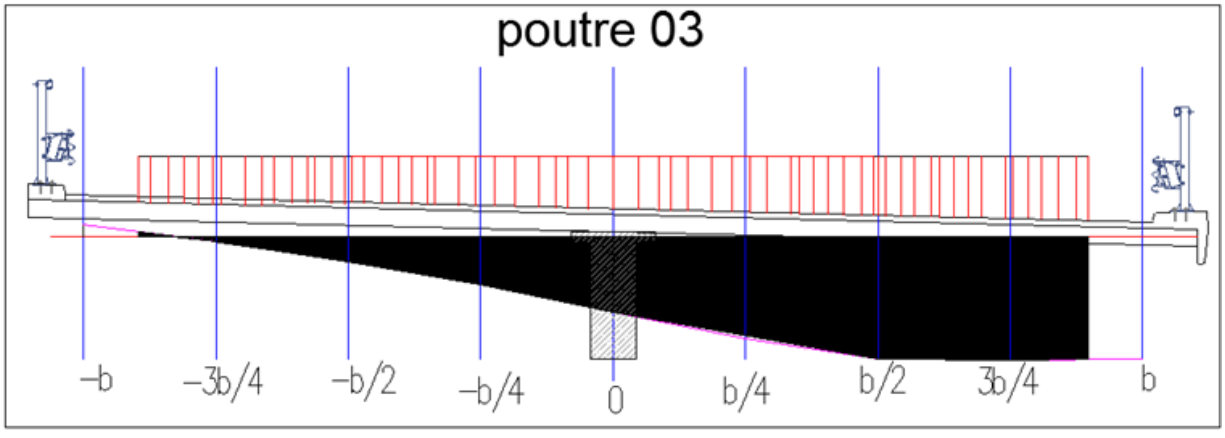


Figure B. 8. Surface de la surcharge AL pour quatre voies.

Troisième poutre

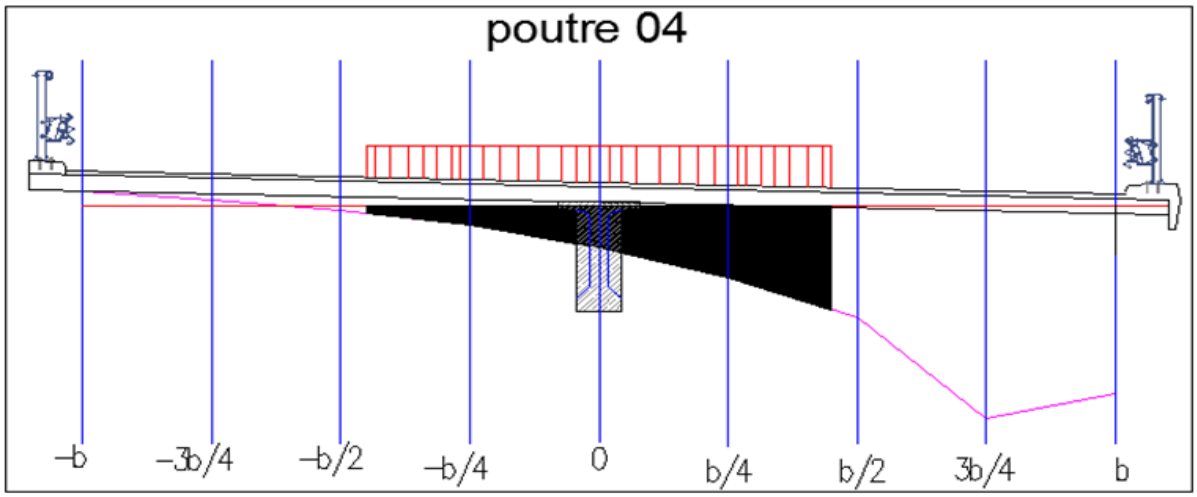


Figure B.10. Surface de la surcharge AL pour deux voies

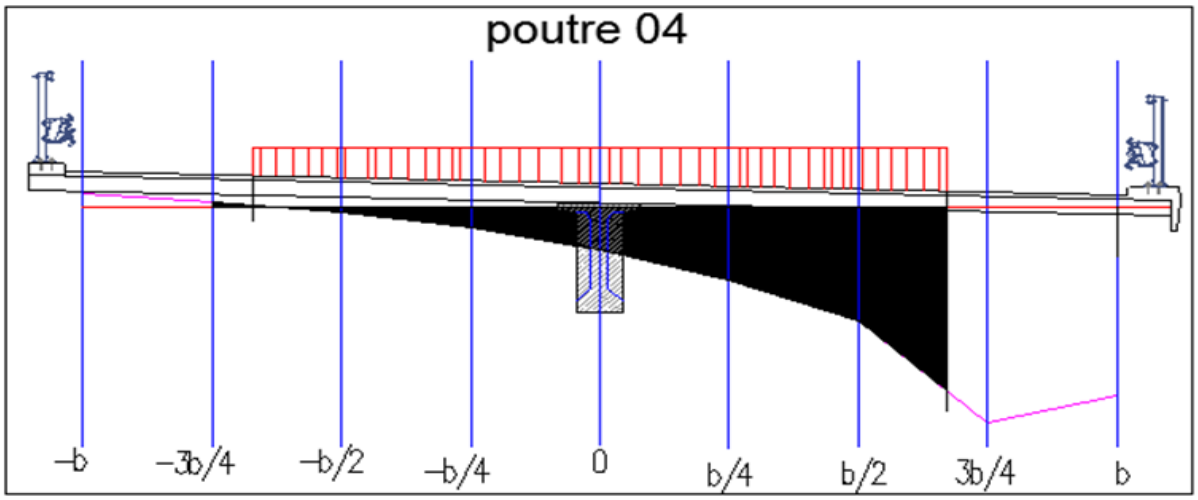


Figure B.11. Surface de la surcharge AL pour trios voies

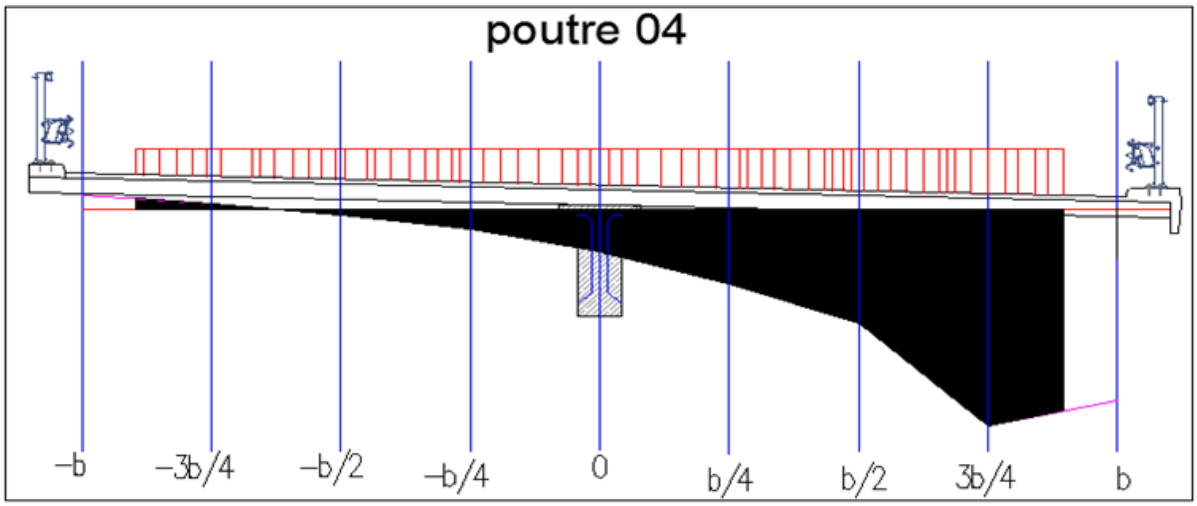


Figure B.12. Surface de la surcharge AL pour quatre voies

- **SYSTEME Bc**

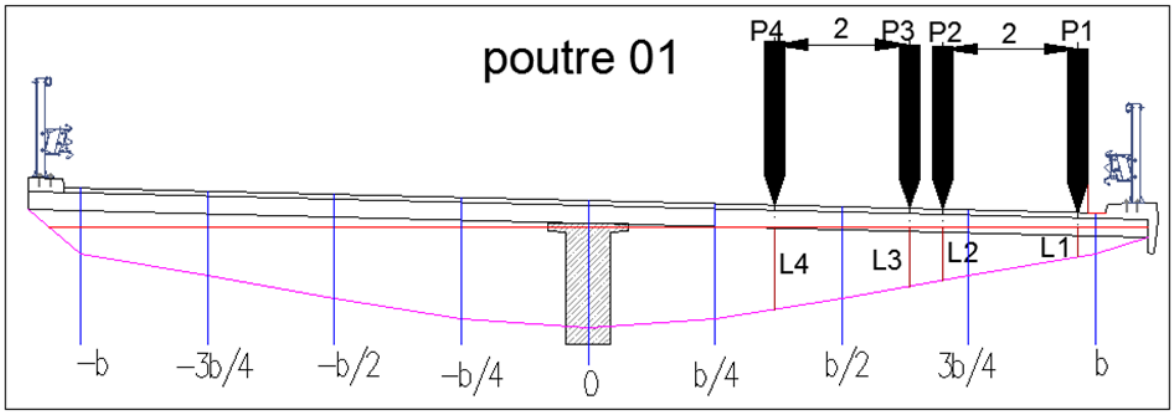


Figure B.13. Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour deux voies.

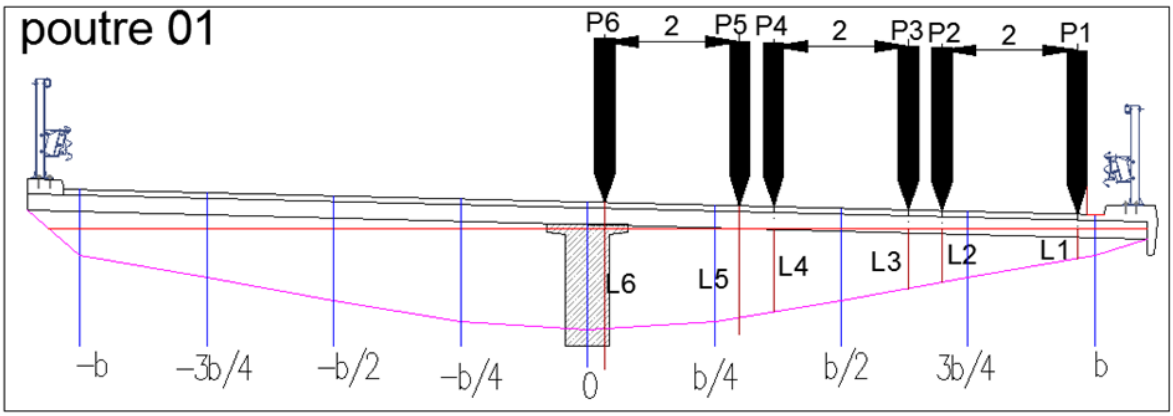


Figure B.14. Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour trois voies.

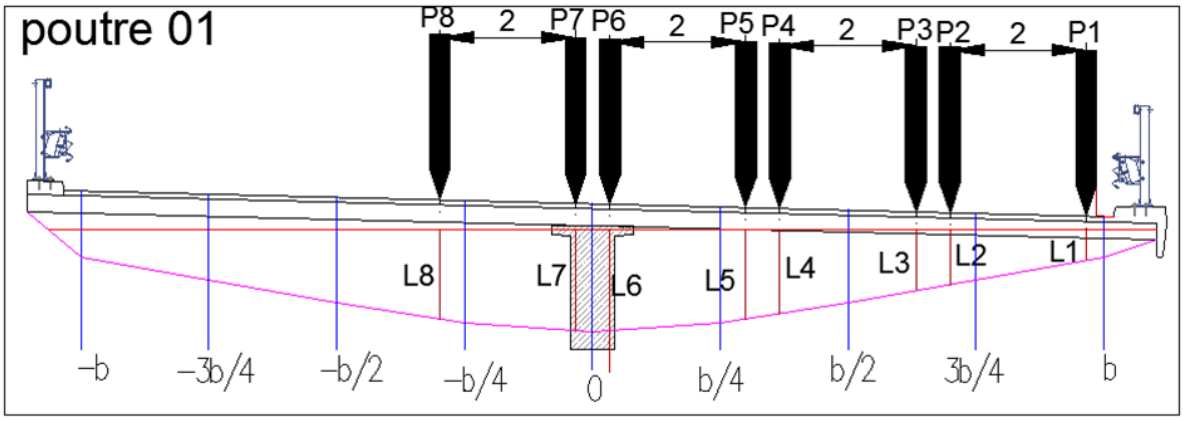


Figure B.15. Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour quatre voies.

- **SYSTEME MC120 :**

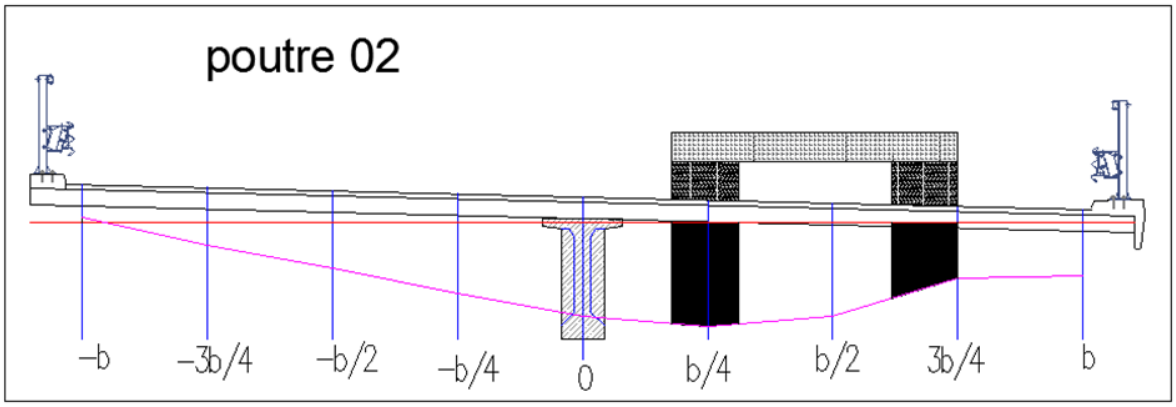


Figure B.16. Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Mc120.

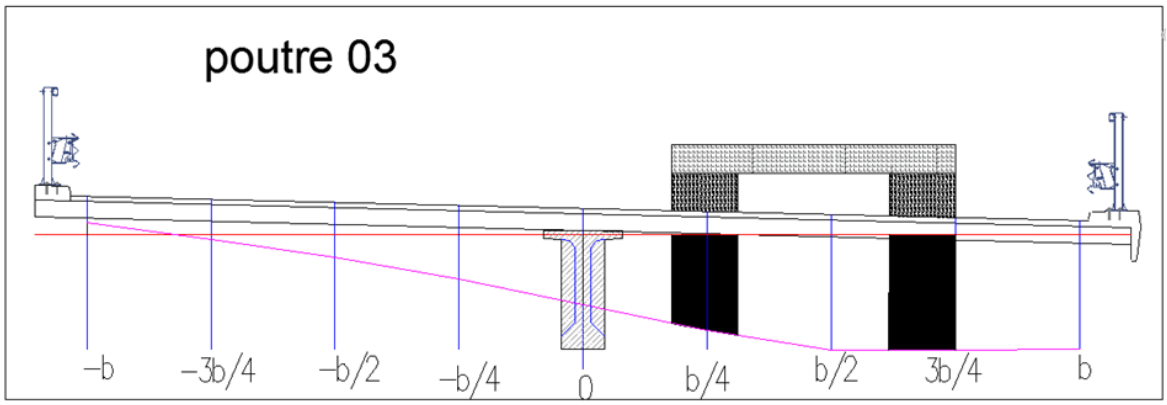


Figure B.17. Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Mc120.

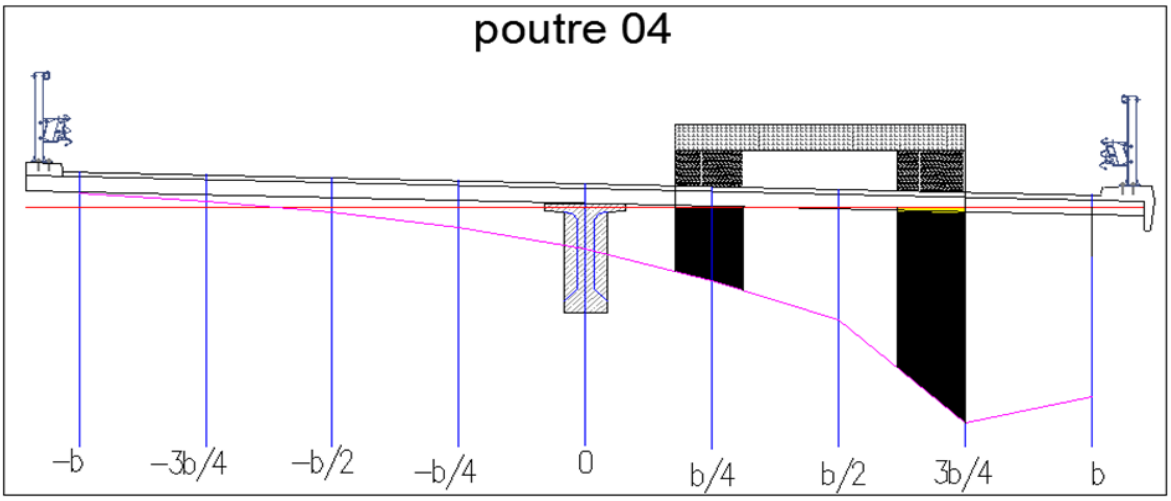


Figure B.18. Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Mc120.

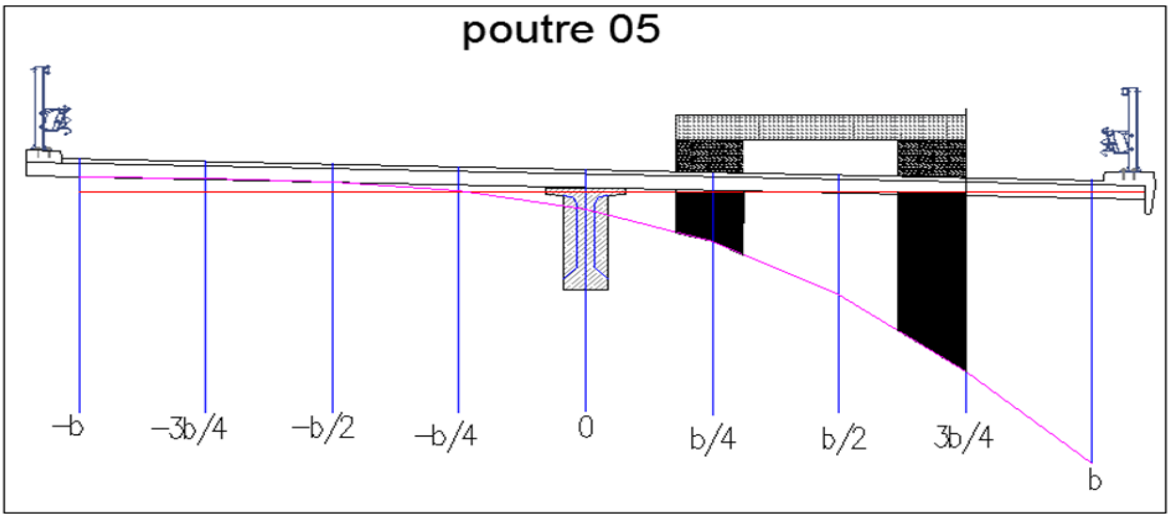


Figure B.19. Ligne d'influence pour la poutre '5' sous surcharge Mc120.

- **SYSTEME D240**

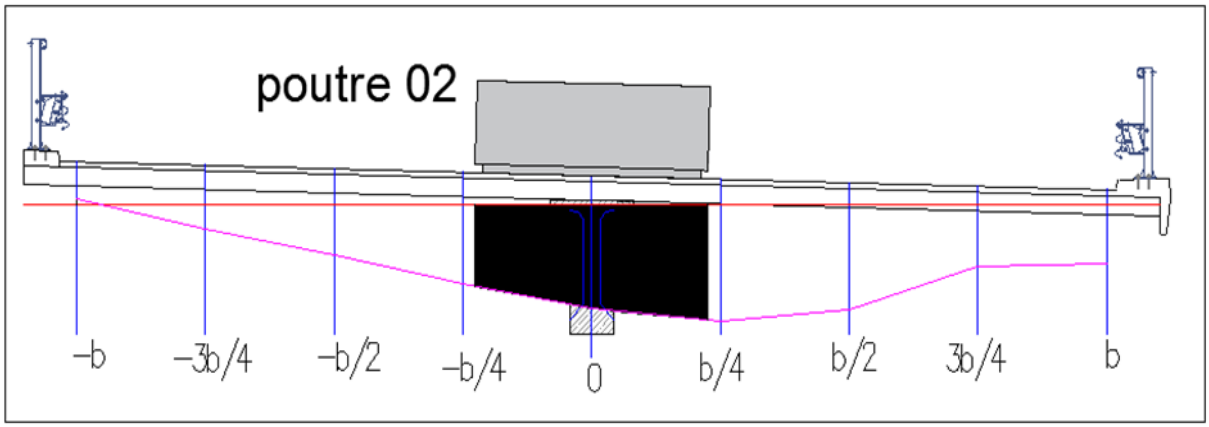


Figure B.20 : Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Mc120.

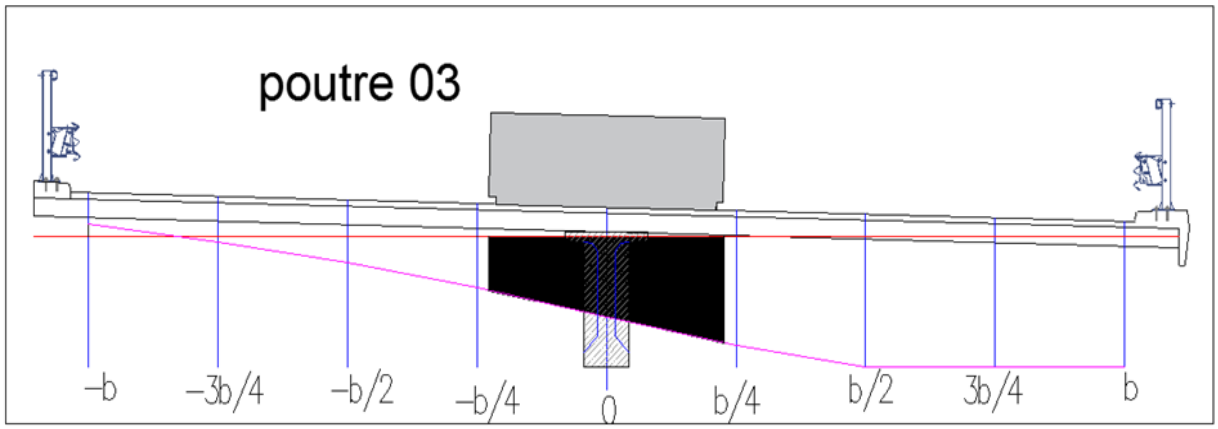


Figure B.21. Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Mc120.

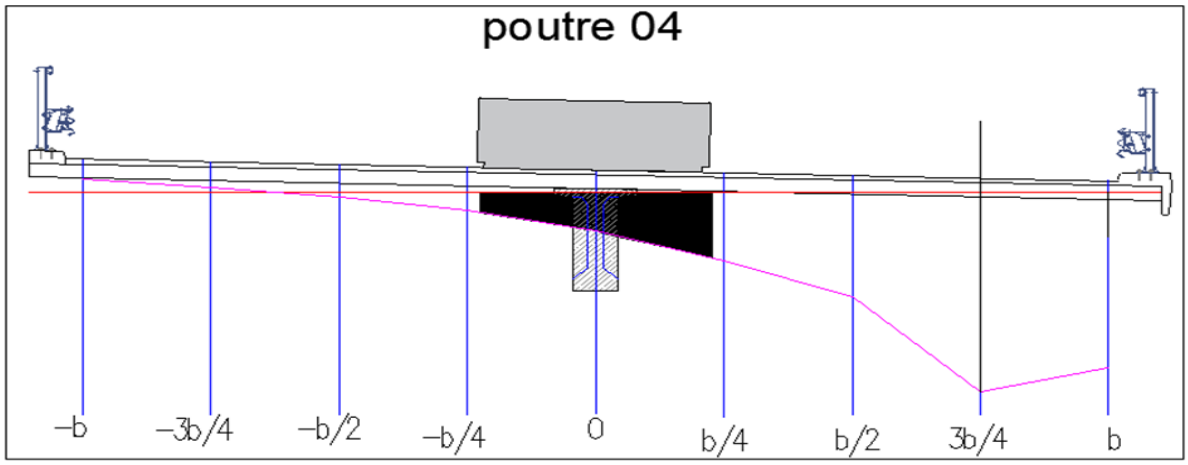


Figure B.23. Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Mc120.

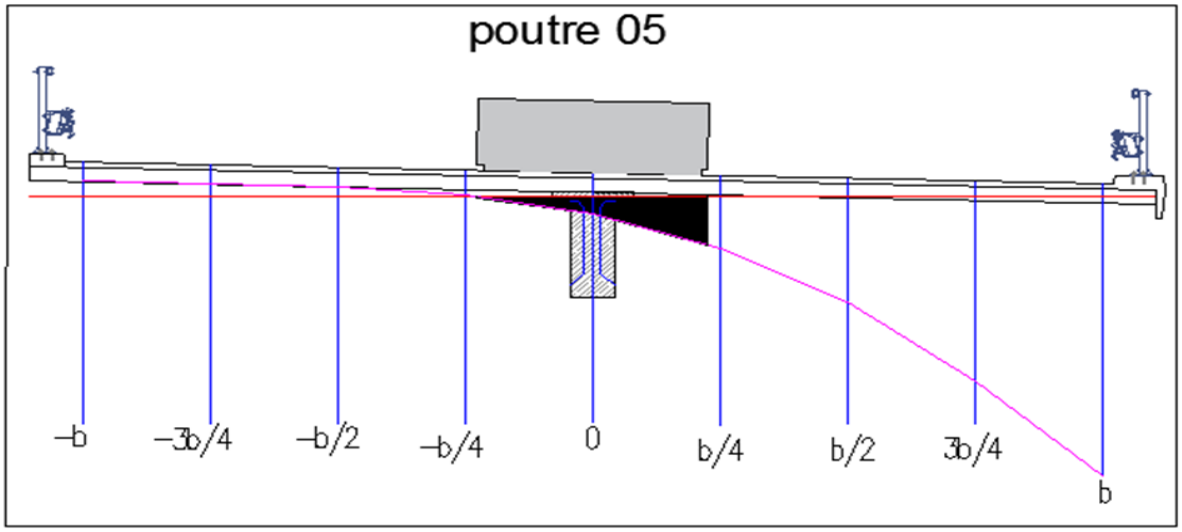


Figure B.24. Ligne d'influence pour la poutre '5' sous surcharge Mc120.

LES VALEURS DE MOMENT FLECHISSANT REEL DUE AU SURCHARGE

Designation			**M0 (KN.m)**	**Poutre 01**		**Poutre 02**		**Poutre 03**		**Poutre 04**		**Poutre 05**	
				Kαmoy	Mréel	Kαmoy	Mréel	Kαmoy	Mréel	Kαmoy	Mréel	Kαmoy	Mréel
Surcharge A(L)	**1voie**		545.13	1.35	735.93	1.49	812.24	1.57	855.85	1.17	637.80	0.9	490.62
	2 voies		1090.08	1.35	1471.61	1.28	1395.30	1.17	1275.4	0.78	850.26	0.51	556
	3voies		1577.87	1.23	1940.78	1.18	1861.89	1.05	1656.76	0.91	1435.86	0.73	1151.85
	4 voies		1753.11	1.09	1910.89	1.02	1788.17	1.012	1774.15	1.11	1945.95	1	1753.11
Surcharge B	**Bc**	**1V**	547.61	0.64	350.1	0.91	591.42	1.75	958.32	2.05	1122.61	2.85	1560.68
		2V	1010.58	0.87	879.20	1.13	1253.12	1.68	1697.77	2.12	2142.43	2.1	2122.22
		3V	1315.30	1.05	1381.1	1.23	1683.58	1.53	2012.41	1.56	2051.86	1.59	2102.28
		4V	1480.95	1.11	1643.85	1.18	1806.76	1.25	1851.19	1.29	1910.42	1.25	1851.18
	Br	**1t**	378.67	0.635	240.45	0.89	337.02	1.745	660.78	3.14	1189.02	3.675	1391.61
		2t	761	0.895	681.1	1.153	877.43	1.685	1282.28	2.45	1864.45	2.63	2001.43
convois	**Mc120**		976.26	1.072	1046.55	1.272	1241.80	1.57	1532.73	1.74	1698.7	1.84	1796.32
	D240		1713.34	1.513	2592.28	1.41	2415.81	1.15	1970.34	0.8	1370.67	0.46	788.14

ANNEXE C

RESULTATS DE LA METHODE SPECTRALE

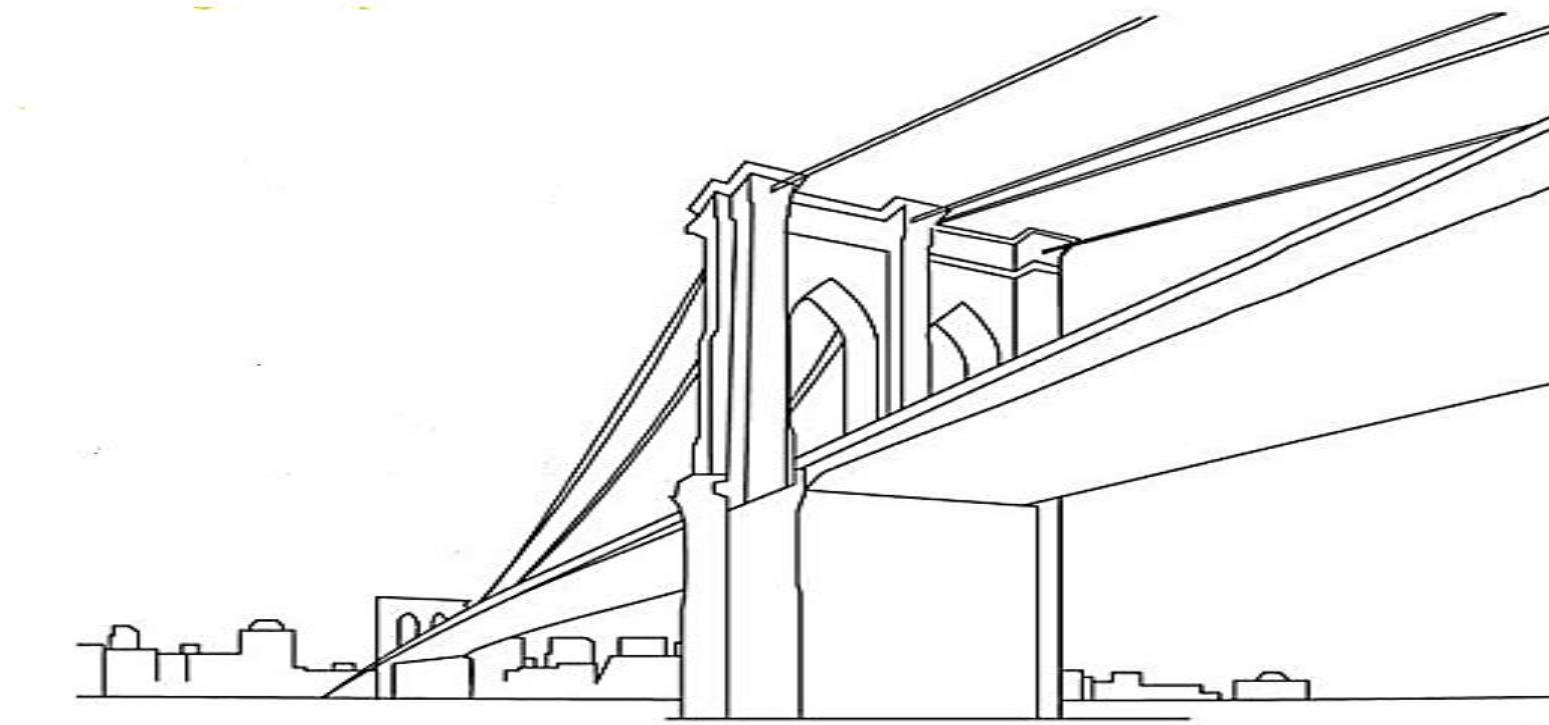


Tableau E. 1. Modes Propres ; Résultats Robot structural Analysis 2019.

Modes	Fréquence (HZ)	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
			UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	0.8	1.25	46.85	17.75	00.00	46.85	17.75	00.00
2	0.86	1.16	14.48	7.72	00.00	61.33	25.48	00.00
3	0.88	1.13	5.47	32.41	00.00	66.79	57.88	00.00
4	0.91	1.10	0.55	2.55	00.00	67.35	60.43	00.00
5	0.92	1.09	0.10	0.24	00.00	67.45	60.67	00.00
6	0.96	1.04	3.36	8.51	00.00	70.81	69.18	00.00
7	0.98	1.02	13.22	0.03	00.00	84.03	69.21	00.00
8	1	1.00	00.00	00.00	00.00	84.03	69.21	00.00
9	1.28	0.78	0.01	0.31	00.00	84.07	69.52	00.00
10	1.35	0.74	0.04	2.73	00.00	84.09	72.25	00.00
11	1.36	0.74	0.02	0.98	00.00	84.09	73.24	00.00
12	1.46	0.68	00.00	0.42	00.00	85.64	73.66	00.00
13	3.39	0.29	1.55	0.18	00.00	88.10	73.83	00.00
14	3.52	0.28	2.45	0.36	00.00	90.62	74.19	00.00
15	4.15	0.24	2.52	0.39	00.00	91.17	74.58	00.00
16	4.84	0.21	0.55	3.97	00.00	91.68	78.56	00.00
17	5.09	0.20	0.51	4.04	00.00	91.68	82.60	00.00
18	5.82	0.17	00.00	00.00	00.00	91.68	82.60	00.00
19	6.03	0.17	00.00	00.00	00.00	92.21	82.60	00.00
20	6.31	0.16	0.53	4.19	00.00	92.21	86.80	00.00
21	6.99	0.14	00.00	00.00	00.00	92.21	86.80	00.00
22	15.74	0.06	00.00	00.00	00.00	92.21	86.80	00.00
23	15.77	0.06	00.00	00.00	00.00	92.21	86.80	00.00
24	16.98	0.6	00.00	00.00	00.00	92.21	86.80	00.00
25	16.99	0.06	00.00	00.00	00.00	92.21	86.80	00.00
26	18.03	0.06	00.00	00.00	00.00	92.21	86.80	00.00
27	18.06	0.06	00.00	00.00	00.00	92.21	86.80	00.00
28	19.27	0.05	00.00	00.00	00.00	92.21	86.80	00.00
29	19.28	0.05	00.00	00.00	00.00	92.21	86.80	00.00
30	22.13	0.05	00.00	0.30	00.00	92.21	86.80	00.00

Tableau E. 2. Evaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaison E1.

Appareils d'appuis des culée	R_L	R_T	R_V
1	130.41	67.89	56.58
2	131.37	67.94	11.10
3	132.44	68	4.76
4	133.59	68.07	5.33
5	134.83	68.15	5.78
6	136.15	68.23	3.92
7	137.55	68.33	1.48
8	139.02	68.43	7.54
9	140.55	68.55	57.50
10	133.99	53	47.07
11	132.49	52.52	5.75

12	131.19	52.05	1.20
13	130.18	51.60	1.11
14	129.55	51.16	2.33
15	129.39	50.73	2.73
16	129.67	50.31	3.05
17	130.33	49.91	7.04
18	131.26	49.53	42.75

Tableau E. 3. Evaluation des efforts et les moments à la base des futs des piles selon la combinaison E1.

PILES pour E1		**R_L**	**R_T**	**R_V**	**M_L**	**M_T**
Pile 01	**Fut 1**	716.11	632.47	1168.98	5924.6	9990.88
	Fut 2	723.22	721.24	2.44	6272.37	9940.11
	Fut 3	700.092	625.74	1168.18	58511.91	9824
Pile 02	**Fut 1**	811.76	561.55	1052.86	5861.06	11887.87
	Fut 2	825.26	638.25	0.31	6178.98	11946.32
	Fut 3	814.64	569.61	1052.86	5926.19	11941.04
Pile 03	**Fut 1**	716.39	496.38	844.11	4231.26	8562.89
	Fut 2	738.64	579.22	1.73	4508.41	8648.52
	Fut 3	723.43	505.22	848.03	4306.30	8655.73

Tableau E. 4. Evaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaison E2.

Appareils d'appuis des culée	**RL**	**RT**	**RV**
1	85.95	126.73	45.55
2	83.97	126.91	5.77
3	82.16	127.12	1.66
4	80.56	127.34	3.59
5	79.18	127.57	6.38
6	78.04	127.80	7.34
7	77.17	128.04	6.39
8	76.56	128.28	9.18
9	76.23	128.54	38.62
10	66.31	110.42	25.95
11	62.70	110.70	5.63
12	59.97	111.02	4
13	58.45	111.37	4.38
14	58.40	111.76	3.83
15	59.84	112.18	1.90
16	62.54	112.64	0.83
17	66.15	113.14	3.52
18	70.40	113.68	29

Tableau E. 5. Evaluation des efforts et les moments à la base des futs des piles selon la combinaison E2.

Piles Pour E2		RL	RT	Rv	ML	MT
Pile 01	**Fut 1**	540.03	863.88	1574.77	7555.67	6772.81
	Fut 2	515.79	994.70	1.98	8160.13	6698.22
	Fut 3	484.55	860.88	1575.06	7519.22	6580.11
Pile 02	**Fut 1**	540.03	772.36	1464.06	7081.81	7634.73
	Fut 2	567.76	888.22	0.40	7648.57	7764.64
	Fut 3	556.25	776.74	1464.08	7128.38	7827.94
Pile 03	**Fut 1**	447.83	864.16	1386.58	6562.44	5002.86
	Fut 2	478.77	1016.17	1.14	7194.73	5061.59
	Fut 3	446.86	872.87	1389.14	6637.03	5076.42

Tableau E. 6. Evaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaison E3.

Appareils d'appuis des culée	RL	RT	RV
1	85.95	126.73	45.55
2	83.97	126.91	5.77
3	82.16	127.12	1.66
4	80.56	127.34	3.59
5	79.18	127.57	6.38
6	78.04	127.80	7.34
7	77.17	128.04	6.39
8	76.56	128.28	9.18
9	76.23	128.54	38.62
10	66.31	110.42	25.95
11	62.70	110.70	5.63
12	59.97	111.02	4
13	58.45	111.37	4.38
14	58.40	111.76	3.83
15	59.84	112.18	1.90
16	62.54	112.64	0.83
17	66.15	113.14	3.52
18	70.40	113.68	29

Tableau E. 7. Evaluation des efforts et les moments à la base des futs des piles selon la combinaison E3

	Pile	C01/C02	PILE 01	PILE 02	PILE 03
E1	**RL**	140.55	723.22	825.26	738.64
	RT	68.55	721.24	638.25	579.22
	RV	57.50	1168.98	1052.86	848.03
	ML	00.00	6272.37	6178.98	4508.41
	MT	00.00	9990.88	11946.32	8655.73
E2	**RL**	85.95	540.03	567.76	478.77
	RT	128.54	994.70	888.22	1016.17
	RV	45.55	1575.06	1464.08	1489.14
	ML	00.00	8160.13	7648.57	7194.73
	MT	00.00	6772.81	7827.94	5076.42
E3	**RL**	52.27	285.93	321.47	280.94
	RT	45.33	396.01	350.26	368.17
	RV	23.78	633.13	580.83	516.27
	ML	00.00	3330.58	3190.97	2700.72
	MT	00.00	3868.54	4562.07	3168.96

Tableau E. 8. Evaluation des efforts Max et les moments Max à la base des culées et futs des piles

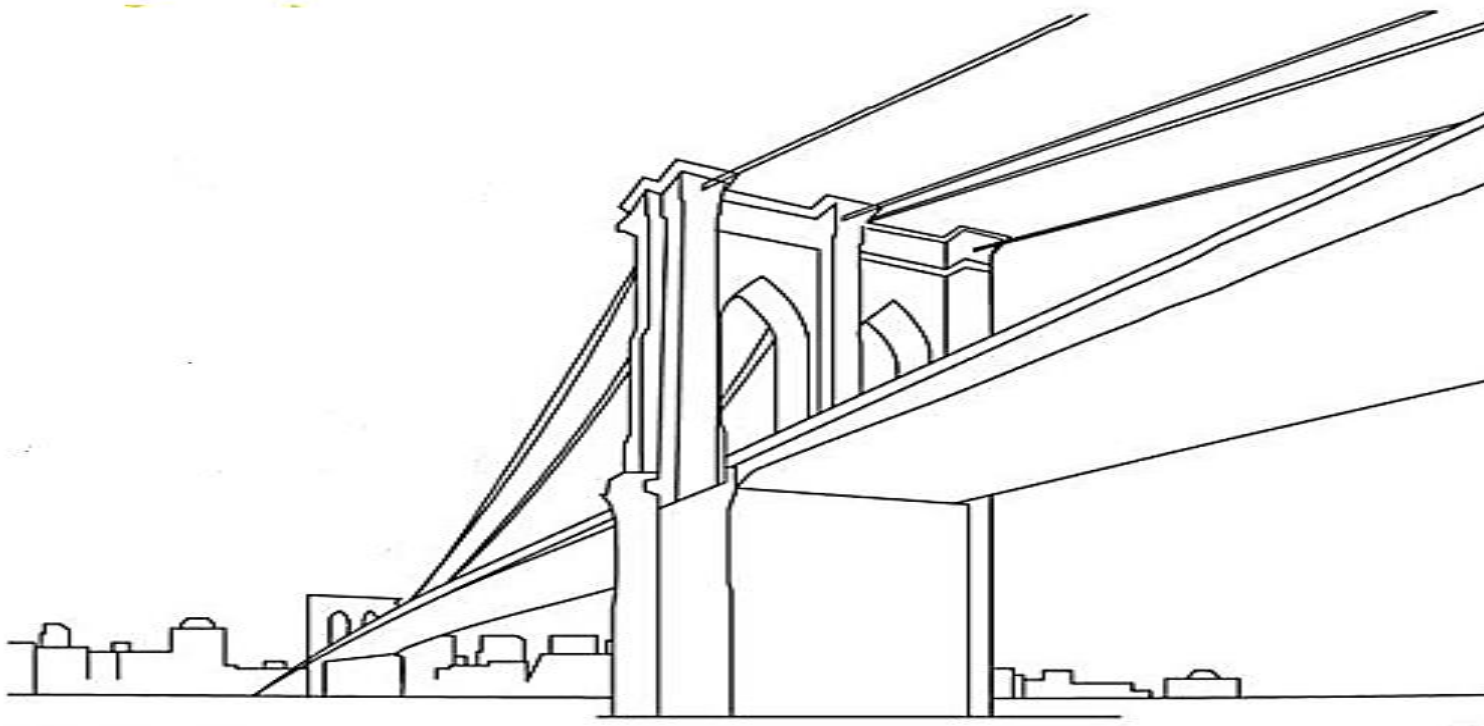
Piles Pour E3		**RL**	**RT**	**Rv**	**ML**	**MT**
Pile 01	**Fut 1**	281.15	345.31	633.13	3110.83	3868.54
	Fut 2	285.93	396.01	1.02	3330.58	3839.61
	Fut 3	273.57	343.07	633.06	3085.64	3785.556
Pile 02	**Fut 1**	311.95	307.83	580.83	2986.82	4505.21
	Fut 2	321.46	352.26	0.16	3190.97	4548.68
	Fut 3	316.36	310.69	580.83	3012.59	4562.07
Pile 03	**Fut 1**	268.67	313.97	514.78	2490.86	3130..56
	Fut 2	280.94	368.17	0.66	2700.72	3163.87
	Fut 3	270.07	318.02	516.27	2525.38	3168.96

Tableau E. 9. Efforts sous combinaison (G+T+D+Ex) .

	Pile	PILE 01	PILE 02	PILE 03
Fut 01	**RL**	536.92	623.19	542.78
	RT	442.13	410.55	273.06
	RV	5817.31	5919.79	5507.07
	ML	7728.37	7914.99	6536.55
	MT	9238.17	10984.58	8381.02
Fut 03	**RL**	636.31	711.25	671.93
	RT	546.91	485.34	415.46
	RV	3445.94	3654.70	3224.79
	ML	7345.13	7445.49	5553.77
	MT	9929.58	11598.59	9143.20
Fut 03	**RL**	600.02	681.17	583.27
	RT	291.58	245.95	141.48
	RV	7984.14	8084.88	7544.18
	ML	7957.36	8088.92	6178.50
	MT	9368.27	11056.49	8194.12

ANNEXE D

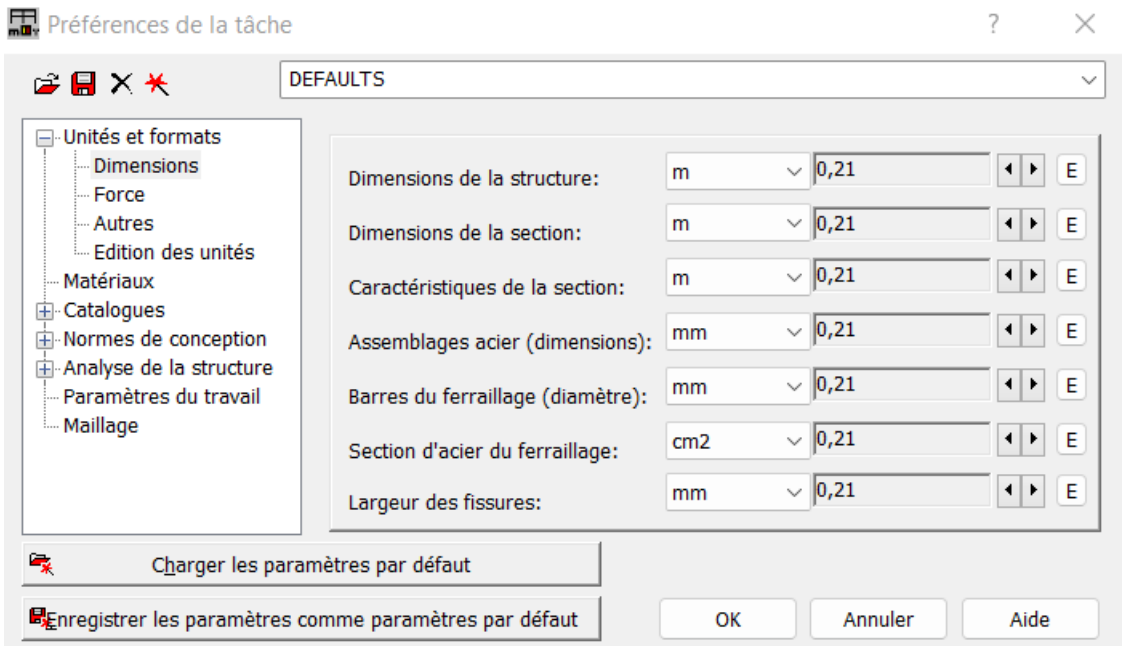
Modélisation sur Robot Structural Analysis Professional 2019

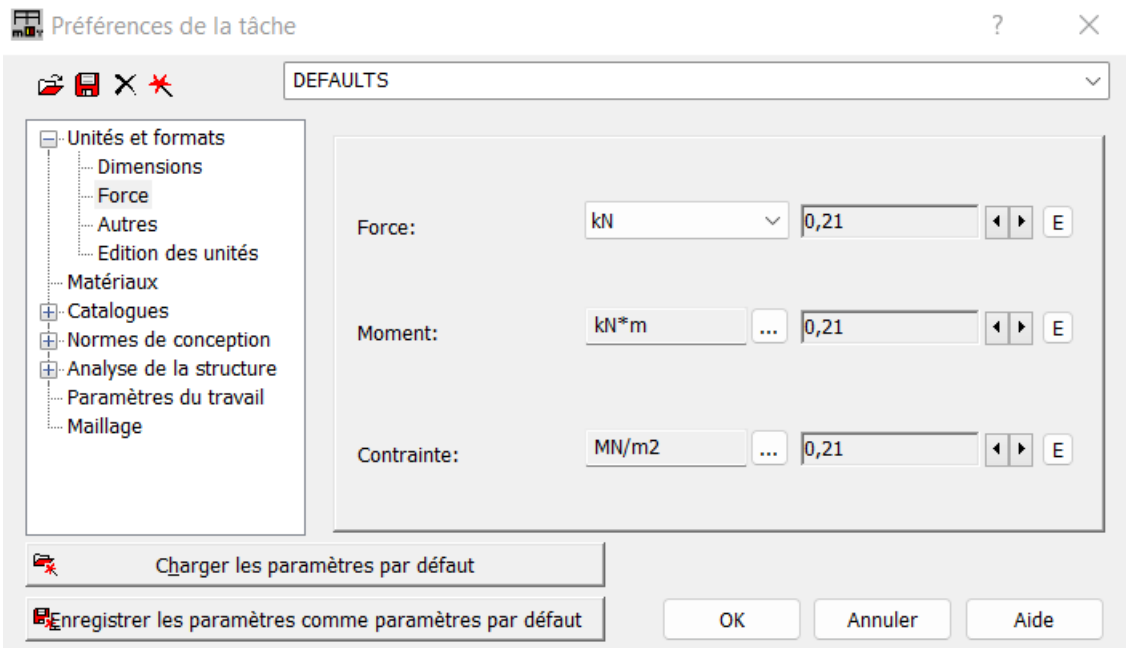


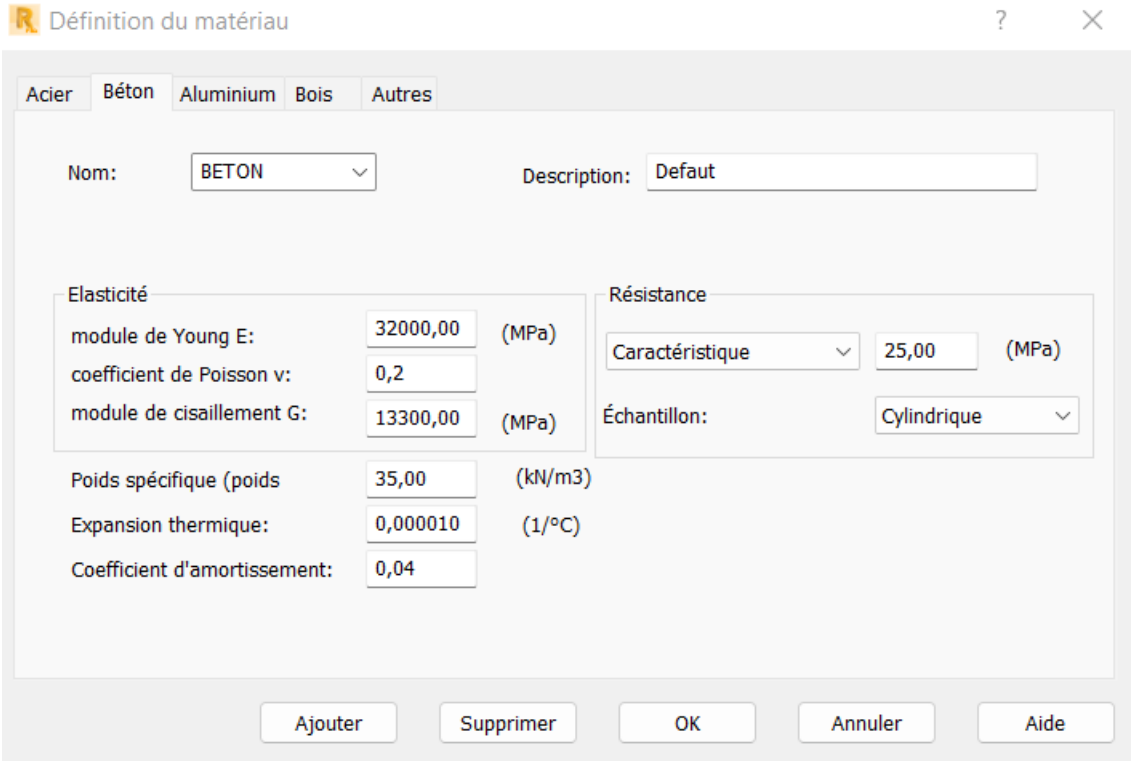
AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL

Cette annexe et pour but de montrer les différents résultats obtenus avec ce logiciel de calcul automatique

- **Les unités et les caractéristiques des matériaux utiliser en modélisant notre pont sur ce logiciel :**

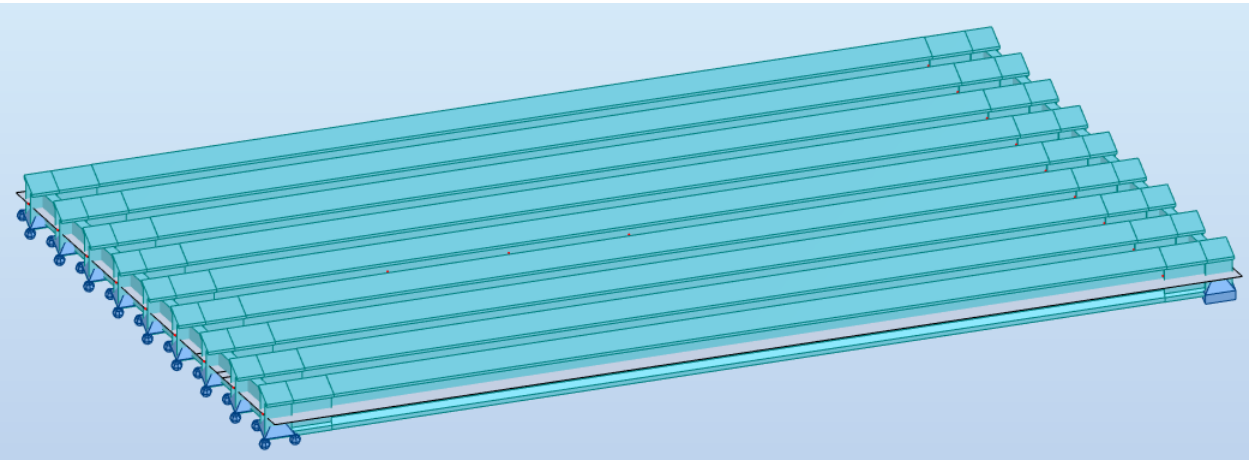




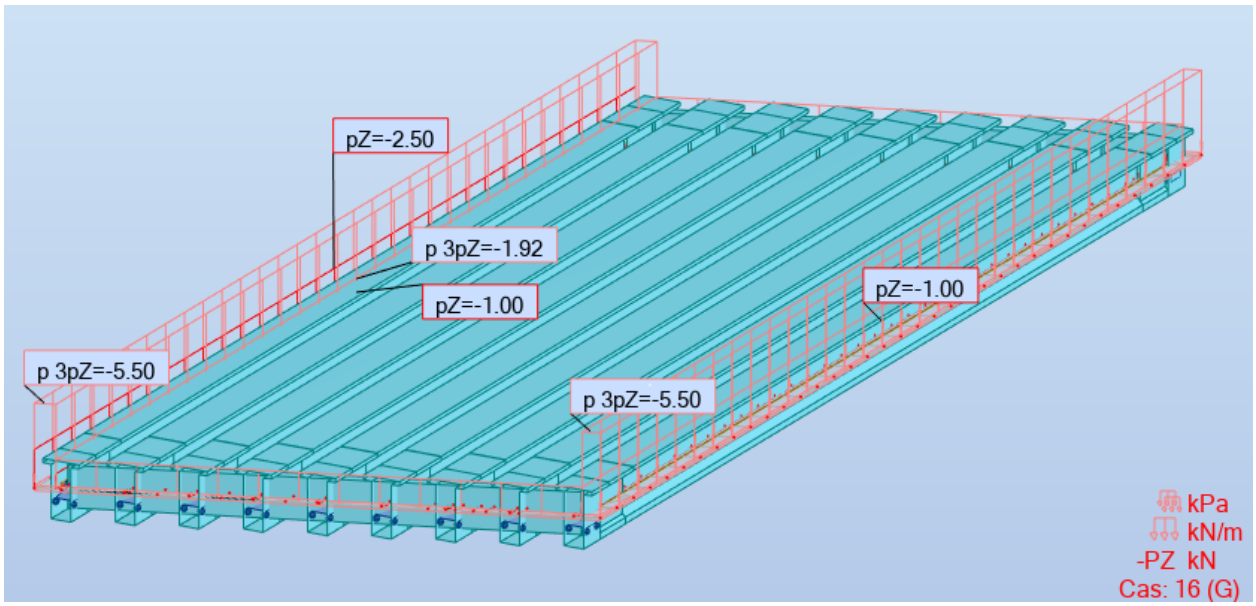


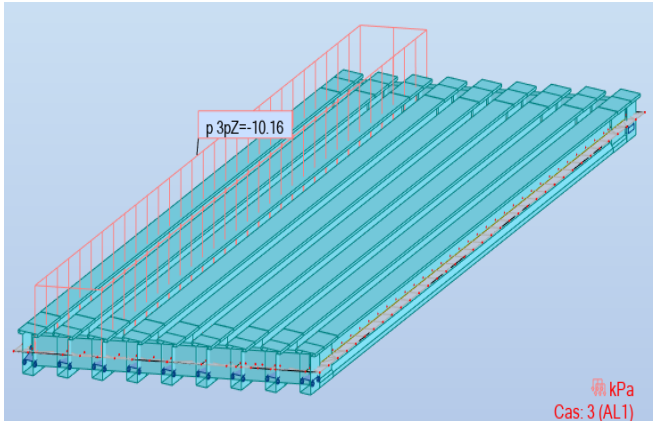
- **Ensuite, on importe la position des poutres avec les limites de l'hourdis ainsi les différentes sections de la poutre depuis le logiciel AUTOCAD 2021 en fichier DXF :**

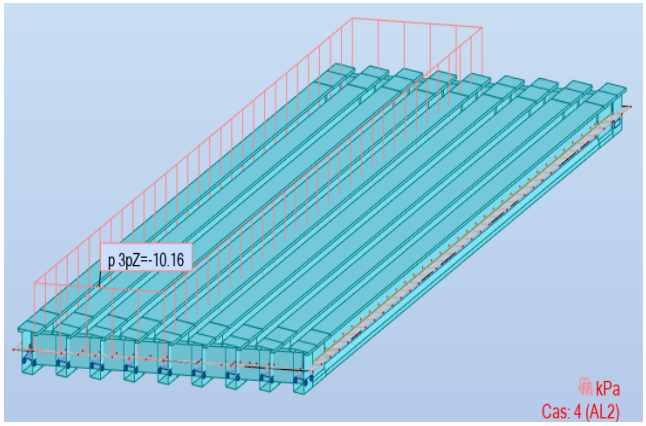
On commence par dessiner les poutres, on introduits ces différentes sections, et on définit les appuis de part et d'autre des poutres, enfin, on termine par la définition de l'hourdis.

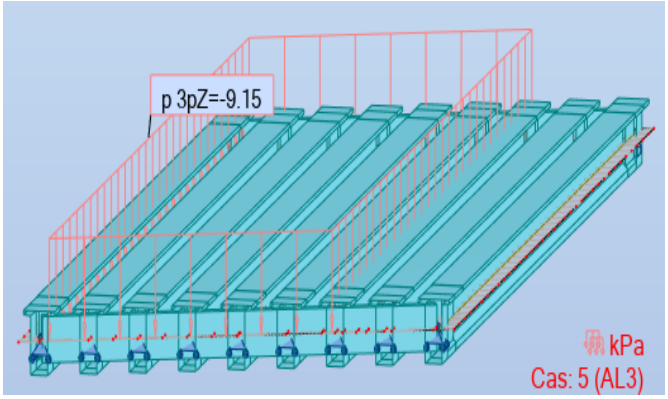


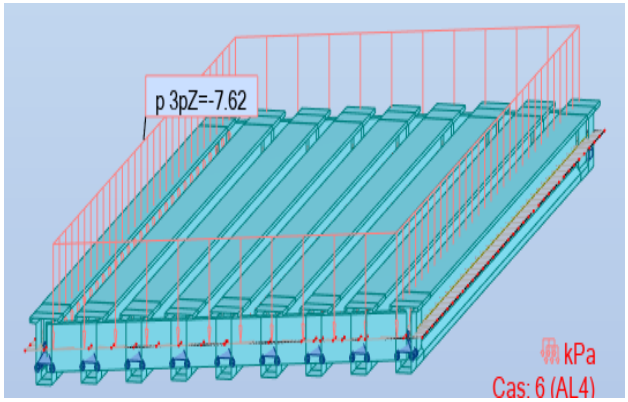
LES CHARGES PERMANENTES ET LES CHARGES D'EXPLOITATIONS :

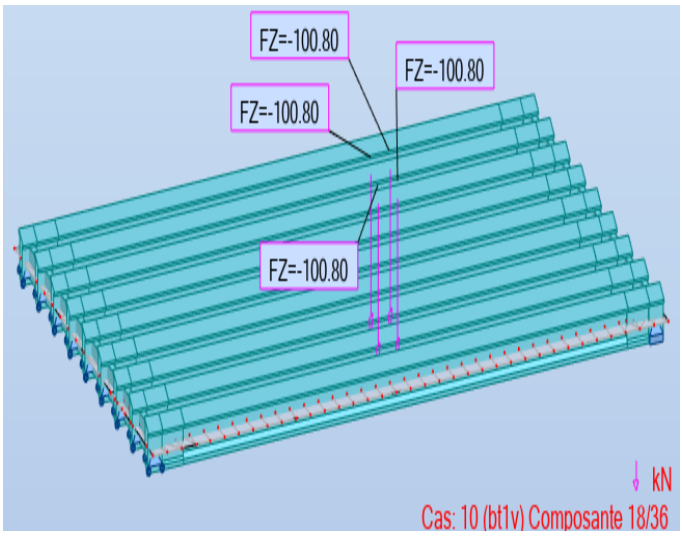


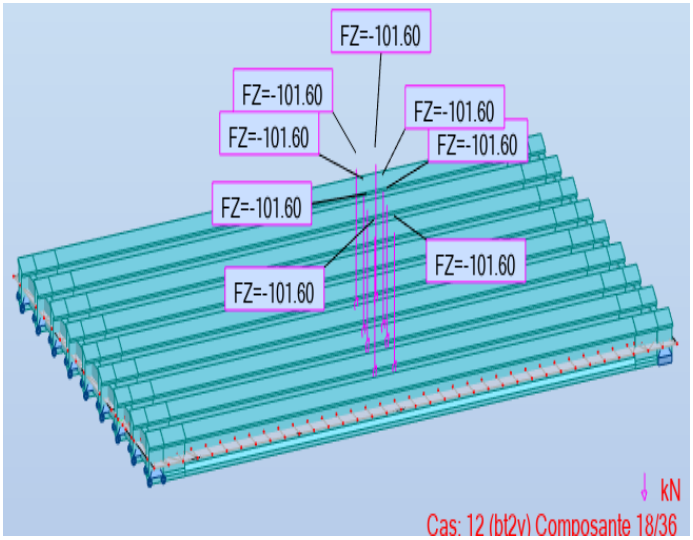


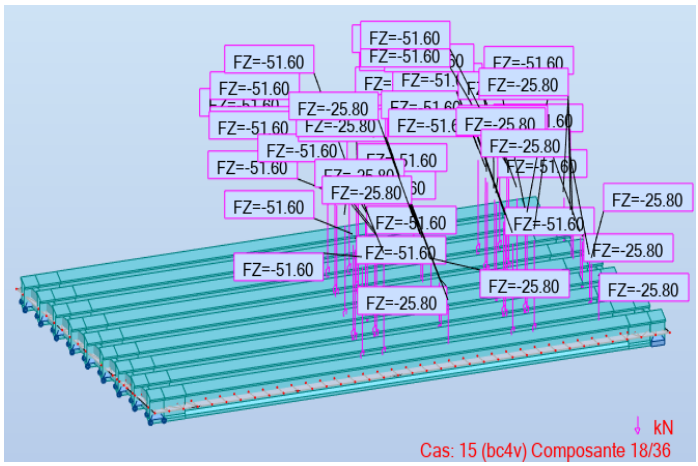


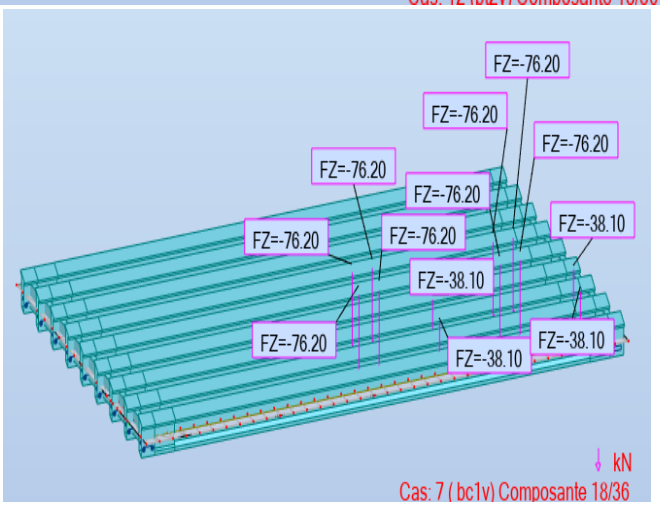


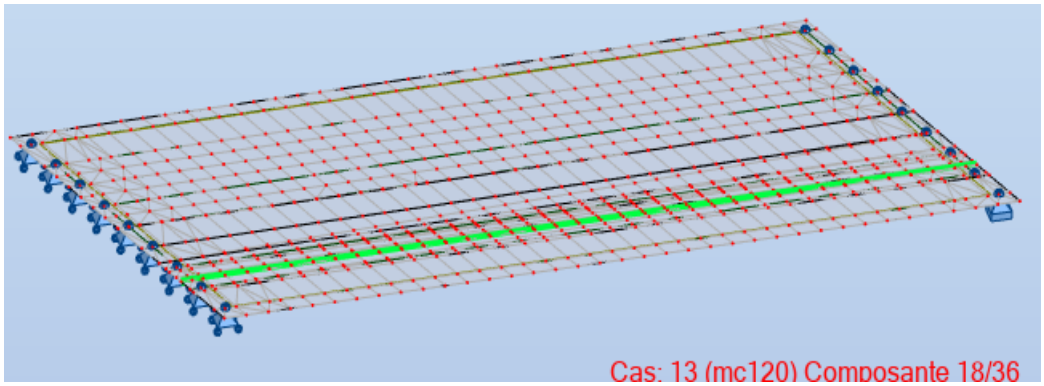


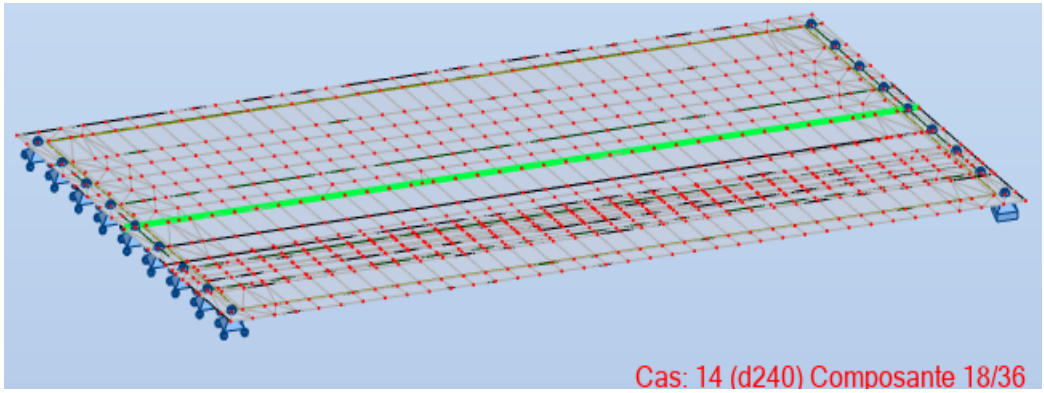

FZ=-100.80
FZ=-100.80
FZ=-100.80
FZ=-100.80
kN
Cas: 10 (bt1v) Composante 18/36


FZ=-101.60
FZ=-101.60
FZ=-101.60
FZ=-101.60
FZ=-101.60
FZ=-101.60
FZ=-101.60
kN
Cas: 12 (bt2v) Composante 18/36

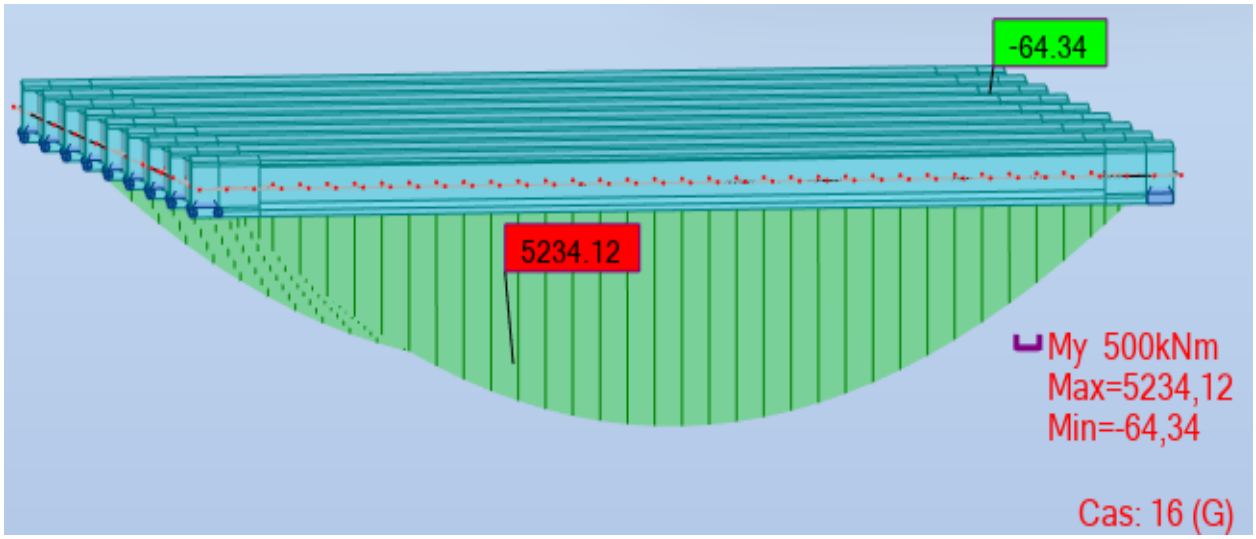

FZ=-51.60
FZ=-25.80
kN
Cas: 15 (bc4v) Composante 18/36

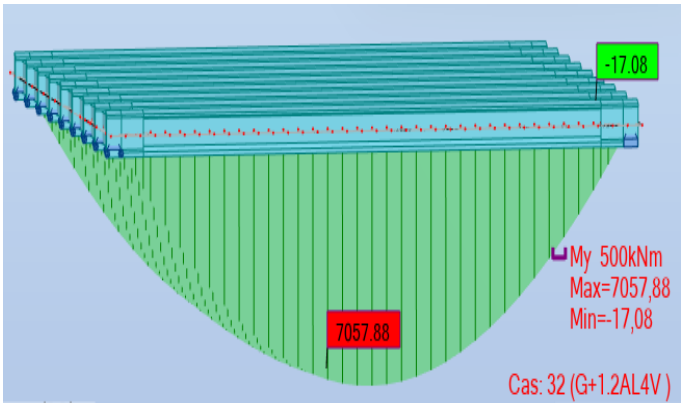

FZ=-76.20
FZ=-38.10
kN
Cas: 7 (bc1v) Composante 18/36

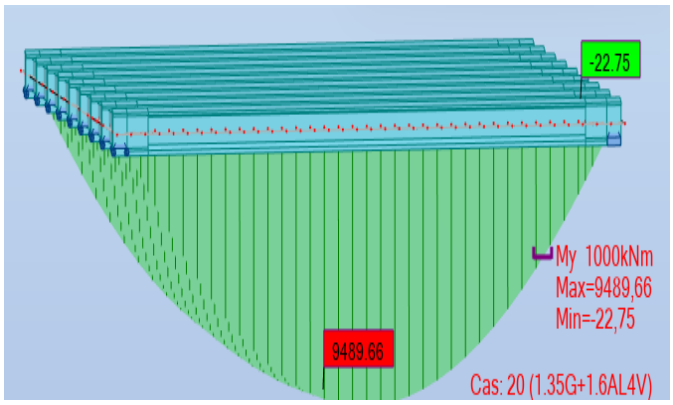

Cas: 13 (mc120) Composante 18/36

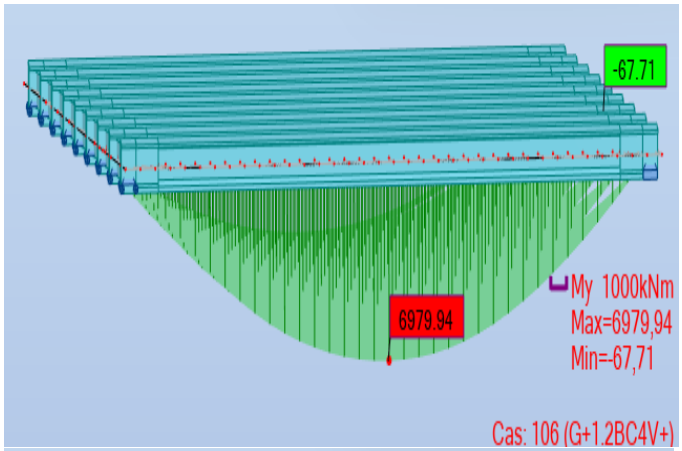

Cas: 14 (d240) Composante 18/36

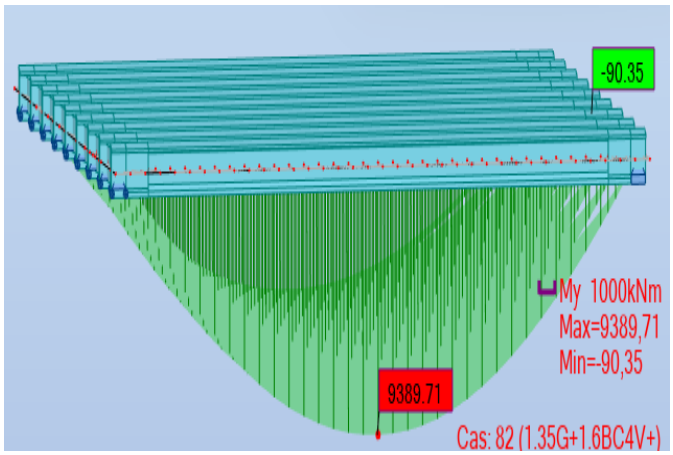
LES MOMENTS FLECHISSANT

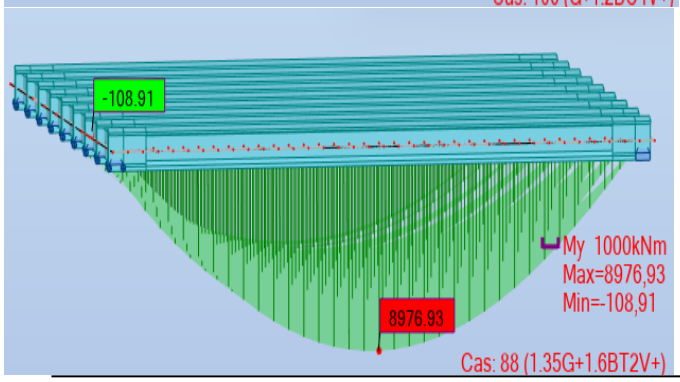


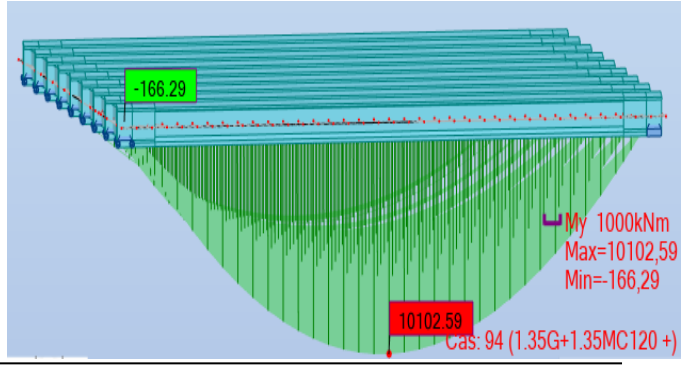


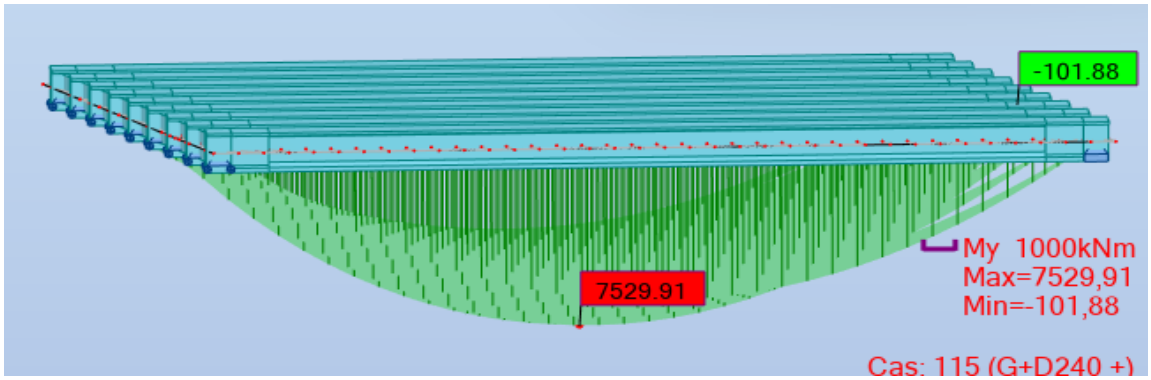


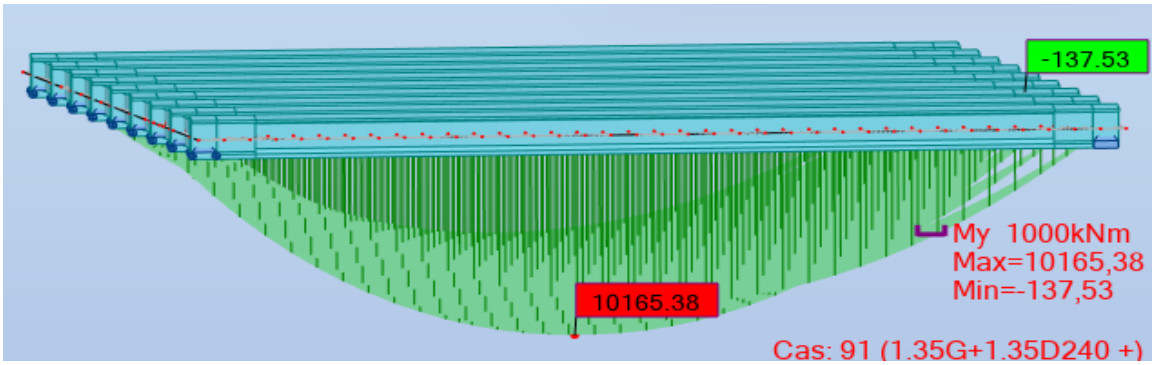




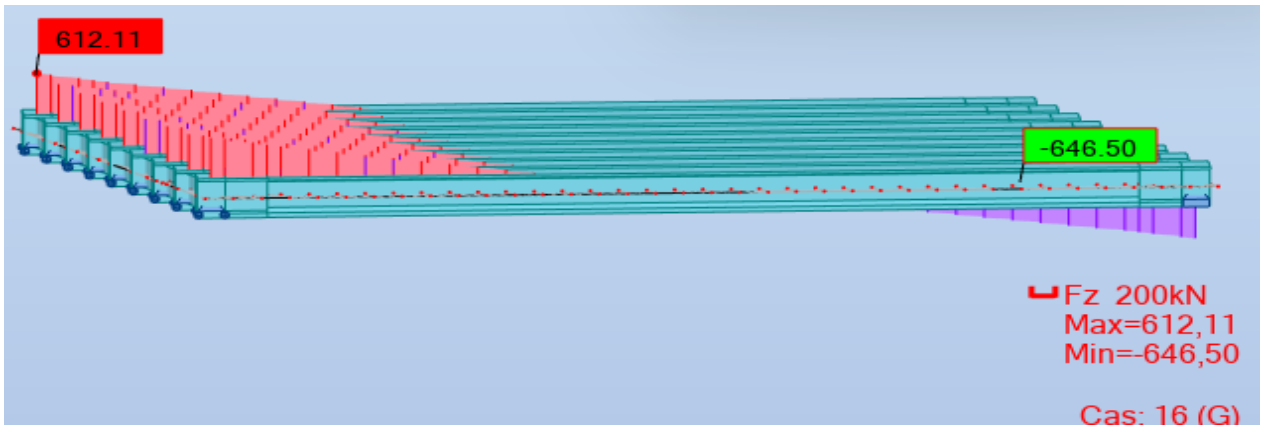


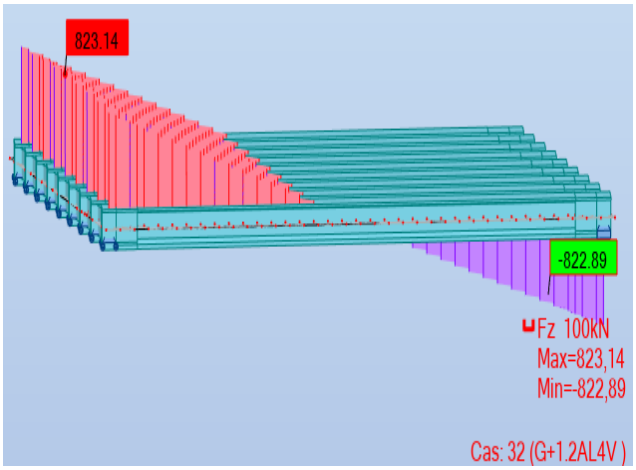


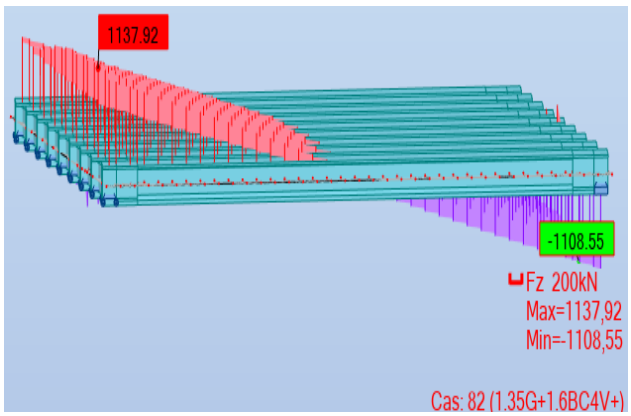


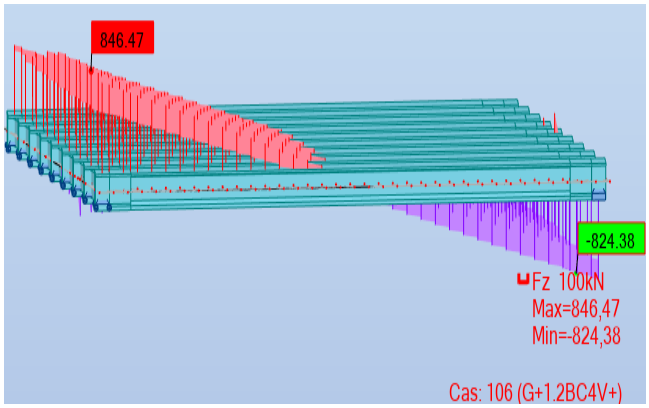


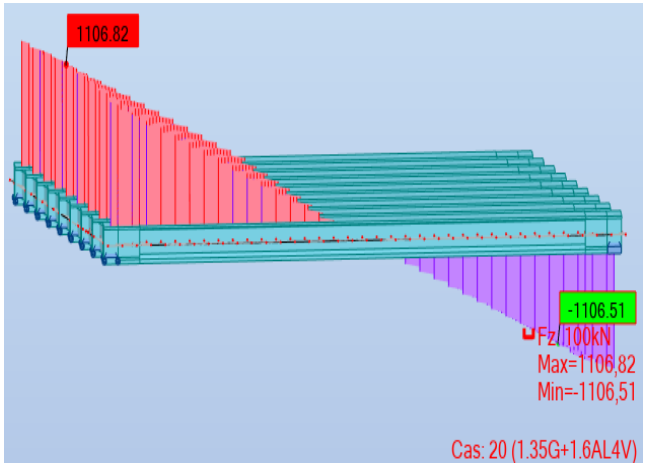
LES EFFORTS TRANCHANTS



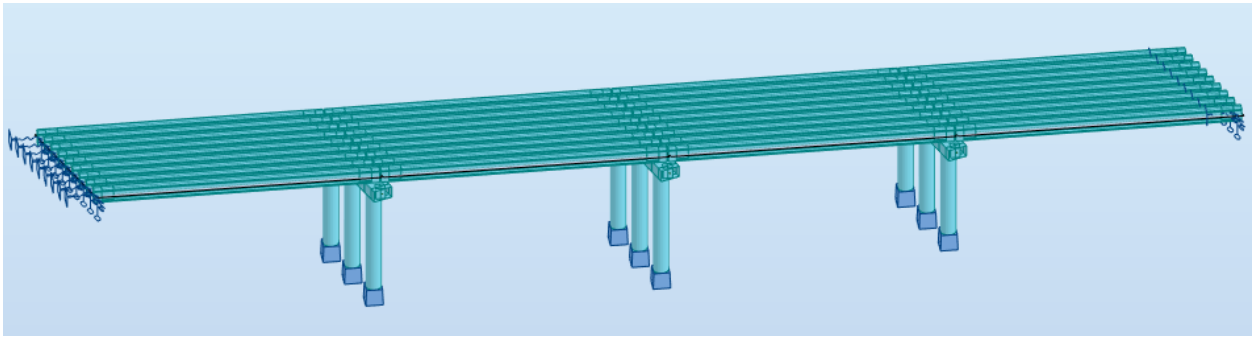


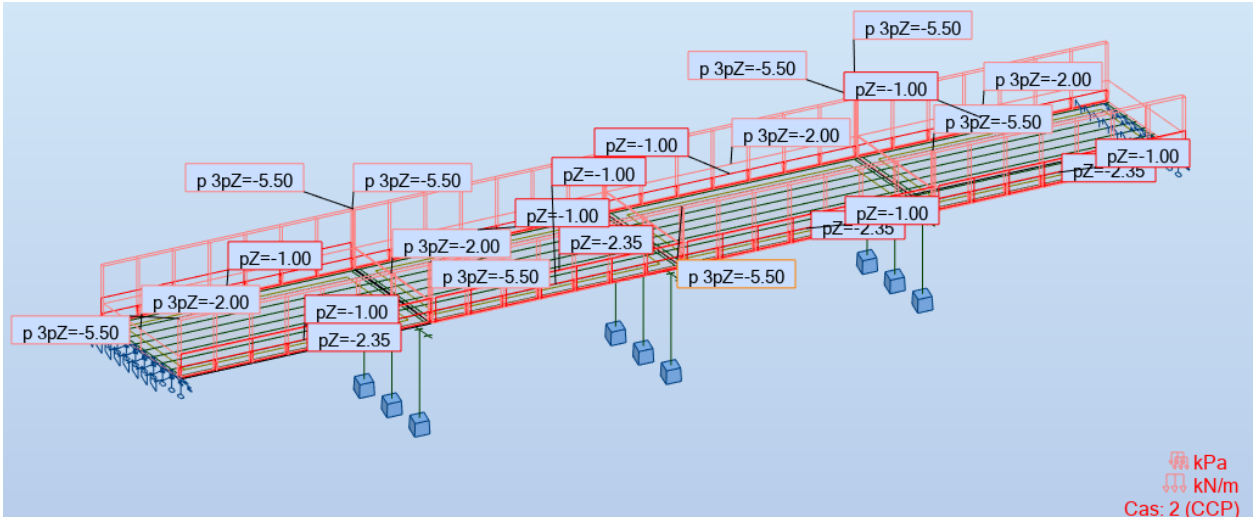


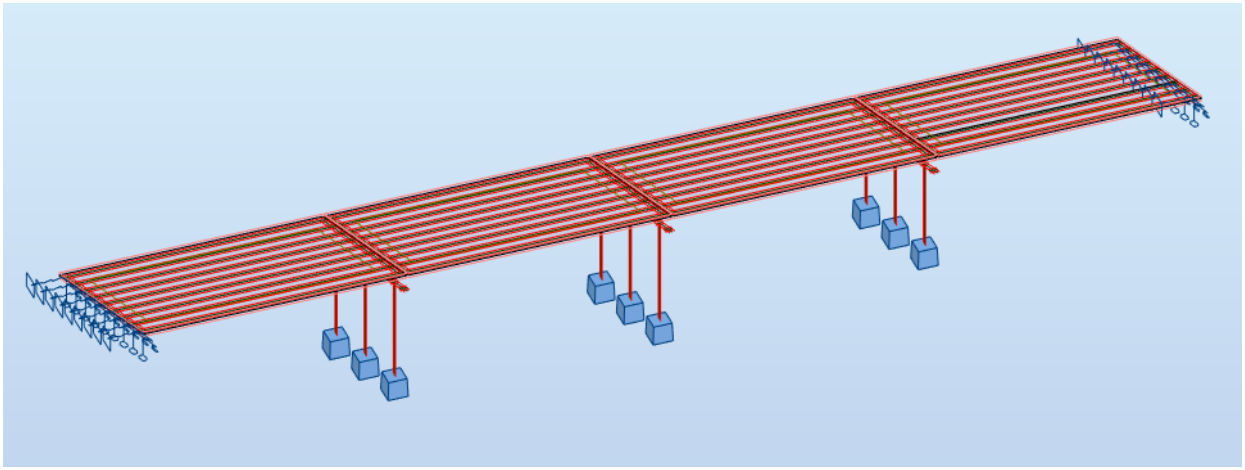




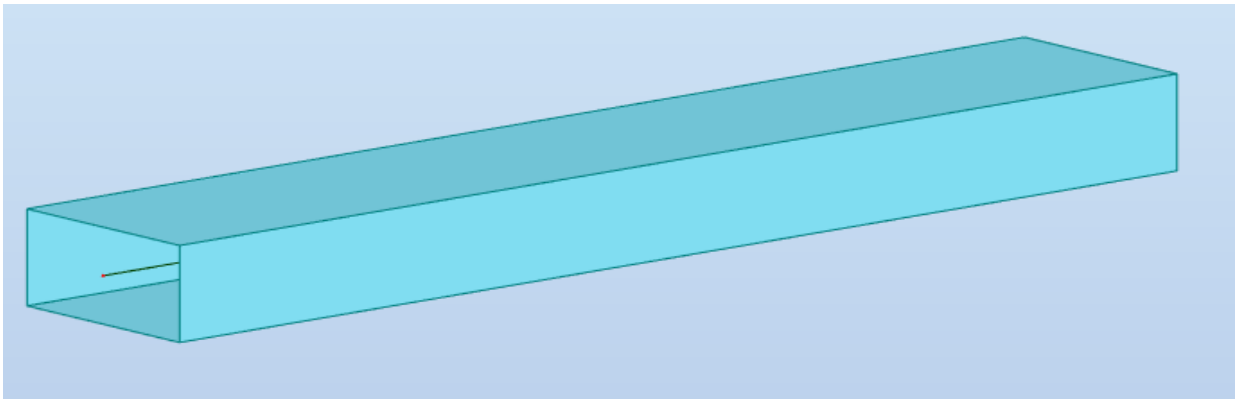
MODILISATION 3D

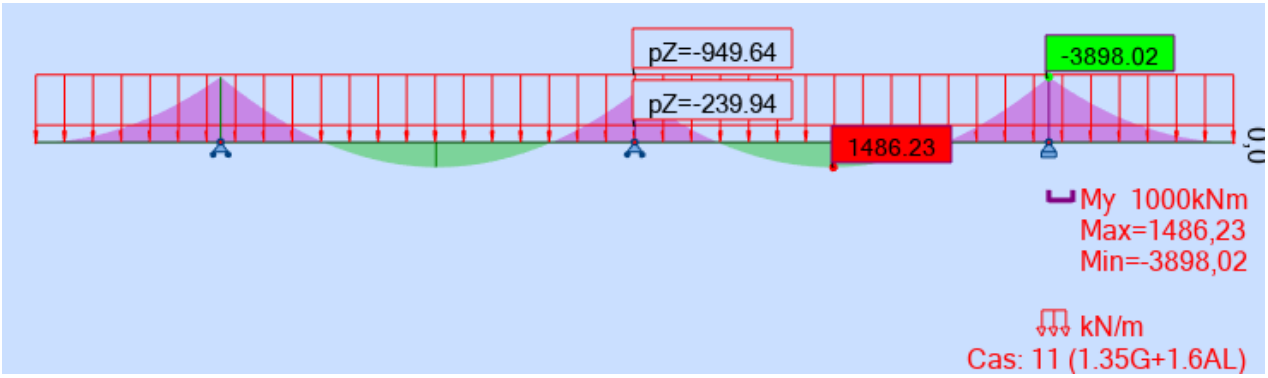






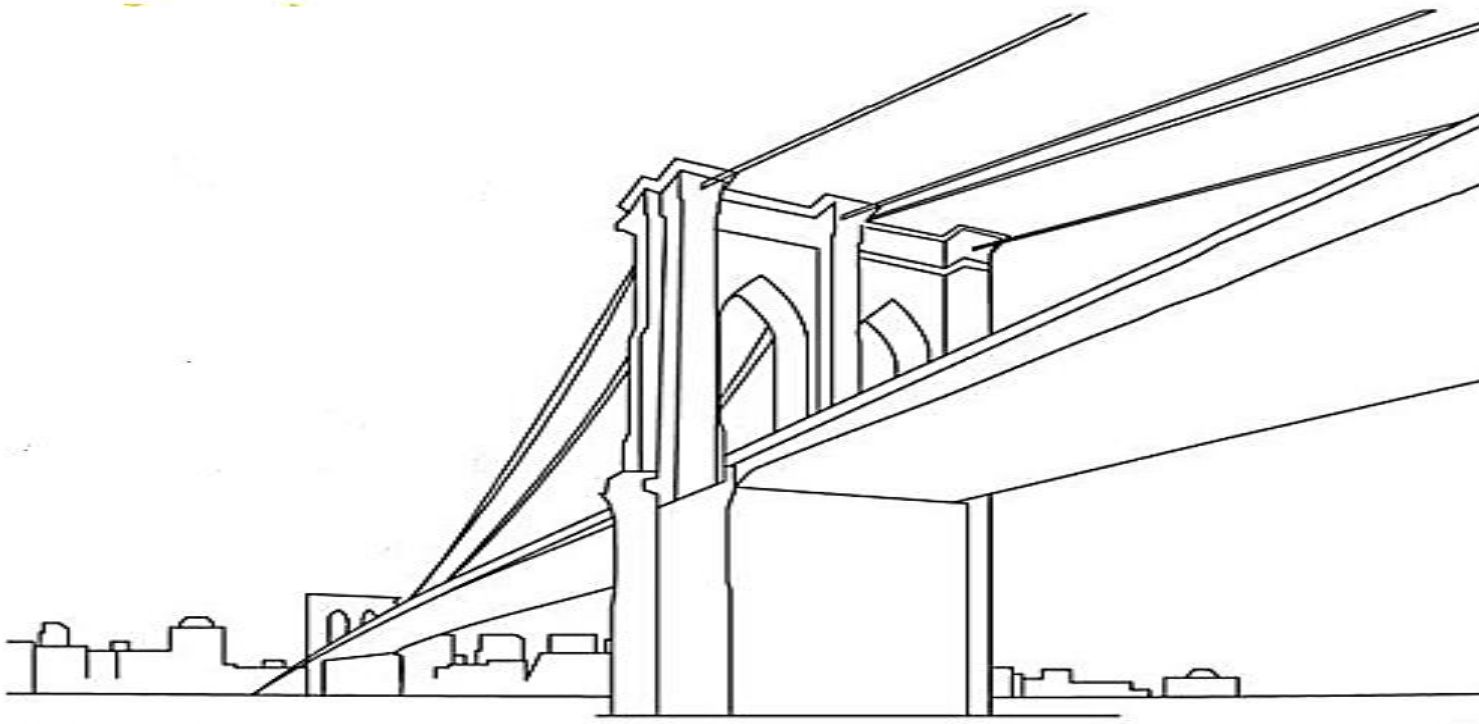
MODILISATION DE CHEVETRE 3D





ANNEXE E

FERRAILLAGE



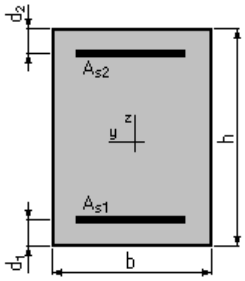
❖ FERRAILLAGE DE L'HOURDIS
Nappe inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

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)	129,76	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	95,17	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 16,4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,1 (cm2)		
théorique	ρ = 0,82 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 129,76 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4,5	(cm)
Bras de levier:	Z = 18,2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2,90	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} **= 95,17 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,49
Position de l'axe neutre: y = 7,8 (cm)
Bras de levier: Z = 17,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 14,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 333,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500,0 (MPa)

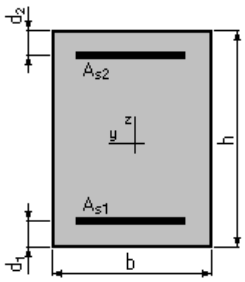
❖ FERRAILLAGE DE L'HOURDIS
Nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

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)	28,24	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	21,13	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 3,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,1 (cm2)
théorique ρ = 0,17 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} **= 28,24 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 0,9 (cm)
Bras de levier: Z = 19,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,47 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= 21,13 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,46
Position de l'axe neutre: y = 4,0 (cm)
Bras de levier: Z = 18,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 17,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

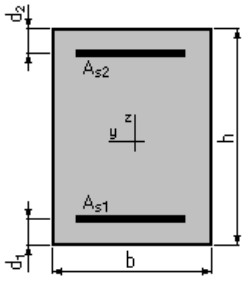
❖ FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE
Nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

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 = 35,0 (cm)
h = 130,0 (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)	1205,24	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00

Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 23,6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 4,7 (cm2)		
théorique	ρ = 0,54 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 1205,24 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 18,5	(cm)
Bras de levier:	Z = 117,6	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1,73	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

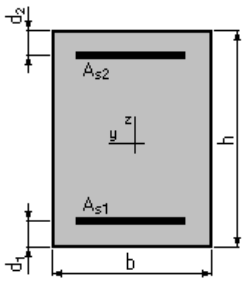
❖ FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE
Nappe inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

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 = 35,0 (cm)
h = 130,0 (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)	256,65	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 4,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4,7 (cm2)		
théorique	ρ = 0,11 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 256,65 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 3,7	(cm)
Bras de levier:	Z = 123,5	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,31	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

❖ FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE

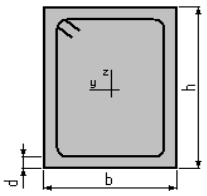
Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

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 non préjudiciable
  - Pas de reprise de bétonnage
  - Calcul en poutre

2. Section :



b = 35,0 (cm)
h = 130,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	1224,87	0,00

4. Résultats

Contrainte tangente maximale τ_u = 2,8 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 4,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 16,6 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3,1 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 14
Espacement : S_t = 17,3 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 8 + 11*16 + 6*20 + 5*25 + 5*35 + 5*40 (cm)

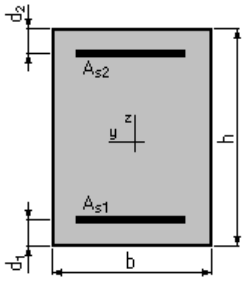
❖ Ferraillage de chevêtre
Nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (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 = 300,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 7,0 (cm)
d_2 = 7,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	3898,02	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	2894,70	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 87,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 42,9 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} **= 3898,02 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 10,3 (cm)
Bras de levier: Z = 138,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,78 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= 2894,70 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 31,2 (cm)
Bras de levier: Z = 132,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

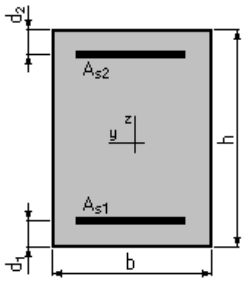
❖ FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE
Nappe inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (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 = 300,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 7,0 (cm)
d_2 = 7,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	1486,23	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	1103,68	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 42,9 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 42,9 (cm2)		
théorique	ρ = 0,10 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 1486,23 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,77	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5,1	(cm)
Bras de levier:	Z = 141,0	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,37	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 1103,68 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,32
Position de l'axe neutre:	y = 22,7 (cm)
Bras de levier:	Z = 135,4 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 1,0 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 12,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

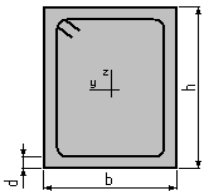
❖ FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE
Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (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 = 300,0 (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	3579,22	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,8 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 16,6 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4,0 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 16
Espacement : S_t = 16,8 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 8 + 9*16 + 1*20 + 2*25 + 1*35 + 14*40 (cm)

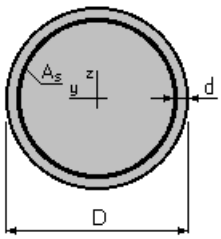
❖ Ferraillage des futs
Armatures longitudinales (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 200,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M$_y$** (kN*m)	**M$_z$** (kN*m)
1.	ELS	6319,30	2776,38	0,00
2.	ELU	8520,09	3476,62	0,00
3.	ELA	8084,88	8088,92	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 314,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 314,2 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1570,8 (cm2)
théorique ρ = 1,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 6319,30 (kN) M_y = 2776,38 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,40
Position de l'axe neutre: y = 154,2 (cm)
Bras de levier: Z = 131,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 12,7 (MPa)
comprimée: σ_s' = 65,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = 8520,09 (kN) M_y = 3476,62 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,99 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 150,4 (cm)
Bras de levier: Z = 124,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,98 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =195,9 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 8084,88 (kN) M_y = 8088,92 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,43 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 94,7 (cm)
Bras de levier: Z = 148,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 3,62 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

❖ Ferraillage des futs

Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

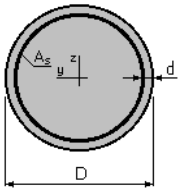
Zone critique :

1. <u>Hypothèses</u> :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 200,0 (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	196,24	8520,09
2.	ELA	711,25	3654,70

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,3 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4,0 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 16
Espacement : S_t = 15,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15,0 (cm)

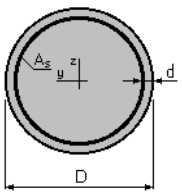
Zone courante :

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
  - Prise en compte des dispositions sismiques
  - Fissuration préjudiciable
  - Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 200,0 (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	196,24	8520,09
2.	ELA	711,25	3654,70

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,3 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4,0 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 16
Espacement : S_t = 30,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30,0 (cm)

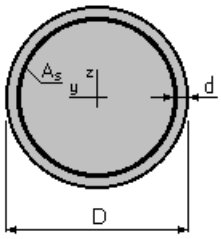
❖ Ferraillage des pieux
Armatures longitudinales (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	2508,05	175,95	0,00
2.	ELS	1864,10	128,85	0,00
3.	ELA	734,20	800,50	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,00 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 2508,05 (kN) M_y = 175,95 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,25 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 128,2 (cm)

Bras de levier: Z = 57,6 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,34 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 1864,10 (kN) M_y = 128,85 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,85

Position de l'axe neutre: y = 199,1 (cm)

Bras de levier: Z = 59,2 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,0 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 29,6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA **N = 734,20 (kN)** **M_y = 800,50 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,42 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 41,0 (cm)

Bras de levier: Z = 93,3 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 6,12 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

❖ Ferraillage des pieux

Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

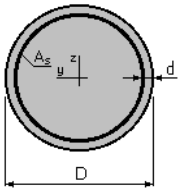
Zone critique :

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
  - Prise en compte des dispositions sismiques
  - Fissuration préjudiciable
  - Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 120,0 (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	55,39	0,00
2.	ELA	252,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,3 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3,1 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 14
Espacement : S_t = 15,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15,0 (cm)

❖ Ferraillage des pieux

Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

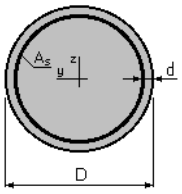
Zone courante :

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
  - Prise en compte des dispositions sismiques
  - Fissuration préjudiciable
  - Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	55,39	0,00
2.	ELA	252,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,3 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)
Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3,1 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 14
Espacement : S_t = 30,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30,0 (cm)

❖ Ferraillage de la culée

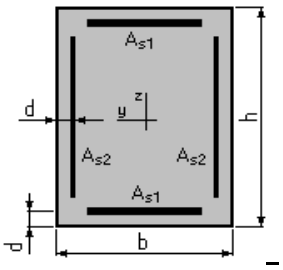
Mur frontale (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 192,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	1287,30	1975,52	0,00
2.	ELS	955,03	1462,35	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 38,4 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 960,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 1287,30 (kN) M_y = 1975,52 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,73 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 22,1 (cm)
Bras de levier: Z = 176,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,36 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 185,5 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 955,03 (kN) M_y = 1462,35 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,35
Position de l'axe neutre: y = 48,8 (cm)
Bras de levier: Z = 168,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 23,5 (MPa)
comprimée: σ_s' = 38,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

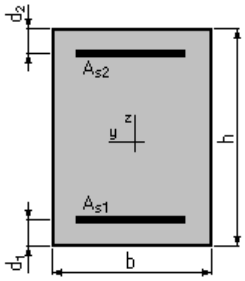
❖ Ferraillage de la culée
Mur garde grève (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (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 = 43,0 (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)	157,07	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	117,64	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 13,7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 4,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,36 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 157,07 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4,8	(cm)
Bras de levier:	Z = 36,1	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1,46	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

❖ Ferraillage de la culée

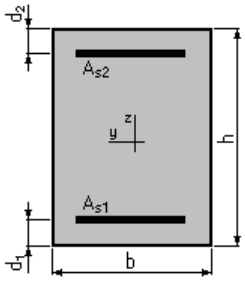
Ferraillage dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (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)	98,47	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	73,24	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 13,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,53 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 98,47 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,34	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4,7	(cm)
Bras de levier:	Z = 23,1	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2,30	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} **= 73,24 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,2 (cm)
Bras de levier: Z = 22,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

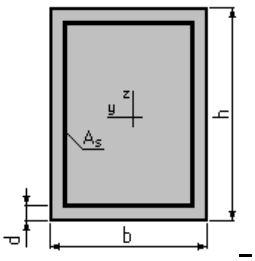
❖ Ferraillage de la culée
Corbeau (Calcul d'une Section Comprimée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 46,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	98,47
Etat **L**imite de **S**ervice	69,24
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 4600,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 4312,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 811133,3	(cm4)	Inertie	I_z = 3833333,3	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 13,3	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	(cm)
Elancement	λ_y = 22,6		Elancement	λ_z = 10,4	

α = 0,71 N_u (béton seul) = 6151,40 (kN)

Béton:
σ (ELS) = 0,1 (MPa)
0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Acier:
Section théorique A_s = 11,7 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,7 (cm2)
Section maximum $A_{s\,max}$ = 230,0 (cm2)
théorique ρ = 0,38 (%)
minimum ρ_{min} = 0,25 (%)
maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

❖ Ferraillage de la culée

Mur en retour (Calcul de Section en Flexion Simple)

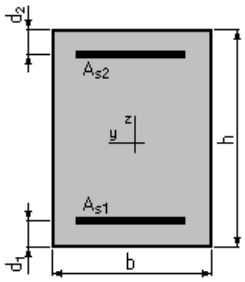
Section d'acier pour les barres horizontales :

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (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 = 85,0 (cm)
d_1 = 7,0 (cm)
d_2 = 7,0 (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	280,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 15,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 7,8 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} **= 280,00** **(kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,8 (cm)
Bras de levier: Z = 72,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

❖ Ferraillage de la culée
Mur en retour (Calcul de Section en Flexion Simple)

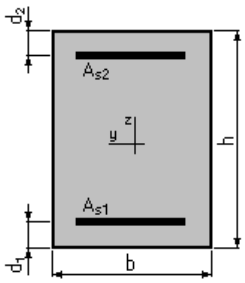
Section d'acier pour les barres verticales :

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (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 = 85,0 (cm)
d_1 = 7,0 (cm)
d_2 = 7,0 (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	140,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 7,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 7,8 (cm2)		
théorique	ρ = 0,10 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:
Cas ELS **M_{max} = 140,00** **(kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,03
Position de l'axe neutre: y = 12,4 (cm)
Bras de levier: Z = 73,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 14,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

❖ Ferraillage des pieux

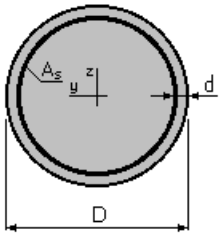
Armatures longitudinales (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	2897,90	2410,30	0,00
2.	ELS	2147,22	1785,85	0,00
3.	ELA	266,80	3773,40	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 169,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 1,50 (%)
minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU **N = 2897,90 (kN)** **M_y = 2410,30 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,71 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 55,3 (cm)
Bras de levier: Z = 86,8 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 3,63 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS **N = 2147,22 (kN)** **M_y = 1785,85 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,21
Position de l'axe neutre: y = 53,5 (cm)
Bras de levier: Z = 90,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 206,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 161,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA **N = 266,80 (kN)** **M_y = 3773,40 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 32,7 (cm)
Bras de levier: Z = 97,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 8,58 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

❖ Ferraillage des pieux

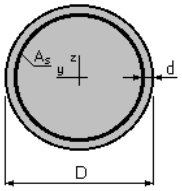
Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

1. <u>Hypothèses</u> :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
  - Prise en compte des dispositions sismiques
  - Fissuration préjudiciable
  - Calcul en poteau dans la zone critique

2. <u>Section</u> :



D = 120,0 (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	751,52	0,00
2.	ELA	1176,51	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1,2 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)
Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4,0 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 16
Espacement : S_t = 8,8 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15,0 (cm)

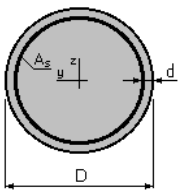
❖ Ferraillage des pieux
Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
  - Prise en compte des dispositions sismiques
  - Fissuration préjudiciable
  - Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120,0 (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	751,52	0,00
2.	ELA	1176,51	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1,2 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4,0 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 16
Espacement : S_t = 15,7 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30,0 (cm)