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 des diplômes d'Ingénieur d'État en travaux publics.

Filière : Travaux Publics
Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC OA 12.1 DE LA PÉNÉTRANTE AUTOROUTIÈRE RELIANT LA VILLE DE BATNA À L'AUTOROUTE EST-OUEST

Présenté par :

- *HAMMOUD YAAKOUB*
- *GHEZAL MOHAMED.*

Encadré par :

Dr. BAGHDADI MOHAMED
Dr. KAMEL HAMADI.

Promotion 2020/2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

إهداء

نشكر الله العلي القدير الذي وفقنا في إنجاز هذا العمل المتواضع الذي كان نجاحنا بيديه وأهدي ثمرة جهدي هذا إلى:

إلى من خلد الله ذكرها في القرآن يتلى إلى يوم الدين، وجعل الجنة تحت قدميها ، حملتني وهنا على وهن إلى والدتي حفظها الله.

إلى طيب القلب الذي علمني بمثاليته وتواضع صفاته إلى والدي العزيز أطال الله في عمره.

إلى شموع البيت المنيرة إخوتي الأعزاء.

إلى كل من علمني حرفا و أنار دربي.

إلى كل زملائي الذي جمعني بهم القدر، إلى الذين قاسموني مقاعد الدراسة في مشواري الدراسي.

إلى كل من نسيهم القلم ولم ينساهم القلب..

REMERCIEMENTS

Nous tenons avant tout à exprimer nos parfaits remerciements et gratitudes à **ALLAH** le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail. Sans oublier nos parents qui nous ont toujours encouragés à poursuivre nos études, ainsi que pour leur aide, leur compréhension et leur soutien.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération que nous remercions notre encadreur **Mr BAGHDADI Mohamed pour** ses efforts, ses orientations et sa patience pendant la préparation de ce mémoire.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements également à notre Co-encadreur **Dr HAMADI Kamel**, qui nous a enseigné et qui, par sa compétence, nous a largement aidé à réaliser notre recherche Master.

Nous tenons également à remercier le personnel de l'**ADA** et du **BCS/ANAS** pour leur accueil et leur aide durant l'accomplissement de notre stage.

Enfin, nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères au **corps professoral et administratif, les membres de jury** de l'école pour la richesse, la qualité et le sérieux de la formation délivrée.

A tous ceux qui nous ont aidé, de près ou de loin, **ma famille et mes amis** pour leur soutien durant la réalisation de ce projet de fin d'étude, nous leur disons un grand merci.

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم و دراسة الجسر رقم 12 المتواجد بين النقطة الكيلومترية 636 + 12 و النقطة 400 + 13 ضمن مشروع الطريق الرابط بين ولاية باتنة و الطريق السيار شرق غرب.

بدأنا عملنا هذا ببحث بيبلوغرافي حول علم دراسة تدهور الجسور وكيفية معالجتها. تطرقنا بعد ذلك الى تصميم الجسر حيث فرضنا 3 اقتراحات و استنادا على التحليل متعدد المعايير، قمنا باختيار الاقتراح رقم واحد و المتمثل في جسر ذو كمرات و المتكون من 21 امتداد مستقل مبني بكمرات ذات سابقة إجهاد لاحق. هذه الدراسة شملت البنية التحتية والبنية الفوقية مرورا بتقييم الحمولات و الحمولات الزائدة، حساب سابقة الإجهاد، دراسة زلزالية، و بعض العناصر المكونة للجسر، و هذا مع احترام المنظومات المعمول بها في الجزائر و أوروبا، و بالاعتماد على برامج للحساب.

كلمات مفتاحية : تصميم و دراسة جسر، جسر ذو كمرات، سابقة إجهاد لاحق، دراسة زلزالية، البنية التحتية، البنية الفوقية.

Résumé

Ce travail fait partie de la conception et l'étude du Viaduc OA 12.1 situé entre le PK 12+636 et PK 13+400 relevant de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Batna à l'autoroute Est-Ouest.

Nous avons commencé notre travail par une recherche bibliographique sur les pathologies des ponts et comment les traiter. Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dans laquelle on a proposé 3 variantes, et après l'analyse multicritère on a choisi la première variante : Pont a poutres (constitué des 21 travées indépendantes à poutres VIPP), Cette étude concerne la superstructure et l'infrastructure en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le calcul des équipements du pont, tout en respectant les règlements utilisés en Algérie et en Europe et a l'aide des logiciels de calcul.

Mots clés : Conception et étude, Pont a poutres, Poutre VIPP, Béton précontraint, Poste tension, Etude sismique, Infrastructure.

Abstract

This work is part of the design and study of the bridge OA 12.1 located between PK 12+636 and PK 13+400 of the road that links the city of Batna to the East-West Highway.

We began our work with a library search about Common pathologies in bridges and how they are treated. After that we started the general design in which we suggested 3 variants, and after a multicriteria analysis we chose the first suggestion which is a Beam bridge that contains 21 independent spans made by post tensioned pre-stressed beams. This study concerns the superstructure and the infrastructure while going through the evaluation of the loads and overloads, pre-stress calculations, earthquake study, and the sizing of bridge equipments, All of this was done while referring to the regulations used in Algeria and Europe, And also with the help of software.

Keywords : Design and study, Beam bridge, Post tensioned pre-stressed beams, Earthquake, Infrastructure, Superstructure.

SOMMAIRE

I. Introduction générale 1
CHAPITRE I RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES PATHOLOGIES DES PONTS 2
I.1 Introduction 2
I.2 Actions sollicitant les ponts 2
I.2.1 Actions dues au trafic 2
I.2.2 Actions climatiques 2
I.3 Charges dues aux actions accidentelles 3
I.3.1 L'eau 3
I.3.2 Le séisme 4
I.3.3 Les chocs 6
I.4 Pathologies du béton 6
I.4.1 Lessivage: 7
Phénomène caractéristique 7
Risques 7
Traitements 7
I.4.2 Alcali-réaction: 8
Phénomène caractéristique 8
Risques 8
Traitements 8
I.4.3 Retrait 9
Phénomène caractéristique 9
Risques 9
Traitements 9
I.4.4 Carbonatation 9
Phénomène caractéristique 9
Risques 9
Traitements 9
I.4.5 Réaction Sulfatique Interne (RSI): 10
Phénomène caractéristique 10

Risques 10
Traitements 10
I.4.6 Gel/Dégel 11
Phénomène caractéristique 11
Risques 11
Traitements 11
I.5 Pathologies des ponts 12
I.5.1 Pathologies des ponts en béton armé 12
I.5.2 Pathologies issues de défauts de conception 13
I.6 Pathologies des ponts en béton précontraint 15
I.6.1 Corrosion des armatures de précontrainte 15
I.6.2 Les défauts de réalisation 16
I.7 Pathologies affectant les équipements des ponts 16
I.7.1 Désordres affectant les appareils d'appui 17
I.7.2 Désordres affectant les joints de chaussée 18
I.7.3 Désordres affectant l'étanchéité 18
I.1.1 I.7.4 Pathologies affectant les fondations de ponts 19
I.8 Causes des pathologies 19
I.8.1 Affouillement des fondations 20
I.9 Réparation et renforcement des ponts 20
I.9.1 Réparation et renforcement des ponts en béton armé 20
I.10 CONCLUSION 22
CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET 28
II.1 Introduction 28
II.2 Présentation de l'ouvrage 28
II.3 Localisation géographique 29
II.4 Tracé en plan : 29
II.5 Profil en long 30
II.6 Profil en travers : 31
II.7 Topographie : 31
II.8 Aperçu géologique : 32
II.9 Sismicité régionale 32
II.10 Données climatiques 32

a) La température 32
b) la neige 32
c) Le vent 33
CHAPITRE III : CONCEPTION GÉNÉRALE 28
III.1 Introduction 28
III.2 Démarche de conception 28
III.2.1 Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage 28
III.2.2 Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques 28
III.2.3 L'étude de détail de la solution retenue 29
III.3 Conclusion 29
III.4 Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » 31
III.4.1 Conception longitudinale 31
III.4.2 Conception transversale 32
III.5 Variante 02 : Pont Mixte Bipoutre : .....
III.5.1 Conception longitudinale 33
III.5.2 Conception transversale 33
III.5.3 Conception des poutres principales 34
III.5.4 Conception des pièces de pont 35
III.6 Variante « Remblai en zone inondable » 35
III.6.1 Conclusion 37
III.7 ANALYSE MULTICRITERE 38
III.7.1 Comparaison entre les 3 techniques de construction 38
III.7.2 Analyse des variantes 40
III.7.3 CONCLUSION 40
CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL 41
IV.1 INTRODUCTION 41
IV.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL 41
IV.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 41
IV.3.1 Béton 41
IV.3.2 Armatures 42
IV.3.3 Armatures passives 42
IV.3.4 Armatures de précontrainte 42

IV.4 Contraintes admissibles 43
Béton 43
IV.5 EVALUATION DES ACTIONS 45
Evaluation des actions hors trafic 45
Poids du tablier poutres: 45
Action thermique 46
IV.6 Evaluation des actions dues au trafic 46
Système de charge à considérer 46
Caractéristiques du pont : 46
Système de charge A 46
Système de charge B 47
Système de charges B_c / Article 4.5.3 RCPR : 47
IV.7 Système de charges B_r / Article 4.5.2 RCPR : 50
Charges militaires : Mc 120 50
Charges exceptionnelles : D240 51
Coefficient de majoration dynamique 52
IV.8 Efforts de freinage 52
Système de charge B_c : 52
Système de charge A 52
IV.8 CONCLUSION 53
CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER 54
V.1 INTRODUCTION 54
V.2 EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE 54
V.3 Modélisation 54
V.3.1 Résultats 55
V.4 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 56
V.4.1 Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service : 56
V.4.2 Détermination du nombre des cables : 57
V4.3 Pré-vérification des contraintes : 58
V.4.4 Position des Câbles: 59
V.4.5 Tracé des cables: 60
V.5 Évaluation des pertes de la précontrainte : 62
V.5.1 Pertes de tension par frottement : 62

V.5.2 Pertes de tension par recule d'ancrage : 63
V.5.3 Pertes par déformation instantanée du béton : 63
V.5.4 Pertes par retrait : 63
V.5.5 Pertes par relaxation : 64
V.6 Vérification des contraintes normales : 64
V.7 Effort de précontrainte : 65
V.7.1 Justification des contraintes normales : 66
V.7.2 Vérification des contraintes tangentielles : 67
V.8 ARMATURES PASSIVES DES POUTRES 69
V.8.1 Armatures passives des zones tendues : 69
V.8.2 Armatures de peau 70
V.9 Vérification de la flèche : 71
V.10 Étude de l'entretoise : 71
V.10.1 Principe de ferraillage 71
V.10.2 Évaluation des efforts 72
V.10.3 Ferraillage de l'entretoise : 74
V.11 Étude de l'hourdis : 75
V.11.1 Principe de ferraillage : 75
V.11.2 Évaluation des efforts : 76
V.11.3 Ferraillage de la dalle : 76
V.12 Conclusion : 77
CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS 78
VI.1 INTRODUCTION 78
VI.2 APPAREIL D'APPUI 78
VI.2.1 Choix de type d'appareil d'appui 78
VI.2.3 Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis 79
VI.4 ETUDE SISMIQUE 80
Composante longitudinale : 81
Conditions de la méthode monomodale : 83
Détermination des actions Longitudinales : 84
Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée : 85
Détermination des actions Transversale : 87
Composante verticale 89

VI.5 Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008 90
VI.6 LES JOINTS DE CHAUSSÉE 91
Définition : 91
Calcul des efforts dus à la variation linéaire: 92
CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 94
VII.1 INTRODUCTION 94
VII.2 ETUDE DE LA PILE 94
VII.2.1 Conception de la pile 94
VII.2.3 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement: 95
VII.3 Etude des pieux 97
IV.3.3 Evaluation des efforts pour 2 Travées chargées : 98
Etude de Chevêtre 102
VII.4 Ferraillage du chevêtre : 103
Les armatures longitudinales 103
Les armatures transversales : 104
Dimensionnement à la torsion : 104
Evaluation de moment de torsion C: 105
VII.5 Etude de Futs : 106
Les armatures longitudinales 108
Les armatures transversales 109
VII.6 Etude de la semelle 110
Armatures transversales inférieures : 110
Armatures longitudinales inférieures : 111
Armatures transversales supérieures : 111
Armatures longitudinales supérieures : 111
Armatures latérales : 111
Conclusion générale 112
ANNEXE A 10

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 Désordre à la base des piles du pont sur Oued Allala (Ténès-Algérie) sous l'effet de l'abrasion 3
Figure I.2 Schéma illustrant le phénomène d'affouillement du sol autour d'une fondation . 4
Figure I.3 Sollicitations sismiques agissant sur un pont..... 5
Figure I.4 Poinçonnement du tablier sous l'effet de la composante verticale du séisme séisme de Loma Prieta (USA 1989)..... 5
Figure I.5 Grave conséquence de collision contre la pile d'un pont: (a) d'un bateau7 et (b) d'un véhicule 6
Figure I.6 Béton abimé 7
Figure I.7 Lessivage: 8
Figure I.8 Alcali-réaction 8
Figure I.9 Retrait 9
Figure I.10 Carbonatation..... 10
Figure I.11 Réaction Sulfatique Interne (RSI): 11
Figure I.12 Gel/Dégel..... 12
Figure I.13 Section transversale type d'un pont courant en béton armé 13
Figure I.14 Zone d'apparition des fissures dues à l'insuffisance de résistance à l'effort tranchant 14
Figure I.15 Désordres engendrés par le manque d'entretien des équipements du pont 17
Figure I.16 Appareils d'appui très détériorés : (a) métallique et (b) en caoutchouc fretté.. 18
Figure I.17 Etanchéité et dalle en état très détérioré 19
Figure I.18 Pont à poutre-caisson renforcé par précontrainte longitudinale et transversale suite à l'élargissement de la dalle de couverture..... 21
Figure II.1 pourcentage des entreprises dans le projet 28
Figure II.2 Localisation géographique de projet 29
Figure II.3 Tracé en plan partie 1 29
Figure II.4 Tracé en plan partie 1 30
Figure II.5 Profile en long partie 1 30
Figure II.6 Profile en long partie 1 30
Figure II.7 Profil en travers 31
Figure II.8 Une photo dans le site 31
Figure II.9 carte géologique 32
Figure III.1 pont VIPP..... 29
Figure III.2 Pont mixte à Bipoutres..... 29
Figure III.3 Remblai en zone inondable..... 30
Figure III.4 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint. 31
Figure III.5 poutre et ses dimentions..... 32
Figure III.6 Les Composantes d'un pont mixte Bipoutre 34
Figure III.7 Variation des épaisseurs. 35
Figure III.8 Conception du remblai en zone inondable..... 36
Figure IV.1 les conditions dans la Classe II..... 44
Figure IV.2 caracteristiques du pont..... 46

Figure IV.3 systeme de charge Bc 48
Figure IV.4 systeme de charge Bt 49
Figure IV.5 système de charge Br 50
Figure IV.6 système de charge Mc120 51
Figure IV.7 système de charge D240 51
Figure V.1 modele de calcule .....
Figure V.2 Moment Max ELU 55
Figure V.3 effort tranchant max ELU 55
Figure V.4 Moment max ELS 56
Figure V.5 distributions des cables 59
Figure V.6 disposition géométrique des câbles 62
Figure V.7 les positions des cables differentes x 64
Figure V.8 diagramme des contraintes 70
Figure V.9 ferraillage des poutres 70
Figure V.10 la flèche avant coulage de la dalle 71
Figure V.11 la fleche apres le coulage de la dalle 71
Figure V.12 disposition des vérins 72
Figure V.13 modele de calcule 73
Figure V.14 Moment à L'ELS 73
Figure V.15 Moment à L'ELU 73
Figure V.16 effort tranchant à l'ELU 74
Figure V.17 ferraillage de l'entretoise 75
Figure V.18 Moment à ELS 76
Figure V.19 Moment à l'ELU 76
Figure VII.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui. 78
Figure VII.2 spectre de réponse (composante horizontale) 85
Figure VII.3 Photo réelle d'un joint de chaussée. 91
Figure VII.4 Souffle 93
Figure VIII.1 Dimensions des piles les plus hautes 97
Figure VIII.2 les pieux 97
Figure VIII.3 la semelle 98
Figure VIII.4 ferraillage de pieux. 102
Figure VIII.5 diagramme des moments de chevêtre à L'ELS 103
Figure VIII.6 diagrame de l'effort tranchant de chevêtre à L'ELS 103
Figure VIII.7 la zone de torsion 104
Figure VIII.8 ferraillage du chevêtre 106
Figure VIII.9 ferraillage des futs 109
Figure VIII.10 condition de bielle 110
Figure VIII.11 ferraillage de la semelle 111

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1 Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.34
Tableau III.2 Les dimensions de la poutre 35
Tableau IV.1 Caractéristiques des câbles précontraintes 42
Tableau IV.2 Les Coeficients de calcules 43
Tableau IV.3 Contrainte limite de traction des aciers 44
Tableau IV.4 : Estimation du poids dû aux CCP..... 45
Tableau IV.5 Poids du tablier poutres 45
Tableau IV.6calcule des Poids propre total du tablier..... 46
Tableau IV.7 a1 47
Tableau IV.8 résumé de Al..... 47
Tableau IV.9 les valeurs de bc 48
Table IV.10 résume de Bc 48
Tableau IV.11 résument les valeurs de coefficient de majoration dynamique :..... 52
Tableau IV.12 la force horizontale par Al..... 53
Tableau V.1 les caracteristiques dans la mi-poutre 57
Tableau V.2 geometrie des cables 60
Tableau V.3 la geometrie des cables 62
Tableau V.4 calcule des pertes de frottement..... 62
Tableau V.5 calcule des pertes par recule d'ancrage 63
Tableau V.6 les pertes totales et differes..... 64
Tableau V.7 Caractéristiques des sections : 65
Tableau V.8 vérification de la précontrainte 65
Tableau V.9 calcule des pertes et verification..... 66
Tableau V.10 les resultats de calcules..... 74
Tableau V.11 les resultats de calcules..... 77
Tableau VII.1 calcule de Ka-app..... 81
Tableau VII.2 calcule de Kappuis 82
Tableau VII.3 calcule de masse le pile et chevêtre..... 83
Tableau VII.4 calcule des forces sur les appuis..... 86
Tableau VII.5 calcule de Kpile..... 87
Tableau VII.6 calcule de K appui..... 88
Tableau VII.7 combinaisons des efforts..... 90
Tableau VIII.1 Implantation et hauteurs des piles..... 94
Tableau VIII.2 Vérification du flambement des piles. 96
Tableau VIII.3 Les efforts sur les pieux..... 98
Tableau VIII.4 Les efforts dus au chargement sur les pieux..... 98
Tableau VIII.5 Combinaison à l'ELS :..... 99
Tableau VIII.6 Combinaison à l'ELU 100
Tableau VIII.7 tableau de Warner..... 101
Tableau VIII.8 caractéristiques de chevêtre 102
Tableau VIII.9 caractéristiques des Futs 106
Tableau VIII.10 Les efforts sur les Futs..... 106

Tableau VIII.11 les efforts externes sur les futs 107
Tableau VIII.12 Combinaison à l'ELS 107
Tableau VIII.13 Combinaison à l'ELU 108

LISTE DES ABREVIATIONS

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
CPA : Ciment Portland Artificiel.
CQC : Combinaison Quadratique Complète.
DA : Dinar Algérien.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
$\mathbf{E_p}$: Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
$\mathbf{E_s}$: Module d'Elasticité de l'acier.
f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.
f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
PGA : (Pic Ground Acceleration) Accélération maximale du sol.
PGV : (Pic Ground Velocity) Vitesse maximale du sol.
PK : Point Kilométrique.
PP73 : Piles et Palées 1973.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RN : Route Nationale.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VC : Voussoir à la Clef.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par posttension.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_s : Contrainte limite de l'acier.
σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
ΔT : Variation uniforme de la température
$\Delta\theta$: Gradient thermique.
ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
12T15 : 12 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils

I. Introduction générale

Le Pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points. En général, un pont soutient une voie de circulation. Il peut également supporter des canaux ou conduites d'eau : il s'agit alors d'un aqueduc. Un viaduc est un ouvrage routier ou ferroviaire de grande longueur, constitué de travées et permettant le franchissement à grand hauteur d'une brèche.

Et pour cela et avec toute cette variation des types d'ouvrages, la conception de ces derniers reste la phase la plus importante pour un ingénieur.

Par conséquent il est nécessaire d'effectuer des reconnaissances sur le site d'implantation de l'ouvrage et connaitre les caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que le recueil des données naturelles (la topographie, l'hydrologie, la géotechnique, les actions naturelles susceptibles de solliciter le pont, etc.).

La conception d'un ouvrage est entièrement conditionnée par un certain nombre de données. Ces derniers sont de deux types :

- **Les données naturelles :** qui concernent le sol, les rivières à franchir, leur hydrologie, autrement dit l'ensemble des éléments de son environnement.

- **Les données fonctionnelles de l'ouvrage** : fixées par le maître de l'ouvrage, éventuellement après négociations avec d'autres décideurs et qui concernent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

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

Dans ce projet de fin d'étude, notre travail consiste à réaliser l'étude d'un viaduc qui fait partie de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Batna à l'autoroute Est-Ouest.

Nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un viaduc en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour ensuite effectuer le dimensionnent et l'étudier d'une manière détaillée

CHAPITRE I RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES PATHOLOGIES DES PONTS

I.1 Introduction

Durant leur vie, les ponts sont sollicités par des actions de différents types (permanentes, dynamiques, accidentelles, naturelles, …) ce qui détériore leur qualité structurale initiale. D'autre part, l'environnement où l'ouvrage est implanté influence fortement l'état des matériaux constituant ce dernier. En effet, les sols ou les eaux contenant des agents agressifs tels que les chlorures et les sulfates ainsi que le gaz CO2 contenu dans l'atmosphère, sont à l'origine des pathologies du béton et des aciers.

I.2 Actions sollicitant les ponts

Le poids propre est rarement une cause directe d'apparition de désordres, bien que l'examen de notes de calculs révèle parfois de graves erreurs ou imprécisions (masse volumique sous-estimée, erreurs de métrés, « oublis » du poids des terres, du poids de certaines pièces, sous-estimation du poids des équipements et des ouvrages des concessionnaires). D'autre part, pendant la vie de l'ouvrage, le poids de certains équipements peut évoluer de façon significative, comme, par exemple, celui du ballast interposé entre la voie et le tablier d'un pont ferroviaire ou bien les couches de roulement d'un pont-route renouvelées sans un rabotage préalable. Mais ce sont, surtout, les actions variables (dues au trafic et actions naturelles) ou accidentelles qui sont en partie responsables de la dégradation des ouvrages.

I.2.1 Actions dues au trafic

Le trafic sur les ponts est l'une des causes majeures de leur vieillissement, tant par ses effets extrêmes que par ses effets répétitifs (fatigue).

- Le trafic routier sollicite dynamiquement les ponts. L'amplification de ses effets statiques, liée à de nombreux paramètres, peut être élevée, notamment au voisinage des discontinuités de la surface de roulement, comme les joints de dilatation, ou` l'on observe souvent une fissuration des dalles de couverture en béton armé plus dense que dans les autres parties.
- Les actions exercées par les piétons sur les passerelles peuvent entraîner l'apparition de phénomènes vibratoires rendant celles-ci inconfortables pour les usagers et, dans certains cas, préjudiciables pour les structures.

I.2.2 Actions climatiques

Les principales actions climatiques affectant les ponts sont la température et le vent. La neige ne concerne que des ouvrages couverts en site montagneux.

- Les effets de la température dans les ponts se manifestent de nombreuses façons, en modifiant la vitesse de certaines réactions chimiques, ou bien les propriétés des matériaux, ou encore le comportement structural
- L'action de la température sur les matériaux est généralement bien connue. Lorsque la température est élevée, elle est, par exemple, une des causes de la fissuration du béton en cours de durcissement du fait de son séchage naturel (fissuration due au retrait de dessiccation). A` l'opposé, un bétonnage par temps froid, sans précautions particulières, engendre un risque de gel de l'eau du béton qui le détériore par expansion.

Ce risque de gel doit être distingué des dégradations que peuvent produire, sur le béton durci, les cycles de gel et dégel. Enfin, la forte augmentation de la vitesse d'hydratation du ciment crée des écarts de température entre le cœur des pièces coulées et leur surface, et/ou entre les parties minces et épaisses d'une même pièce, ce qui provoque des déformations gênées entraînant des risques de fissuration. Ce dernier phénomène est dénommé « retrait thermique ».

I.3 Charges dues aux actions accidentelles

Les actions accidentelles agissant sur la structure d'un pont peuvent être de différentes natures: aléas naturels tels que le séisme et les glissements, pression hydrodynamique de l'eau sur les piles des ponts franchissant les rivières et chocs des véhicules ou des bateaux

I.3.1 L'eau

L'action mécanique de l'eau sur les ponts recouvre les phénomènes d'affouillement et d'abrasion qui se produisent sur le périmètre et contre les parois des appuis intermédiaires des ponts (piles) franchissant des rivières ou des oueds. En effet, pendant les fortes crues les cours d'eau charrient des sédiments qui peuvent avoir un effet abrasif sur les piles et leurs fondations. Les crues provoquent également l'affouillement du sol autour des appuis, d'où la nécessité de les protéger par l'ancrage de rideaux (palplanche par exemple).



Figure I.1 Désordre à la base des piles du pont sur Oued Allala (Ténès-Algérie) sous l'effet de l'abrasion

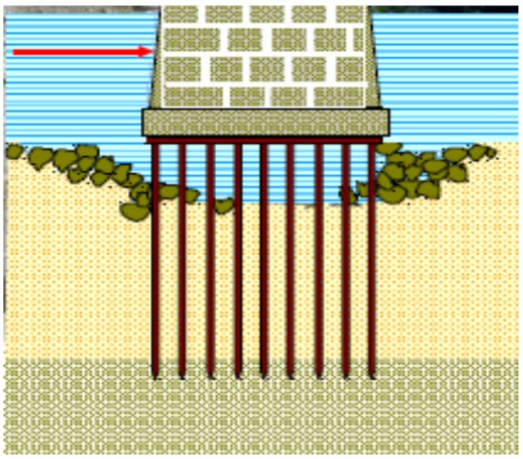


Figure 0.2 Schéma illustrant le phénomène d'affouillement du sol autour d'une fondation

I.3.2 Le séisme

Dans les zones sismiques, le séisme induit dans les diverses parties d'un pont des efforts dont l'intensité est d'autant plus élevée que les parties en question sont lourdes et rigides. Les efforts induits dans la structure sont donc essentiellement liés aux forces inertielles horizontales qui résultent de la mise en mouvement des masses .La raison pour laquelle les structures lourdes sont à déconseiller dans ces zones.

Les piles conçues sous formes de raidisseurs, se comportent comme des voiles, souvent élancés, et connaissent par conséquent les mêmes modes de rupture. Il s'agit soit d'une rupture par flexion, par flexion - effort tranchant ou d'une rupture par cisaillement. La composante du séisme verticale, si elle est importante, peut également causer des dommages importants, tel que le poinçonnement du tablier.

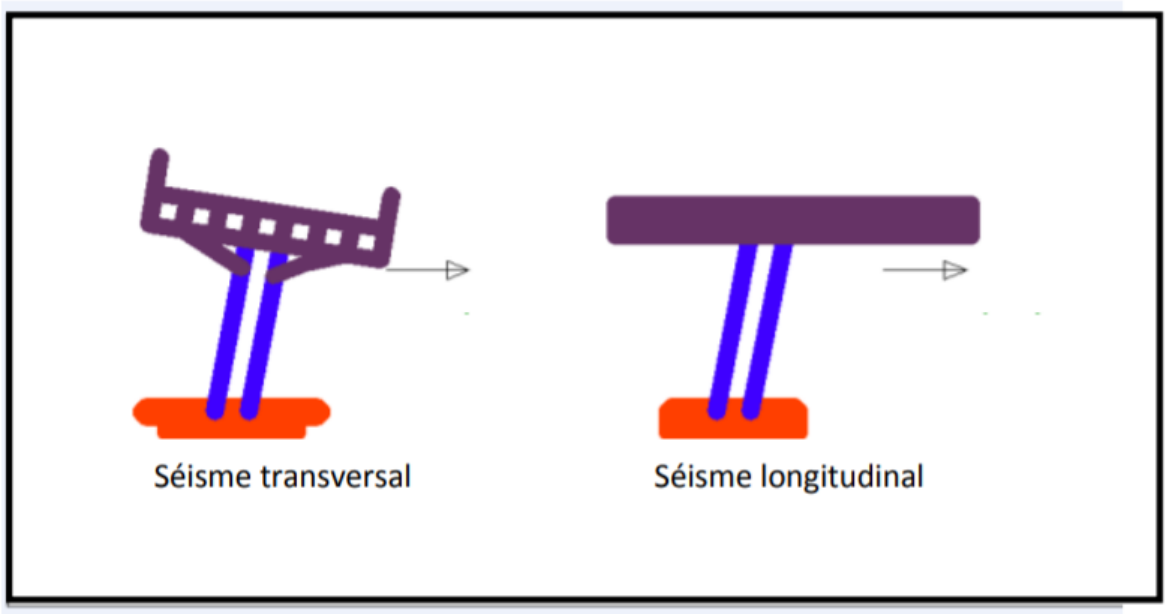


Figure I.3 Sollicitations sismiques agissant sur un pont



Figure I.4 Poinçonnement du tablier sous l'effet de la composante verticale du séisme
séisme de Loma Prieta (USA 1989)

D'après le retour d'expérience des séismes passés, les dégâts les plus fréquents pouvant être subis par un pont durant un événement sismique peuvent être résumés dans ce qui suit :

- échappement des appuis d'où la chute du tablier,

- cisaillement des piles par effort tranchant,

- rupture simultanée de toutes les piles par flexion et cisaillement,

- basculement de la fondation s'une piles (pathologies souvent due à une défaillance dans le sol support : liquéfaction par exemple),

- rupture des piles par flambement des armatures longitudinales, en zone de recouvrement (le recouvrement à proscrire en zones potentielles de rotules plastiques),

- endommagement des zones nodales.

I.3.3 Les chocs

Selon le lieu d'implantation du pont, ce dernier peut être soumis aux chocs qui sont la conséquence de la collision d'un navire, d'un bateau (Fig. 1.9a) ou d'un véhicule (Fig.1.19b) contre les piles du pont. Par ailleurs, les chocs sur le tablier par non-respect de gabarit sont très fréquents. Les conséquences de ces chocs peuvent être catastrophiques ; des cas désastreux se sont produits à travers le monde : perte de vies humaines, importants dégâts affectant les ouvrages, conséquences économiques et sociales résultant de l'indisponibilité de la voie…..



Figure I.5 Grave conséquence de collision contre la pile d'un pont: (a) d'un bateau7 et (b) d'un véhicule

I.4 Pathologies du béton

Le béton est certes un corps inerte, mais il n'en évolue pas moins dans le temps, c'est un composé vivant subissant des **changements** constants : dilatations, fissures, maladies, ruptures, etc. Le béton ne peut donc être simplement abandonné après avoir été coulé, il va falloir

en **prendre soin** et faire attention à ce qu'il ne tombe pas malade, auquel cas il faudra envisager des cures pour le soigner.



Figure I.6 Béton abimé

Nous présentons ci-dessous une liste, non exhaustive, des **pathologies habituelles** du béton armé ainsi que les traitements éventuels pour les soigner.

I.4.1 Lessivage

Phénomène caractéristique

Le ruissellement de l'eau douce sur le béton dissout le ciment, mettant petit à petit les aciers et granulats à nu.

Risques

Pertes importantes de résistance du béton. Corrosion des aciers et éclatement du béton.

Traitements

Préventif : éviter le ruissellement sur les murs de vos constructions, pensez aux bandeaux à chaque étage. Curatif : effectuer une reprise de bétonnage sur la surface lessivée.



Figure I.7 Lessivage:

I.4.2 Alcali-réaction

Phénomène caractéristique

La silice de certains granulats réagit avec le ciment (composé alcalin) formant un gel qui gonfle le béton et le fait éclater.

Risques

Apparitions de réseaux de fissures profondes qui entrainent des désordres structurels dans les années qui suivent.

Traitements

Les granulats potentiellement réactifs sont signalés par les abréviations PR et PRP. Prenez des granulats NR (non réactifs)pour éviter les problèmes.



Figure I.8 Alcali-réaction

I.4.3 Retrait

Phénomène caractéristique

Pour différentes raisons (principalement chimiques), le béton va réduire de volume lors de son séchage.

Risques

Cette réduction de volume va alors craqueler la surface du béton surtout si elle est empêchée par frottement.

Traitements

Boucher les fissures qui apparaissent est le seul traitement réellement efficace.



Figure I.9 Retrait

I.4.4 Carbonatation

Phénomène caractéristique

La portlantdite du ciment réagit petit à petit avec le CO2 de l'air. Cette réaction réduit donc le pH du béton de 13 à 9. Lorsque le front de carbonatation atteint les armatures, elles corrodent les armatures qui gonflent et éclatent le béton

Risques

De gros désordres structurels se présentent. Les aciers perdent beaucoup en résistance et le béton risque de rompre.

Traitements

Il faudra penser à utiliser des bétons peu poreux et composé de ciment avec un minimum de portlandite pour réduire la réaction avec le CO2. Attention ce sont les zones couvertes et cachées de la pluie qui seront les plus touchées, car la carbonatation est maximale à 60 % d'humidité. En cas de forte probabilité d'apparition de la maladie, il est possible de brumiser régulièrement votre béton.



Figure I.10 Carbonatation

I.4.5 Réaction Sulfatique Interne (RSI)

Phénomène caractéristique

En cas de fortes températures (65 °C et plus) au cœur du béton au jeune âge, le béton refroidit lentement et la formation d'ettringite (minéral composé de soufre, calcium et d'aluminium qui permet de réguler la prise du ciment) est alors retardée. En contact avec des sulfates (venant de l'eau de mer, du sol ou d'engrais), de l'ettringite expansive se forme alors entrainant un faïençage profond du béton.

Risques

Semblables aux risques de l'alcali-réaction

Traitements

Prendre garde à la classe d'exposition aux sulfates et s'ils sont très importants se tourner alors vers un béton moins alcalin. Ne coulez pas votre béton par des températures trop élevées, en plein été. Utiliser des bétons ayant une faible réaction exothermique. Pour des ouvrages conséquents, il est possible de prévoir des coffrages avec liquide de refroidissement.



Figure I.11 Réaction Sulfatique Interne (RSI):

I.4.6 Gel/Dégel

Phénomène caractéristique

Les cycles gel/dégel fragilisent le béton. L'eau pénètre dans le réseau de fissures et de pores du béton. Lors du gel, cette eau gonfle et va alors éclater localement le béton. Les sels de déverglaçage ont alors un chemin pour corroder les aciers.

Risques

Fissuration interne par gonflement du béton à cœur. Écaillage du béton à sa surface sous l'effet des sels de déverglaçage.

Traitements

Utiliser des granulats non gélifs, des entraîneurs d'air pour obtenir des bulles faisant effet de vases d'expansion. Ne pas mettre trop d'eau dans le béton.



Figure I.12 Gel/Dégel

I.5 Pathologies des ponts

Comme toute structure de génie civil, les ponts perdent avec le temps la qualité originelle de leurs matériaux ainsi qu'une partie de la résistance de leurs structures. Ceci est dit même si, aux stades de l'étude et du chantier, ils ont été très bien conçus et réalisés. Cette perte des performances initiales peut être attribuée au vieillissement, à la modification des conditions d'exploitation, et à l'exposition continuelle aux intempéries et aux charges dynamiques dues au trafic des véhicules lourds (pour les ponts routiers) et des trains (pour les ponts ferroviaires). Des actions accidentelles, tel que le séisme, peuvent également être à l'origine de désordres importants.

Par ailleurs, certains désordres sont le résultat direct d'une dégradation des équipements en raison du manque d'entretien. D'autres sont engendrés par des mouvements du sol support (basculement d'une la fondation, tassement des remblais techniques derrières les culées,…). Les pathologies des ponts ne sont pas identiques pour tous les types de ponts et dépendent des matériaux de construction ; certaines sont communes aux ponts en béton armé et en béton précontraint, d'autres sont spécifiques aux ponts métalliques ou aux ponts en maçonnerie.

I.5.1 Pathologies des ponts en béton armé

Dans les ponts en béton armé ou précontraint, l'enrobage du béton constitue une barrière contre tous types d'agression externe. Malgré cela, l'épreuve du temps, le manque d'entretien et l'effet des actions agissant sur un pont altère les matériaux et peuvent même diminuer la capacité portante de la structure.

Pathologies des ponts courants en béton armé Si on traite du cas des ponts courants34 en béton armé, et lorsqu'ils sont conçus en respectant les règles de l'art, ces derniers ne connaissent pas de pathologies spécifiques, sauf problème particulier de fondation. Il est cependant utile d'insister sur les points suivants afin d'éviter l'apparition de désordres :

- Le ferraillage des angles aigus dans les ponts dalles biais doit être prévu avec la densité et l'orientation appropriées, le cas échéant des fissures apparaissent au niveau de ces angles,

- Les actions thermiques dans les ponts dalles de grande largeur provoquent une flexion transversale pouvant entrainer une fissuration longitudinale de l'intrados. Toutefois, si ces fissures sont correctement pontées, la durabilité de l'ouvrage n'est pas mise en cause,

- Si leur ferraillage longitudinal n'est pas suffisamment dense, les encorbellements latéraux larges35 des ponts dalles ou des ponts poutres sous chaussées continus , peuvent être le siège de fissurations dans les zones voisines des appuis intermédiaires ;

- La traverse et les pieds droits des ponts cadres et portiques peuvent se fissurer à cause du retrait différentiel entre des bétons coulés à des époques différentes ou d'éventuels tassements différentiels si le ferraillage n'a pas la densité appropriée.



Figure I.13 Section transversale type d'un pont courant en béton armé

I.5.2 Pathologies issues de défauts de conception

La conception d'un pont est une tâche très délicate nécessitant l'intervention d'un ingénieur spécialisé. Il s'agit, de considérer tous les critères du projet et tous les éléments ayant trait à la bonne tenue de l'ouvrage durant sa période de vie. En cas de séisme, ces erreurs peuvent engendrer des conséquences catastrophiques, car la négligence ou la mauvaise prise en compte du phénomène séismique dans le calcul des charges peut donner lieu à des pathologies graves. Il est donc clair que la négligence, ou bien l'oubli d'une charge ou d'une action durant la phase de conception du projet, peut affecter la résistance de la structure et engendrer de lourdes

conséquences. Ces erreurs de conception peuvent conduire à deux types d'insuffisance de la résistance celle à la flexion et/ou celle à l'effort tranchant.

Conséquences sur la résistance à la flexion

L'insuffisance de résistance à la flexion fut, durant le début de l'aire de réalisation des ponts en béton armé puis précontraint, la cause principale des désordres plus ou moins graves. Les causes les plus courantes de cette insuffisance étaient la non considération ou l'oubli des actions thermiques dans les calculs des charges. Les effets des déformations différées gênées dans les ouvrages construits par phases (redistribution des efforts par fluage), encore méconnus dans le passé , et une évaluation optimiste de l'effort de précontrainte ou des effets de dénivellation d'appuis.

. Conséquences sur la résistance à l'effort tranchant

Les erreurs de conception entrainant des défauts de résistance en flexion engendrent également des défauts de résistance à l'effort tranchant. Cette insuffisance se traduit par une allure particulière de la fissuration dans les ouvrages victimes de ces erreurs (Fig. 3.18). L'origine de ces erreurs est due à une évaluation erronée des contraintes tangentes, conduisant à une épaisseur insuffisante des âmes des poutres, ou des réductions d'effort tranchant par la précontrainte. Cependant, il faut garder à l'esprit qu'une fissure n'est pas toujours un signe pathologique, même dans le cas d'un béton précontraint. Les contraintes de traction dans le béton sont à l'origine de fissures de faible épaisseur, ne présentant aucun préjudice pour la résistance de l'ouvrage

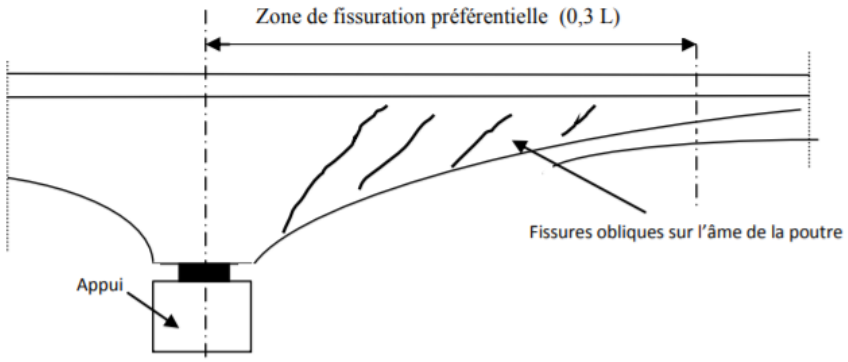


Figure I.14 Zone d'apparition des fissures dues à l'insuffisance de résistance à l'effort tranchant

Les défauts de conception peuvent être à l'origine de d'autres types de désordres dans les ponts. Ces désordres se traduisent le plus souvent par:

- éclatement du béton dans les nœuds très sollicités, en raison d'un manque en Des armatures transversales,

- importante fissuration à défaut d'absence ou d'insuffisance d'armatures de peau,

- éclatements du béton par poussées au vide des barres tendues ou comprimées,

- aspect dégradé de l'ouvrage ou de certains éléments affectant la durabilité de l'ouvrage, dû à la corrosion totale des armatures en raison d'un enrobage insuffisant.

I.6 Pathologies des ponts en béton précontraint

Les ponts en béton précontraint sont construits de béton, d'armatures passives et d'armatures actives (précontraintes). Ils peuvent donc être concernés aussi bien par les différentes pathologies du béton que celles affectant les armatures passives et celles qui concernent les armatures de précontrainte.

I.6.1 Corrosion des armatures de précontrainte

La corrosion des armatures dans un ouvrage en béton résulte d'un processus complexe faisant intervenir à la fois des facteurs chimiques, physiques et mécaniques. Après son passage à l'état de rouille, l'acier connait un important gonflement. Cet état provoque l'éclatement de l'enrobage, qui est le béton de protection. A la même occasion, la section résistante des armatures diminue. On considère que les armatures actives (câbles de précontrainte) dans un ouvrage en béton précontraint sont protégées vis-à-vis de la corrosion électrochimique classique si l'enrobage des conduits est supérieur ou égal à 5 cm, l'ouverture des fissures en surface est inférieure à 0,2 mm et si les conduits des câbles de précontraintes sont soigneusement injectés. Mais les câbles de précontraintes peuvent être affectés par d'autres formes de corrosion dont, la corrosion sous tension et la fragilisation.

Remarque: Le taux de corrosion le plus élevé est observé dans les couches superficielles des pièces en béton soumises à des alternances régulières de sécheresse et d'humidité.

Dans le cas des voussoirs sur piles des ponts en béton précontraint construits en encorbellement, un certain nombre de désordres résulte de plusieurs maladresses de conception portant sur l'emplacement des appareils d'appui, la géométrie de l'entretoise et le fonctionnement mécanique du voussoir et la répartition de son ferraillage. On observe généralement, des fissures au niveau du gousset en bas du voussoir dues à la poussée au vide, des fissures dues à l'insuffisance de résistance à la flexion sur la traverse inférieure du voussoir ou sur l'âme de ce dernier (Fig.3.19). Lorsque les fissures sont dues à une insuffisance de résistance à l'effort tranchant, ces fissures se placent d'ordinaire auprès des appuis et prennent une orientation oblique.

Notons que les erreurs d'évaluation de l'effort de précontrainte pouvaient, par le passé, se traduire par de nombreuses formes de désordres et nombreux sont les ponts qui ont été conçus avec des codes entachés d'erreurs de calcul, tels que celles de l'évaluation des moments hyperstatiques de précontrainte. Un certain nombre d'insuffisances de résistance vis-à-vis de la

flexion furent aussi dues à des tracés de câbles maladroits, conduisant souvent, dans certaines sections, à de fortes discontinuités de l'effort de précontrainte.

I.6.2 Les défauts de réalisation

La dernière phase du projet de construction d'un pont étant sa réalisation sur chantier, il est primordial d'accorder à cette tâche la plus grande importance car, même si l'ouvrage a été parfaitement conçu, des erreurs commises lors de la réalisation lui seraient désastreuses. On rencontre souvent sur chantier, des cas de dossiers d'étude (plans d'exécution) incomplets ou négligeant certaines parties de l'ouvrage tels que les dés d'appuis ou les plots parasismiques. Cette insuffisance des documents d'exécution conduit l'ingénieur de chantier ou le conducteur des travaux à improviser des solutions sans études détaillées préalables. Cependant, ces improvisations ne sont pas toujours bien fondées et leurs conséquences peuvent être graves. Des erreurs d'exécution sont également dues à des défaillances dans l'organisation ou le contrôle de la qualité des matériaux de construction ainsi que celle de la réalisation, ou encore au non-respect des règles de l'art. A titre d'exemple, les défauts de mise en œuvre des appareils d'appui du pont associés à des défauts d'assise (mauvaise exécution des bossages, mauvaise pose, absence de contrôle et de réglage en fin de construction) sont à l'origine de nombreux désordres affectant ces équipements. Ces défauts se traduisent généralement par des dépassements de la capacité de rotation et ou de distorsion des appareils d'appui.

I.7 Pathologies affectant les équipements des ponts

Les équipements d'un pont tels que les joints de chaussée ou de dilatation, les appareils d'appui et les éléments de protection (garde du corps) aident à procurer la sécurité requise pour que le pont assure un niveau de service acceptable. Mais si la garantie de fonctionnement de certains équipements porte sur plusieurs années, ces derniers vieillissent, s'usent ou se détériorent, et il faut les réparer, voire les remplacer périodiquement. Une attention particulière doit être portée aux désordres affectant les appareils d'appui et les joints de dilatation, car ils peuvent induire des dysfonctionnements de la structure . Il est à souligner que l'absence ou le manque d'entretien de certains équipements, telles que les gargouilles d'évacuation des eaux, peut être à l'origine de graves dommages affectant aussi bien les matériaux que la structure. La présence de traces de calcite ou d'efflorescences sur l'intrados du tablier indique souvent que les eaux pluviales pénètrent à travers les joints de chaussée et non à travers les gargouilles d'évacuation des eaux en raison de l'obstruction de ces dernières ou encore à cause d'une étanchéité en état dégradé.

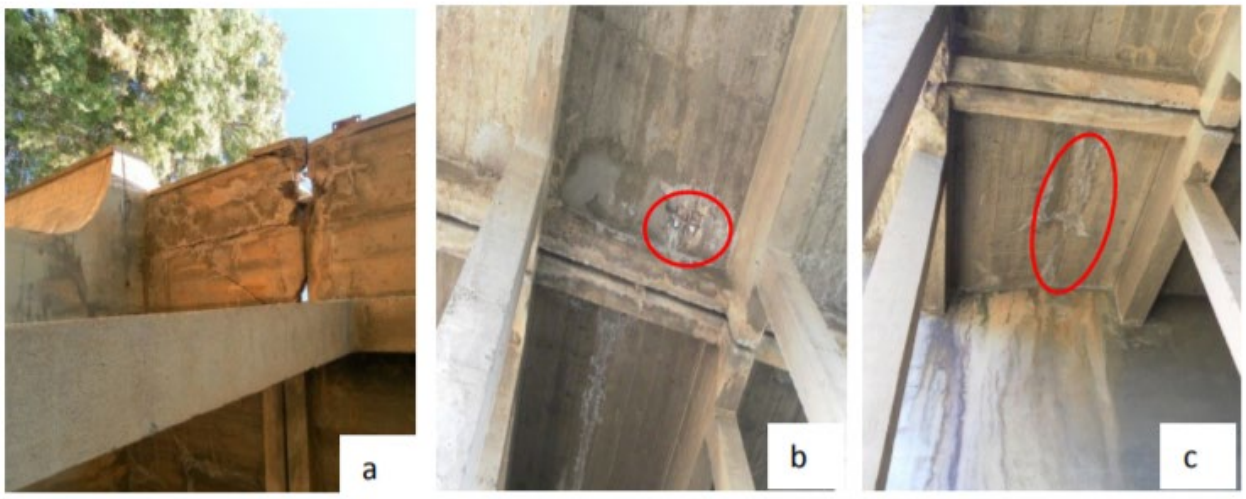


Figure I.15 Désordres engendrés par le manque d'entretien des équipements du pont

I.7.1 Désordres affectant les appareils d'appui

En raison de leur emplacement, les appareils d'appui sont très souvent non ou mal entretenus. Cet entretien est spécialement requis dans le cas des appareils d'appui métalliques (Fig. 3.21a). Notons que le manque d'entretien peut entrainer des dysfonctionnements structuraux dont l'importance est souvent en relation directe avec la complexité du dispositif concernés. Les désordres les plus courants des appareils d'appui résultent souvent d'un mauvais choix, liés à une mauvaise connaissance des produits et de leurs performances de la part de l'ingénieur concepteur, voire aussi d'erreurs de conception (par exemple, appareils d'appui de raideurs différentes ou dispositifs unidirectionnels disposés sur une même ligne d'appui). Mais, il peut arriver que certains désordres soient dus à des défauts de fabrication (rupture fragile d'une lentille d'un appareil d'appui sphérique, décollement de plaques de glissement en acier inoxydable, etc).

D'autres facteurs de dysfonctionnement structuraux peuvent être à l'origine d'un désordre dans les appareils d'appui ; par exemple le mouvement d'une culée (tassements différentiels) modifiant la répartition des charges et des déplacements entre les différentes lignes d'appui. En tout état de cause et comme tout autre équipement, ces appareils vieillissent avec le temps et doivent être remplacés une fois leur durée de vie écoulée.

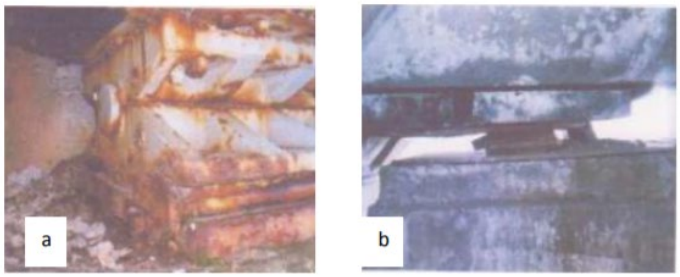


Figure I.16 Appareils d'appui très détériorés : (a) métallique et (b) en caoutchouc fretté

I.7.2 Désordres affectant les joints de chaussée

Les joints de chaussée, également désignés par joint de dilatation, subissent des sollicitations dynamiques répétées engendrant leur détérioration ainsi que celle de leur support car, malgré toute les précautions prises, le calage d'un joint par rapport au niveau de la chaussée adjacente n'est jamais parfait. En effet, quelques millimètres de dénivellation suffisent pour que l'action du trafic soit fortement amplifiée par l'effet dynamique. La figure 3.22 montre un exemple d'un joint de chaussée détérioré sous l'effet des efforts de freinage des véhicules. Les désordres les plus fréquents dus à l'action dynamique du trafic routier sont les suivants:

- Rupture de soudures d'éléments métalliques,

- Rupture d'éléments métalliques par insuffisance de résistance,

- Rupture ou arrachement de parties de joints sous l'effet des efforts de freinage,

- Désorganisation d'ancrage.

I.7.3 Désordres affectant l'étanchéité

Lorsque l'étanchéité de la dalle ou de l'hourdis d'un pont est atteinte d'un désordre affectant la chape (Fig. 3.23), les agents agressifs dont, principalement l'eau et les sels antiverglas, accèdent à l'intérieur de la dalle ce qui entraine progressivement la corrosion des armatures de cette dernière. Avec le temps, cette corrosion se traduit par des désordres structuraux telle une insuffisance de capacité portante de la dalle.



Figure I.17 Etanchéité et dalle en état très détérioré

I.7.4 Pathologies affectant les fondations de ponts

Les pathologies affectant les fondations de ponts ne sont pas toujours visibles lors d'une visite ordinaire de l'ouvrage, en raison de leur immersion dans le sol ou dans l'eau. Cependant, ces pathologies sont souvent à l'origine de graves désordres affectant la structure, d'où il est nécessaire d'être attentif, lors d'une inspection de l'ouvrage à tout mouvement de la superstructure et de surveiller son évolution. Des inspections subaquatiques périodiques sont indispensables en complément des autres actions de surveillance des ouvrages présentant des cas pathologiques.

I.8 Causes des pathologies

Les pathologies affectant les fondations des ponts peuvent généralement avoir les causes qui suivent:

- une reconnaissance insuffisante du sol support,

- un défaut de conception de l'ouvrage (conditions de site non considérées, étude insuffisante ou incomplète, sous estimations des efforts) et/ou d'exécution des travaux,

- l'augmentation non prévue des charges,

- l'application d'un effort accidentel (séisme, choc,…),

- le vieillissement des matériaux constitutifs des fondations (dégradation accélérée due au mauvais choix des matériaux, ou provoquée par l'agressivité du milieu ambiant),

- le manque d'entretien,

-l'affouillement et/ou l'érosion du sol de fondation.

Ce dernier point reste la principale cause de la ruine des fondations des ponts, il sera traité dans les paragraphes qui suivent.

I.8.1 Affouillement des fondations

Les fondations des ponts situés en sites aquatiques sont vulnérables aux agressions de l'environnement hydraulique. Cette vulnérabilité est fonction de la nature du sol de fondation (ex : sol compressibles, granulaires sans cohésion, …) et celle de l'obstacle franchit (ex : débit d'écoulement,…). En effet, les fondations d'un ouvrage franchissant un cours d'eau risquent de subir des affouillements provocant leur ruine si l'ancrage de ces fondations dans le sol est insuffisant et si aucune protection adéquate (ex : rideau de palplanches, nappe d'enrochement naturel ou de gabions) de ces dernières n'est prévue.

D'autre part, l'abrasion des matériaux constituants les fondations suite aux chocs qu'elles subissent lors des fortes crues peut les détruire. Dans les fondations en maçonnerie, l'eau dissout les chaux des mortiers et les pierres calcaires et rend ces fondations sensibles aux abrasions.

I.9 Réparation et renforcement des ponts

Le projet de réparation et/ou de renforcement d'un pont, comporte une combinaison de plusieurs techniques, devant être mise en œuvre pour remédier aux désordres constatés et redonner à la structure sa performance initiale. Les techniques à utiliser sont fonction de l'importance des désordres relevés et du matériau constituant le pont (acier, béton armé, béton précontraint, maçonnerie).

I.9.1 Réparation et renforcement des ponts en béton armé

I.9.1.1 Techniques de réparation

Dans le cas des ponts en béton armé, les techniques de réparation et/ou de renforcement peuvent être rangées en cinq catégories qui sont le traitement de surface (ragréages et injection des fissures), la protection des matériaux (béton et armatures), la régénération des matériaux, l'ajout de forces (ou de déformations), et l'ajout de matière. Cependant, la réparation et/ou le renforcement des ponts en béton armé fait appel, le plus souvent, à la technique dite « ajout de matière » dont, les normes Européennes55NF EN 1504-9 et NF EN 1504-10traitent des méthodes de réparation et de renforcement.

I.9.1.2 Principes de réparation du béton

Les désordres affectant le béton peuvent se situer en surface ou en profondeur du matériau. Tel que nous l'avons vue en premier chapitre de ce polycopié, ces désordres sont dus à des phénomènes physiques (retraits, gel, érosion...) ou chimiques (eaux acides, sulfates…). Des désordres peuvent aussi affecter le béton, telles que les réactions de gonflement internes (RGI) que sont l'alcali-réaction et la réaction sulfatique interne. La réparation et/ou le renforcement du matériau béton se base donc sur le constat d'évaluation élaboré suite à une auscultation.

I.9.1.3 Techniques de renforcement des ponts en béton précontraint

Un pont en béton précontraint est très rarement précontraint dans les trois dimensions. Le plus souvent, il n'est précontraint que dans le sens longitudinal. Dans ce cas, certaines de ses parties fonctionnement en béton armé, comme le hourdis supérieur ou inférieur d'une poutre-caisson.

Les désordres du matériau béton et des armatures de béton armé relèvent des mêmes techniques de réparation que celles applicables aux ponts en béton armé (citées en § V.2). Il est à noter que la technique de reprise de bétonnage entre un ancien béton et un béton coulé en place est applicable à l'élargissement des ponts en béton précontraint. Dans ce cas, le renforcement est bien meilleur lorsque l'on met en œuvre, après réparation, une précontrainte additionnelle dans les deux directions : longitudinale et transversale (Figure 5.4). Cependant, la restauration de la passivité des armatures de précontrainte, par exemple par réinjection des conduits de précontrainte, est une opération complexe, délicate et onéreuse, qui ne doit être décidée qu'après une évaluation minutieuse de l'état de la structure et lorsque cette opération est nécessaire et physiquement possible. La raison pour laquelle, on fait rarement appel à la restauration de la passivité des armatures actives d'un pont en béton précontraint.

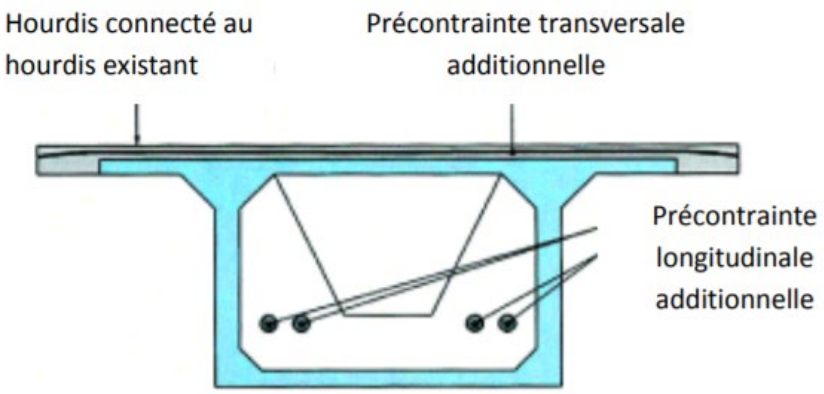


Figure I.18 Pont à poutre-caisson renforcé par précontrainte longitudinale et transversale suite à l'élargissement de la dalle de couverture

Pour ce qui est de l'ajout d'armatures passives, il est possible de renforcer les ouvrages en béton précontraint, en l'absence de fissures, par des tôles collées ou des composites collés dans le but d'augmenter la quantité d'aciers passifs dans les sections présentant une insuffisance de précontrainte. Mais cette conception ne peut pas être considérer comme une solution générale, car le fonctionnement local de ces renforcement n'est pas strictement identique à celui d'armatures passives enrobées. Les méthodes de renforcement ou de réparation sont donc principalement basées sur l'adjonction de forces, pouvant être obtenue par :

- précontrainte additionnelle extérieure,

- remplacement de la précontrainte existante,

- dénivellation d'appuis (vérinage).

I.10 CONCLUSION

Il y a différents types de pathologies susceptibles d'être rencontrées concernant les ouvrages d'art, telles que: les malfaçons, les problèmes dues au sol (tassements, rupture par cisaillement, etc…), les affouillements, la nature des matériaux, les erreurs de conception etc… leurs effets peuvent être dévastateurs et risquent de porter atteinte a la pérennité des ouvrages. Toutefois les désordres et les dégradations engendrés peuvent être souvent évités ou réparés c'est le diagnostic a été effectué à temps.

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1 Introduction

La croissance démographique et les activités commerciales importantes que connait le pays ont imposé l'élaboration par l'état d'un vaste programme d'investissement visant la modernisation des infrastructures existantes et la création de nouvelles pénétrantes.
C'est dans ce contexte que la wilaya de Batna a inscrit dans le cadre du plan d'aménagement et d'urbanisation de cette ville le projet de la pénétrante autoroutière dont le maitre de l'ouvrage est **l'ANA** (Agence National des Autoroutes).

La réalisation de ce projet a été confiée de gré a gré a 03 entreprises qui se sont constituées en un seul groupement. Le Groupement **SCK** : **SERO-EST Spa (Chef de fil), EGTR KADRI** et **SARL CHEBILI FRERES** .

L'ensemble des travaux a été divisé en deux (02) lots répartis entre différents soumissionnaires à savoir:

- **Lot route** confié à parts égales 50 % **EGTR KADRI** et 50% **SARL CHEBILI FRERES.**
- **Lot Ouvrage d'Art** confié à 100% à **SERO-EST Spa.**

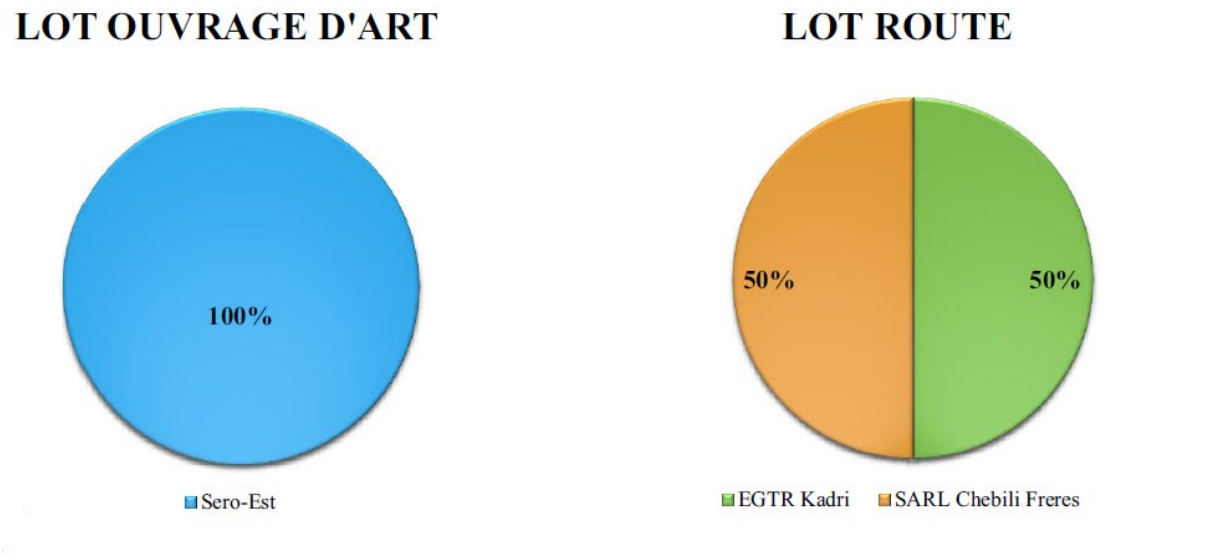


Figure 0.1 pourcentage des entreprises dans le projet

II.2 Présentation de l'ouvrage

Parmi les ouvrages d'art, le projet prévoit la réalisation d'un viaduc de 761 m sur Chott Guedain de 21 travées de 36.2m.

II.3 Localisation géographique

L'ouvrage est situé sur lot N01 entre PK 5 et PK15 au lieu dit LAZRO plus précisément entre PK 12+200 et PK14+600.

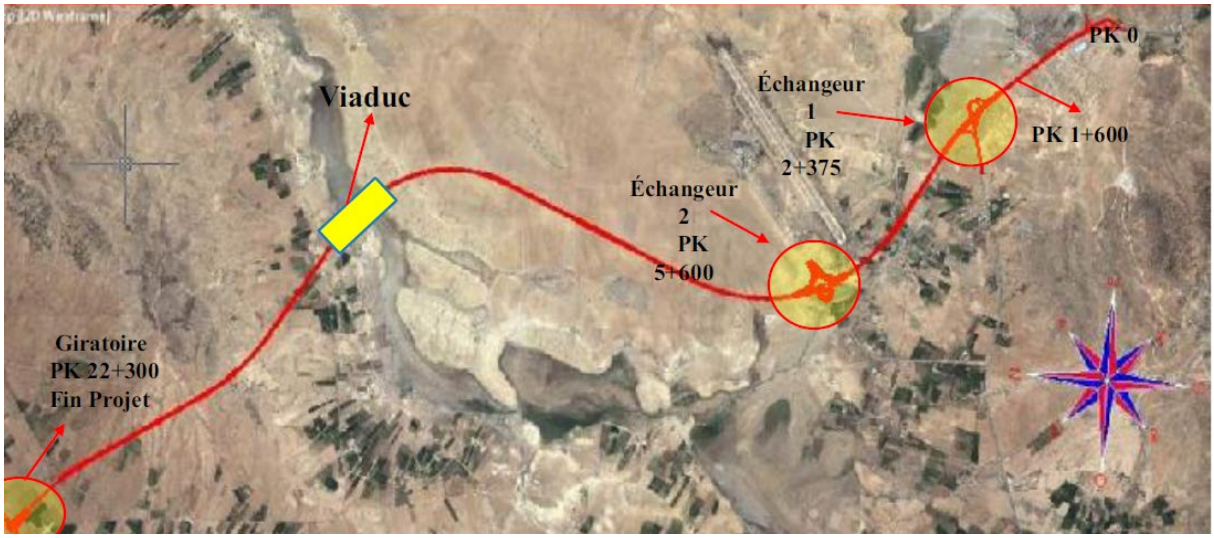


Figure II.2 Localisation géographique de projet

II.4 Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

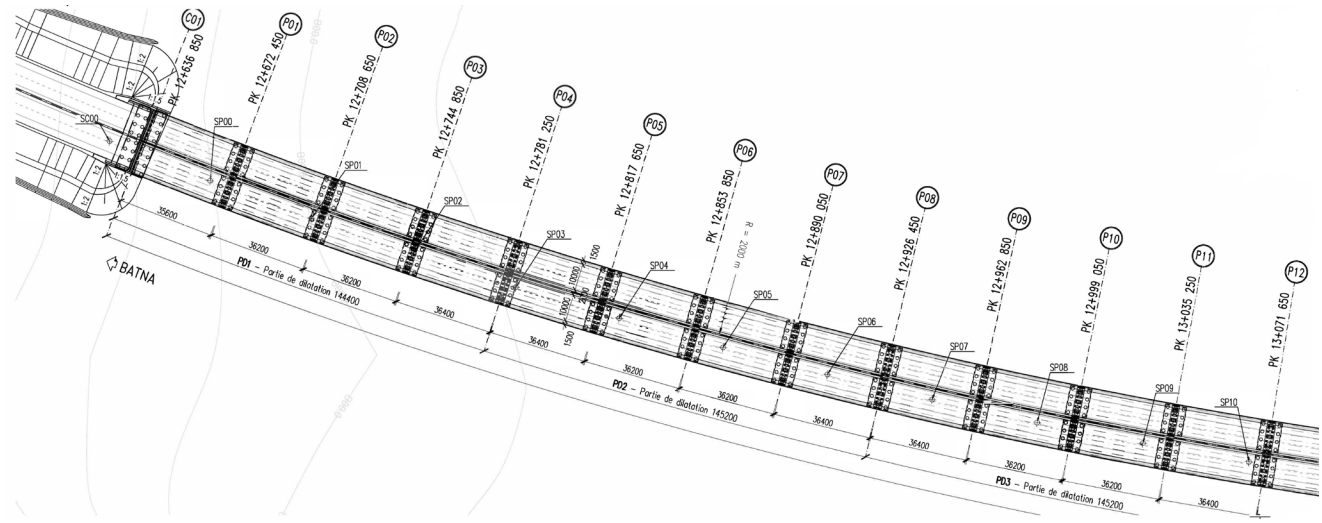


Figure II.3 Tracé en plan partie 1



Figure II.4 Tracé en plan partie 2

II.5 Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant, en élévation, le tracée en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement. Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 0.5%.

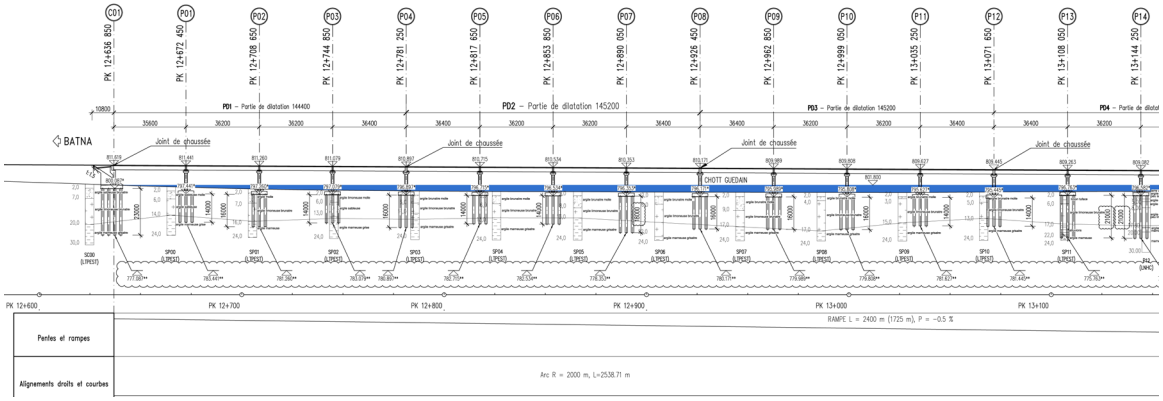


Figure II.5 Profile en long partie 1

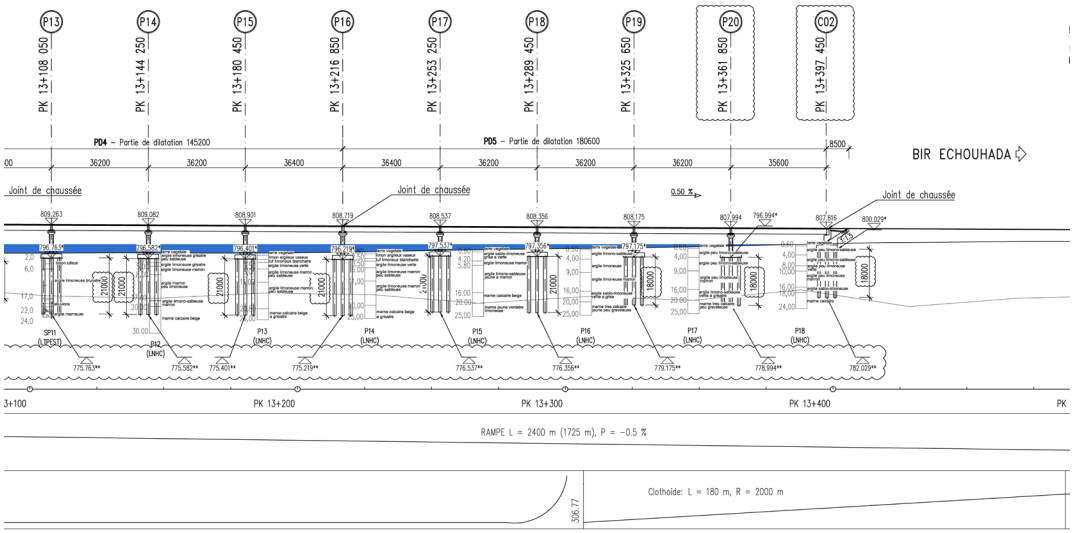


Figure II.6 Profile en long partie 2

II.6 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.
La largeur du tablier est de 11.95 m, comprend :

- Deux (2) voies de circulation de 3.5 m de largeur pour chacun.
- Une bande d'arrêt d'urgence de 2.5 m de largeur pour chacun.
- Deux (2) barrières de 0.75 m.
- Un trottoir de 1.25 m

Avec un dévers de 2.5%.

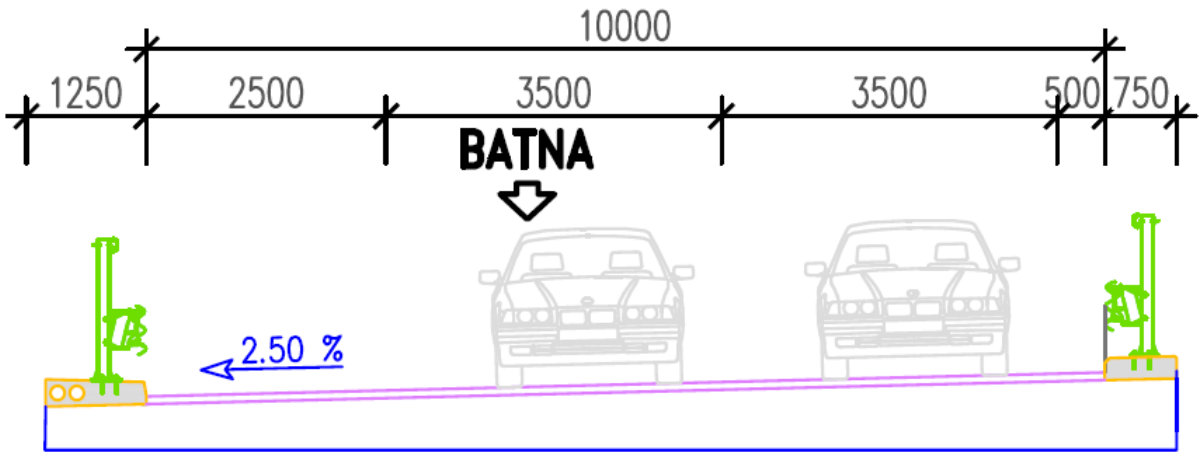


Figure II.7 Profil en travers

II.7 Topographie

L'assiette se développe sur une morphologie quasi régulière



Figure II.8 Photos du site

II.8 Aperçu géologique

D'après la carte géologique d'Algérie du nord feuille N 146 de AIN YAGOUT établie à l'échelle 1/50.000^{eme} , l'assiette s'inscrit principalement dans la formation géologique du Quaternaire et Mio Pliocène, comme décrit l'extrait ci-dessous.

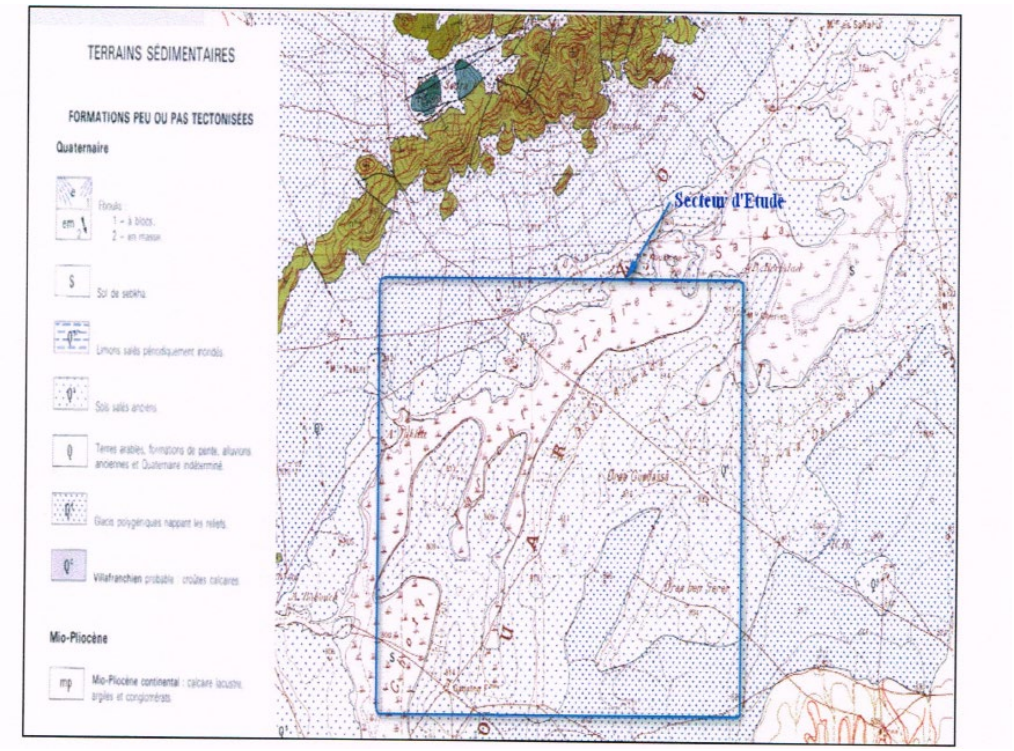


Figure 0.9 carte géologique

II.9 Sismicité régionale

Selon la version 2003 de RPA/ (Règlements Parasismiques Algériens) et l'étude « à court terme » du RPA 99 intitulée ADDENDA du RPA 99 (suite au tremblement de terre du 23 mai 2003), la Wilaya de Batna est classée dans la Zone I (Séismicité faible).

II.10 Données climatiques

a) La température

Les effets de la température sont bien évidement pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joins de chaussée et des appareilles d'appui (±10°C).

b) la neige

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction)

c) Le vent

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule 61, titre II, on prend une surcharge du vent répartie de 125Kg/m².

CHAPITRE III : CONCEPTION GÉNÉRALE

III.1 Introduction

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de I' l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère. L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur expérimenté et imaginatif, possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur pré dimensionnement et de leurs sujétions d'exécution, et capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solution aux fors économiques et originales lorsque se posent des problèmes de complexité inhabituelle. Le but de ce bref chapitre est de donner au lecteur une vue d'ensemble des différents éléments du programme matérialisant cette démarche.

III.2 Démarche de conception

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

Cette démarche de conception comprend, de façon générale, trois (03) étapes :

- Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage.
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques.
- L''étude de détail de la solution retenue.

III.2.1 Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage

La collection des données présente une importance très importante, car va intervenir dans la phase de conception de l'ouvrage, et aussi le type de l'ouvrage ne pourra jamais être définie sans l'existence de ces données.

III.2.2 Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques

Pour franchir une brèche donnée, le concepteur recherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse. Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

En tout état de cause, les variantes doivent toujours être possibles a réalisés. En effet, chaque entreprise spécialisée dans la construction des ponts dispose de matériels spécifiques : poutres de lancement, coffrages, équipages mobiles, avant-becs, etc., qu'elle cherche à réutiliser, ce qui l'amène à concevoir des variantes, qui ne sont souvent que de simples adaptations du projet de base étalier par le maître d'ouvrage.

III.2.3 L'étude de détail de la solution retenue

Après une analyse multicritère, le concepteur doit choisir une variante optimale et qui repend a des exigences techniques, économiques et aussi esthétiques, cette variante sera étudiée d'une façon plus détaillée (calcul de précontraintes- vérification des instabilités -vérification des contrainte -…etc.)..

III.3 Conclusion

Pour notre viaduc, plusieurs variantes peuvent être envisagées, pour le choix de type d'ouvrage on prend en considération les facteurs suivants :

- Le domaine de portée.
- L'élancement possible.
- Les contraintes de gabarit et de profil en long
- Les conditions topographiques et géotechniques,
- Le bilan économique : « coût de l'ossature + coût des appuis »,
- L'esthétique.

Après une analyse de ces facteurs et à l'aide les données naturelles et fonctionnelles, nous avons proposés les 03 trois variantes suivantes :

Variante 01 :

Pont à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriqués précontraintes par post-tension).



Figure III.1 pont VIPP

Variante 02 :

Pont Mixte à Bipoutres.



Figure III.2 Pont mixte à Bipoutres

Variante 03 : Remblai en zone inondable.



Figure III.3 Remblai en zone inondable.

III.4 Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

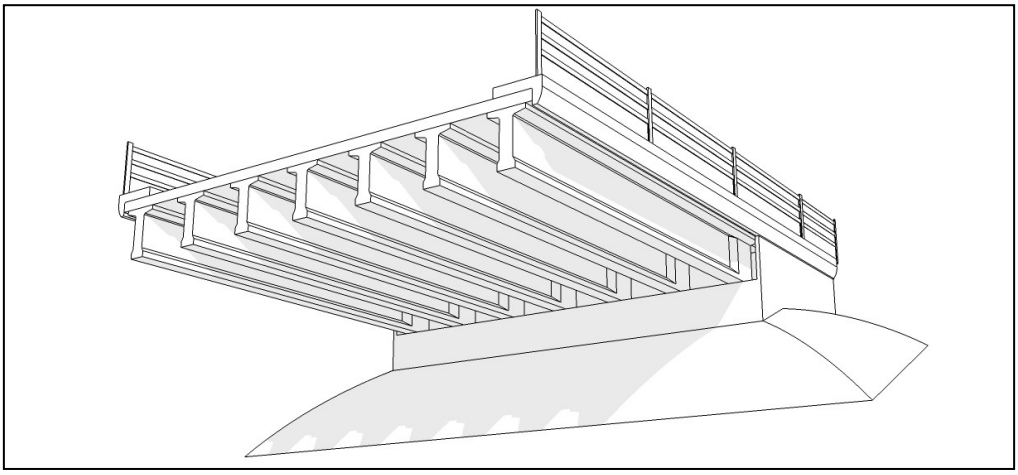


Figure III.4 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

III.4.1 Conception longitudinale

Toutes les appuis ont implanté dans le cours d'eau, parce que on ne peut pas l'éviter éviter. L'implantation des culées offre une longueur d'environ 748.4 m.

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 30 et 40 m. Donc on propose une variante de 21 travées égales de 35.63 m de longueur. D'où une poutre de 35.5 m de longueur et une portée L = 34.5 m

III.4.2 Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

Tableau III.1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 - 40	35.50
La hauteur totale du tablier	L/20 < Ht < L/17	2.0 m
L'épaisseur de la dalle	20 ≤ e ≤ 30	0.25 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t$ - e	1.75 m
Entraxe des poutres	En pratique : 1.40 m < λ < 2.00 m	1.75 m
Entraxe des poutres de rive	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	10.5 m
Nombre des poutres	N= L_a / λ +1	7
La largeur de la table de compression	b ≥ 0,6 × H_p	1.10 m
Épaisseur de la table de compression	12 cm ≤ e_1 ≤ 15 cm	15 cm
La largeur du talon	60 cm ≤ L_t ≤ 90 cm	70 cm
Épaisseur du talon	10 cm ≤ Ht≤ 20 cm	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	70 cm

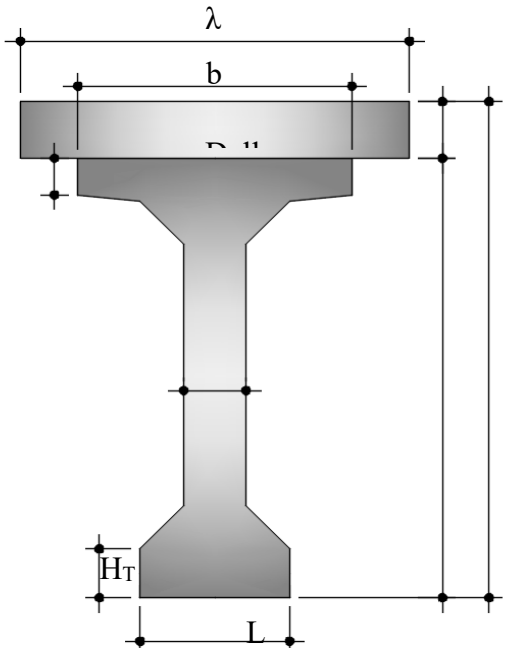


Figure III.5 poutre et ses dimentions

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur, dans la pratique, ses dimensions sont voisines de 0,15 m x 0,15 m avec une inclinaison sensiblement égale à 45°.
Il est indiqué d'incliner les faces supérieures du talon d'un angle compris entre 45 et 56 degré pour la facilité de bétonnage.

III.5 Variante 02 : Pont Mixte Bipoutre

Les ouvrages mixtes acier-béton à poutres sont construits par des profilés métalliques continus (travaillant à la flexion longitudinale) solidarisés par des entretoises (servant à maintenir l'écartement des poutres et à résister aux moments de torsion), supportant une dalle pleine en béton armé connectée aux semelles supérieures par des connecteurs.

La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres va de 30 m à 110 m pour les travées continues et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

Les ponts mixtes en caissons sont plus adéquats aux ouvrages très élancés ou très courbés. Les ponts mixtes multi-poutres sont utilisés lorsque l'ouvrage est très large et peu long. D'où la justification du choix de **bipoutre,** qui est aussi le plus économique.

III.5.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continues, à profilés courbes et à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 763.8m. Donc on projette 10 travées principales de **67 m** (L) et deux travées de rives de **46.9 m** (0.7 L).

III.5.2 Conception transversale

Puisque le tablier est assez large (> 12 m), alors la dalle est appuyée longitudinalement aux deux poutres et transversalement à des **pièces de pont** espacées de **4 m**.

La dalle est en dévers unique, alors on prévoit des pièces de ponts **inclinées** suivant ce dévers pour maintenir une hauteur constante de renformis de **10 cm**, d'où une réduction du poids de l'ouvrage.

Dans le cas d'un ouvrage à pièces de pont, CALGARO recommande une dalle d'épaisseur constante et comprise entre 20 et 24 cm. On choisit **e = 20 cm.**

La connexion entre la dalle et la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type **goujons** de diamètre **d = 22 mm** ($16 \leq d \leq 22$ mm), et la hauteur **h = 100 mm** ($h > 4d$), disposés en **4 files** espacés transversalement de $\mathbf{e_t = 100\ mm}$ ($e_t > 2.5d$) et longitudinalement de $\mathbf{e_L = 125\ mm}$ ($5d < e_L < 80$ cm)

On opte pour la largeur d'encorbellement **a = 2 m**, d'où l'entraxe des poutres **b = 7.6 m.**

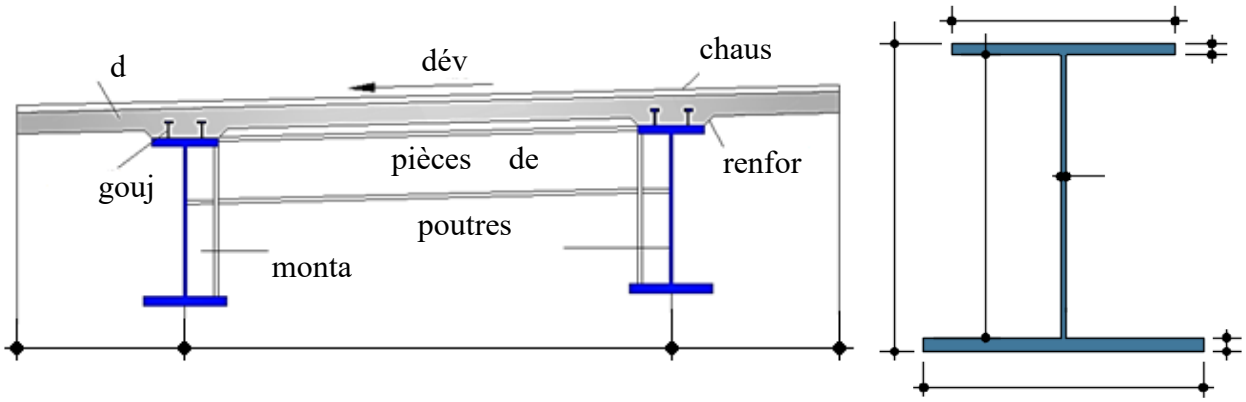


Figure III.6 Les Composantes d'un pont mixte Bipoutre

III.5.3 Conception des poutres principales

La poutre est de forme **I**, comportant une âme et deux semelles. La nuance d'acier est de qualité **S355 N**. Son pré-dimensionnement est détaillé dans le tableau ci-dessous :

Table III.1 Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.

Elément	**Ration usuel**	**Valeur retenue (mm)**		
Hauteur constante de la poutre	H = L/28	2500		
Largeur de la Semelle supérieure	400 mm ≤ bs ≤ 800 mm	800		
Largeur de la Semelle inférieure	500 mm ≤ bi ≤ 12 00 mm	1200		
La variation des épaisseurs	2 à 4 tronçons successifs d'épaisseurs différentes variant vers l'intérieur de la poutre	T1	T2	T3
Longueur de chaque tronçon	Lmin = 5 m et Lmoy ≈ 20 m	26 000	13 000	14 000
Epaisseur de la semelle supérieure	20 ≤ ts ≤ 150 et bs/ts ≤ 21 à 22	40	70	100
Epaisseur de la semelle inférieure	20 ≤ ti ≤ 150 et bi/ti ≤ 21 à 22	50	80	110
Hauteur de l'âme	d = H – ts – ti	2410	2 350	2 290
Epaisseur de l'âme	d/tw ≤ 200 et tw ≥ 12 mm	20	26	32

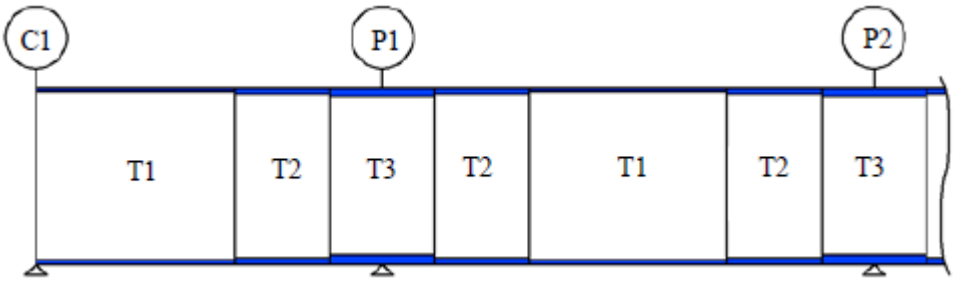


Figure 0.7 Variation des épaisseurs.

III.5.4 Conception des pièces de pont

Les pièces de pont sont des profilées en **I** à âme pleine généralement composée de tôles soudées, qui portent directement la dalle tout en assurant l'entretoisement des poutres principales et en résistant aux efforts de torsion.

Table III.2 Les dimensions de la poutre

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de l'âme	$10\ mm \leq t_W \leq 12\ mm$	12
Hauteur de l'âme	$L_{pp} / 15 \leq d \leq L_{pp}/10$	760
Largeur de la semelle	$220\ mm \leq b \leq 300\ mm$	300
Epaisseur de la semelle	$t_f \approx 20\ mm$	20
Hauteur totale	$H_{pp} = d + 2 \times t_f$	800

III.6 Variante « Remblai en zone inondable »

La section d'étalant du PK 12+636 au PK 13+397, soit sur une longueur de 761 m, peut être considérée comme une zone inondable. En effet d'après les données mises à notre disposition, le niveau d'eau est susceptible de dépasser une hauteur de 3 m. D'autre part, dans le cas de la réalisation d'un remblai à la place d'un viaduc sa hauteur sera inférieure à 12 m.

Pour la conception du remblai, on divise les deux talus du remblai en 2 parties : Les talus supérieurs ont une hauteur de 6 m et les talus inférieurs ont une hauteur inférieure à 6 m. Les deux talus sont séparés par des bermes de 3 m de largeur afin d'améliorer la stabilité.

Dans une telle situation nous proposons de mettre en œuvre dans la partie inférieure du remblai un matériau rocheux de classe 0/300 insensible à l'eau sur une hauteur correspondant au niveau des plus hautes eaux lors de crues, plus 50 cm. On ajouté également 50 cm à la base correspondant au décapage du terrain naturel, comme indiqué sur la figure Cette figure représente le profil du PK 12+926 qui a la plus grande hauteur du remblai, soit 11,20 m. Le matériau rocheux est enveloppé dans un géotextile anti-contaminant.

Le matériau rocheux est insensible à l'eau, c'est-à-dire dont les propriétés mécaniques ne sont affectées par la présence d'eau. D'autre part, il constitue un obstacle qui empêche la remontée des eaux vers le matériau meuble par capillarité.

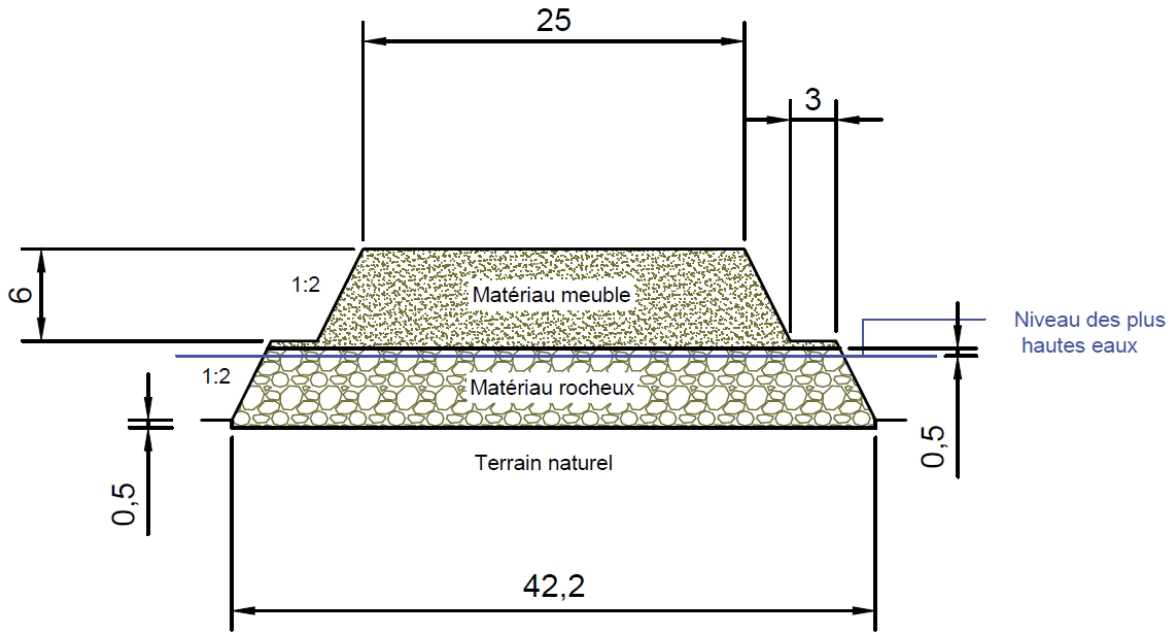


Figure III.8 Conception du remblai en zone inondable

Pour les remblais dépassant 10 m, des vérifications concernant le tassement et la stabilité doivent être réalisées.

Les conditions de stabilité du remblai sont évaluées par l'analyse des surfaces de glissement en arc circulaire. La surface de glissement la plus critique correspond à la surface dotée du coefficient de sécurité minimal parmi une série de surfaces de glissement probables.

Dans l'analyse de stabilité on prend en considération l'effet d'une surcharge additionnelle de 10 kPa sur le sommet du remblai pour simuler la surcharge du trafic sur la chaussée de l'autoroute.

Les facteurs de sécurité globaux ciblés sont :

1,25 pour l'analyse statique en contraintes effectives,

1,4 pour l'analyse statique en contraintes totales.

Les propriétés mécaniques des matériaux de remblayage meubles sont comme suit: c' = 5 kPa, ø' = 30° et $\gamma = 21$ kN/m^3. Pour le matériau rocheux, on peut adopter les valeurs suivantes : c' = 0 kPa, ø' = 45° et $\gamma = 21$ kN/m^3.

Les tassements des remblais sur les sols cohérents sont dus essentiellement au tassement initial et au tassement de consolidation. Ce dernier constitue la composante la plus importante. Il est dû à la charge du remblai.

Le tassement de consolidation Sc est calculé d'après les formules suivantes :

Dans le cas d'un sol normalement consolidé :

$$S_c = \frac{C_c H}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$$

Si le sol est surconsolidé :

$$\sigma'_0 + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c : S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$$

$$\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_c : S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}\right) + \frac{C_c H}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_c}\right)$$

où :

S_c : le tassement dû à la consolidation de la fondation

H : l'épaisseur causant le tassement

σ'_0 : la pression effective de sols

σ'_c : la pression de pré-consolidation

$\Delta\sigma'$:l'incrément d'augmentation de pression dû au poids du remblai

Cc : l'indice de compression

Cs : le coefficient de gonflement

En plus du tassement de consolidation, le tassement initial a lieu au cours de la construction du remblai. Il n'est généralement pas pris en considération dans les calculs.

III.6.1 Conclusion

Selon l'analyse préliminaire ci-dessous nous pouvons conclure que la variante remblai aurait pu être adopté étant donné qu'elle a plusieurs avantages en termes de coût et délai, particulièrement en cas de disponibilité de matériau à proximité pour ne pas entrainer une plus value de transport. Du point de vue emprise cette section se trouve dans zone non habitée et si elles occupe une grande surface ce facteur peut être ignoré.

III.7 ANALYSE MULTICRITERE

III.7.1 Comparaison entre les 3 techniques de construction

On compare les trois modes de réalisation selon des critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et selon des critères d'esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements …).

VAR	Avantages	Inconvenientس
Variante 01 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP	**1-** Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. **2-** Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. **3-** Une bonne réutilisation des coffrages **4-** Coffrage élaboré à faire travailler mieux la matière. **6-** Leur fonctionnement isostatique d'où l'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.	**1-** La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. **2-** La difficulté de franchir en courbe **3-** L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. **4-** Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. **5-** Coffrage compliqué et limité au marché.
Variante 02 : Pont Mixte Bipoutre	**1-** La possibilité de franchir des grandes portées. **2-** La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. **3-** La rapidité de l'exécution.	**1-** La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. **2-** La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. **3-** Un coût très élevé. **4-** Entretien périodique. **5-** Dépense de transport et de levage des pièces. **6-** Sensibilité au gradient thermique.
Variante 03 : Remblai en zone inondable	**1-** Le coût nettement inférieur particulièrement en cas de disponibilité de matériau sur place. **2-** Les délais de réalisation sont plus courts	**1-** La nécessité de transporter de grandes quantités de matériaux parfois sur de grandes distances en cas d'insponibilité sur place. **2-** Risque de tassement après l'achèvement des travaux et la mise en service particulièrement en cas de terrain d'assise compressible **3-** Coûts d'entretien et de réparation élevés sur de longues périodes **4-** Impact et incidence sur l'environnement naturel et humain et l'intégration paysagère

Variante 01 : pont à poutres précontraintes du type VIPP				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton (tablier)	m^3	12 916.8	37 000.00	477 921 600.00
Acier passif	t	2583.36	190 000.00	490 838 400.00
Acier Actif	t	516.672	450 000.00	232 502 400.00
Total				**1 201 262 400.00**
Variante 02 : pont mixte bipoutre				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton (tablier)	m^3	2 824.95	37 000.00	104 523 150.00
Acier passif	t	564.99	190 000.00	107 348 100.00
Acier PRS	t	3 269.286	400 000.00	1 307 714 400.00
Total				**1 519 585 650.00**
Variante 03 : Remblai en zone inondable				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Déblai meuble mis en dépôt (décapage 50cm)	m^3	16 133,2	307	4 952 892,4
Matériau rocheux pour zone inondable	m3	142 198,177	2200	312 835 989,4
Matériau de remblai en provenance d'emprunt	m3	158 411.282	671	106 293 970,2
Géotextile anti-contaminant	m^2	68 193.21	850	57 964 228,5
Total				**482 047 080.5**

III.7.2 Analyse des variantes

D'après ce qu'il précède, on constate les points négatifs et positifs essentiels suivants :

Variante 01 (pont à poutres) : simple et rapide à réaliser. Mais vu la longueur importante de l'ouvrage, elle présente un nombre d'appuis très important, qui nuit non seulement l'esthétique, mais aussi augmente le coût total de l'infrastructure

Variante 02 (pont mixte bipoutre) : C'est la variante la plus rapide à réaliser. Mais elle est très coûteuse et nécessite un entretien périodique.

Variante 03 (Remblai en zone inondable) : Cette variante est la moins couteuse entre les 3 et son délai de réalisation est le plus court. Mais elle a un Impact et incidence sur l'environnement naturel et humain et l'intégration paysagère, et son coût d'entretien est élevé.

III.7.3 CONCLUSION

D'après l'analyse multicritère, on opte pour un « **Pont à poutres** » (constitué de 21 travées indépendates à poutres VIPP). Cette variante retenue sera l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1 INTRODUCTION

L'ouvrage doit tenir en phase de service, et en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs...) y compris son poids propre. Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur l'ouvrage. Et puisque l'ouvrage a deux tabliers parallèles, de même longueur et presque de même courbure, alors on consacre notre étude à un seul tablier qui est le tablier à droite qui présente le cas le plus défavorable.

IV.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

1) **Règles B.A.E.L.91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
2) **Règles B.P.E.L.91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
3) **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
4) **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
5) **Fascicule 62** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

IV.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de l'ouvrage.

IV.3.1 Béton

Tableau IV.1 : Caractéristiques de béton.

	Superstruct	Infrastruct
f_{c28} (MPa)	35	27
Type de Ciment	CPA 42.5	CRS 27
Dosage	450	350
f_{t28} (MPa)	2.7	2.22
Densité de BA	25	25

IV.3.2 Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage de béton précontraint sont de deux natures différentes :

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

IV.3.3 Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa
- Module de la déformation élastique : Es = 200 GPa

Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

Les longueurs courantes de livraison sont :

- De 12 ml pour les barres droites.

IV.3.4 Armatures de précontrainte

Les armatures actives sont des câbles Freyssinet dont les détails sont montrés dans le tableau ci-dessous

Tableau **IV.1** Caractéristiques des câbles précontraintes

Caractéristiques		Poutres
Toron	T	T15
Section d'un toron	AP (mm²)	140
Nombre de torons par câble	nT	12
Section d'un câble	S (mm²)	1 680
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	80
Résistance ultime	$f$prg (MPa)	1 770
Limite élastique	$f$peg (MPa)	1 593
Contrainte à l'origine	σP0 (MPa)	1 416
Coefficient de frottement droit	φ (m-1)	0.002
Coefficient de frott de courbure	f (rd-1)	0.18
Module d'élasticité	Ep (MPa)	190 000
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 h	ρ (%)	2.5
Coefficient de Recul d'ancrage	g (mm)	2

IV.4 Contraintes admissibles

Béton

❖ **Contraintes admissibles à la compression :**

$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / \theta \times \gamma_b$ **(MPa) ;** $f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ **à l'ELS**

Le coefficient θ est fixé à :

- θ = 1.0 lorsque la durée t > 24h.
- θ = 0.9 lorsque la durée 1h < t < 24h.
- θ = 0.85 lorsque la durée t < 1h.

1,5 situation durable

$\gamma_b = 1,5$ situation transitoire 1,15
situation accidentelle

Tableau 0.1 Les Coeficients de calcules

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	γb = 1.5	19.83	15.3
		γb = 1.15	25.87	19.96
ELS	f_{bc} (MPa)		21	16.2

Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "E_{ij}" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée <24h) :

$$E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}\ .$$

- Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}\ .$$

Tableau 0.2 Contrainte limite de traction des aciers

Fissuratio	Contrainte limite (MPa)		Superstruct	Infrastruct
Peu	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s =$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110\sqrt{(n \times f_{tj})} \right\}$; n = 1.6		250	250
Très préjudicia	$\sigma_s = \max\left\{ 0.4 \times f_e ; 88\sqrt{(n \times f_{tj})} \right\}$; n = 1.6		200	200

Classe de justification de la précontrainte :

Classe II la plus courante. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

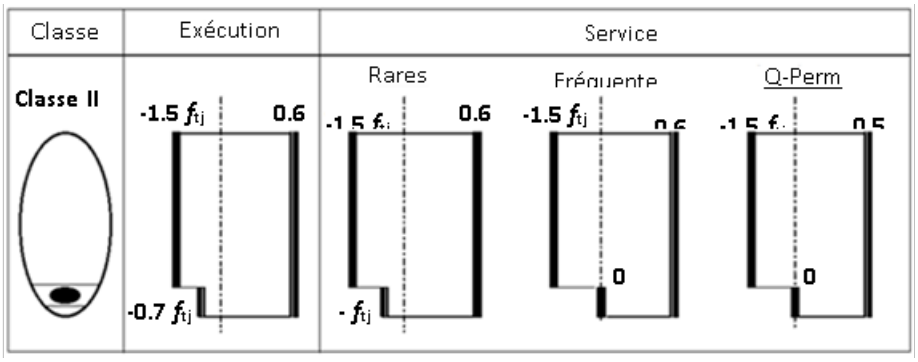


Figure 0V.1 les conditions dans la Classe II

IV.5 EVALUATION DES ACTIONS

Evaluation des actions hors trafic

Actions permanentes

Les compléments de charges permanentes CCP :

Tableau 0.3 : Estimation du poids dû aux CCP.

Eléments	Densité (KN/m^3)	Poids linéaire (KN/ml)	P_{CCP} (KN)
			tablier poutres (L = 35.5 m)
Corniches	25	2.95	104.725
Revêtement	24	18.24	647,52
Trottoirs	25	14.81	525.755
Barrière de Sécurité	/	2.5	88.75
Total	/	**32.54**	**1 366.75**

Poids du tablier poutres:

Table **IV**.4 Poids du tablier poutres

Elément	$S(m^2)$	L (m)	V (m^3)	P (KN)
Section d'about	1,289	2 × 1.5	3,867	96,67
Section intermédiaire	0,992	2 × 1	1,9848	49,6
Section médiane	0,729	30.5	22,	556,1
Total	/	35.5	28,	**702,4**

Tableau **IV**..5 calcule des Poids propre total du tablier

Elément	V(m^3)	Nom	P (KN)
Poutre	28.09	7	4 917,237
Dalle	102.95	1	2573,75
Entretoise	4.69	2 × 6	1 409,61
Poids propre total du tablier			**8 900,59**
Poids total du tablier (poids propre + CCP)			**10 267,446**
Poids total du tablier (21 travées)			**18 8986,8296**

Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse est $\Delta\theta = \pm 7°C$ (RCPR; tableau 3.2).

On adopte une variation uniforme de température de : + 45°C / -20°C.

La valeur de calcul est pris égale à ΔT = -37.5° / 27.5°.

IV.6 Evaluation des actions dues au trafic

Système de charge à considérer

D'après le R.C.P.R les surcharges considérées sont ;

- Charges Civiles : A(L) ; B (Bc, Bt, Br)
- Charges militaries : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

Caractéristiques du pont :

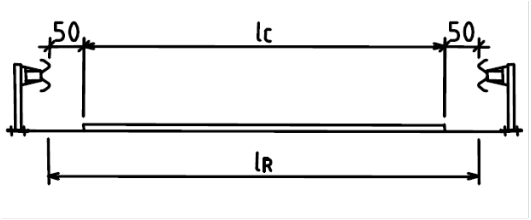


Figure0V.2 caracteristiques du pont

- Largeur roulable : **9.5 m**
- Largeur chargeable: **8.5 m**
- Sur-largeurs : **2** × **1 m**
- Largeur d'une voie : **3.5 m**
- Nombre de voies : **2**
- Classe de ponts : $L_r \geq 7$ m ➔ **Pont de 1ère classe.**

Système de charge A

$$\mathbf{A\,(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12}\ (KN/m^2)\ ;\quad A = a1 \times a2 \times A(L)\ ;\ A1 = \max\left\{\begin{array}{l} a1\ A(l)\ \ (KN/m^2) \\ 4 - 0.002L \end{array}\right.}$$

L : la longueur chargée du tablier (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients $\mathbf{a_1}$.

Table IV.6 a1

	Nombre de voies chargées				
Classe du	1	2	3	4	5
1	**1**	**1**	**0**	0.	0.
2	1	0	-	-	-
3	0	0	-	-	-

$a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie, et v_0 = 4.25 m. d'où **a_2 = 0.82.**

Tableau IV.7 résumé de Al

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m²)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1	35.5	9.88	1	0.82	8.14	4.25	34.58
2	35.5	9.88	1	0.82	8.14	8.50	69.15

Système de charge B

Il comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendant l'un de l'autre.

Système de charges B_c / Article 4.5.3 RCPR :

Le système **B_c** se compose de camions types (300 KN) comme le montre la figure VII.3.

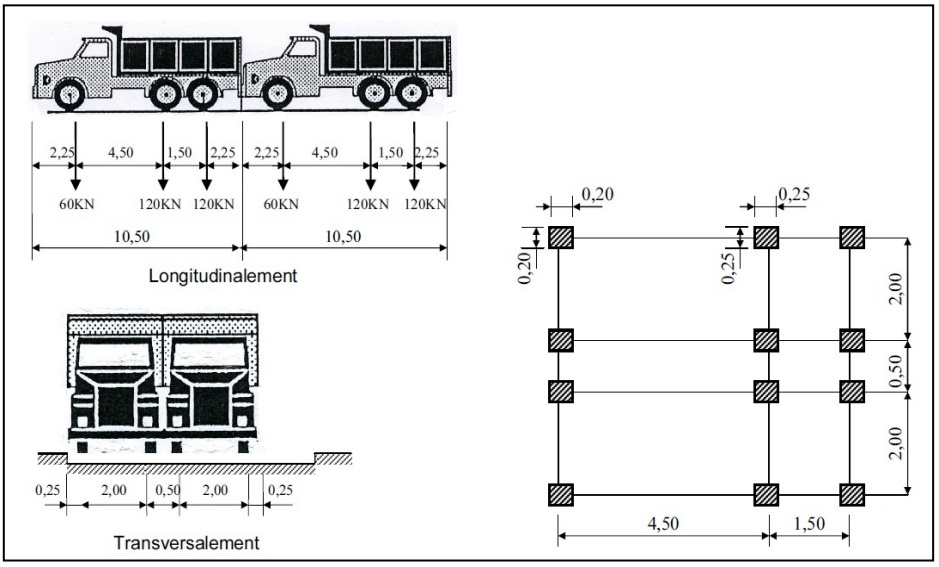


Figure IV.3 systeme de charge Bc

$$\mathbf{B_c = 2 \times (300 \times N \times b_c)}$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul

Tableau IV.8 les valeurs de bc

	Nombre de voies chargées				
Classe du	1	2	3	4	5
1	**1.2**	**1.1**	**0.9**	0.8	0
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Table IV.9 résume de Bc

N° des	B_c	b	B_c x b_c
1	600	1.2	720
2	1 200	1.1	1 320
3	1 800	0.95	1 710

IV.3.2.2. Système de charges B_t / Article 4.5.3 RCPR :

Le système $\mathbf{B_t}$ se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (160 KN).

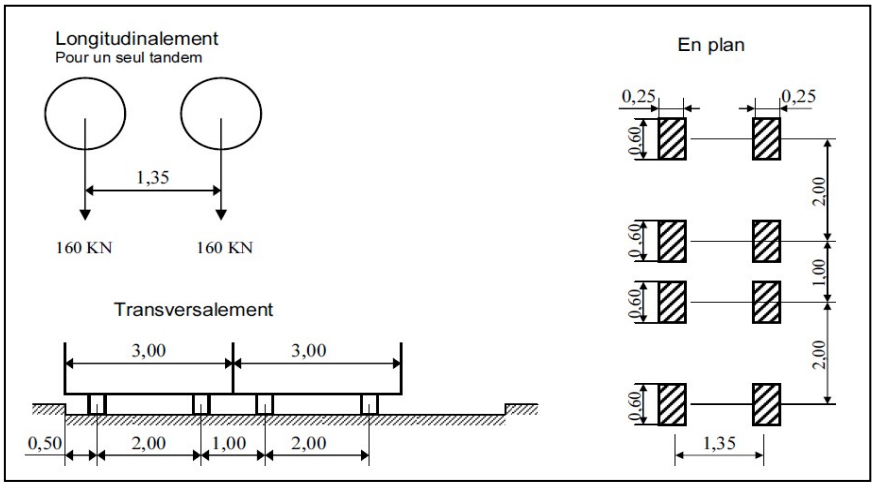


Figure IV.4 systeme de charge Bt

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

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau IV : Les valeurs de b_t.

	b
Première	1
Deuxième	1

Les valeurs à prendre alors sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV : Valeurs de B_t.

N° des	B_t	b_t	B_t x b_t (kN)
1	320	1.2	384
2 – 3	640	1.2	768

IV.7 Système de charges B_r / Article 4.5.2 RCPR :

Le système **B_r** se compose d'une roue isolée (100 KN).

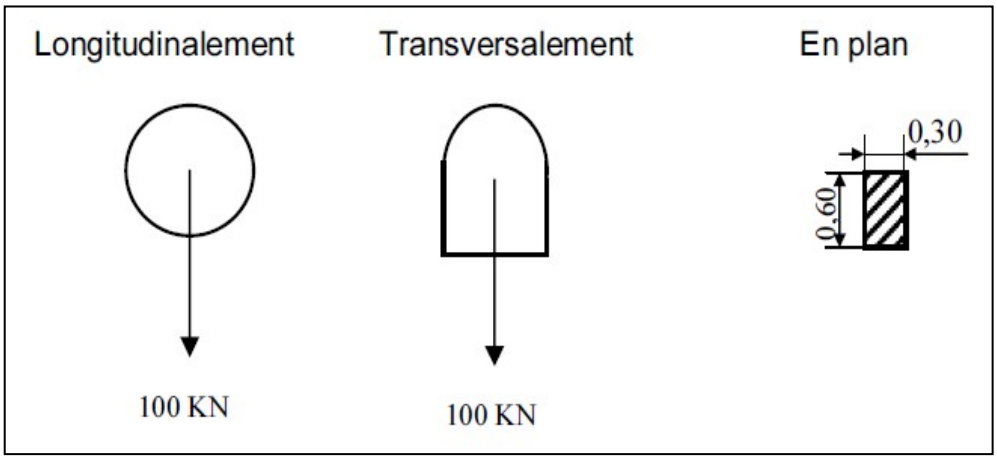


Figure IV.5 système de charge Br

Charges militaires : Mc 120

- Poids total : 1 100 KN.
- Longueur de chenille : 6.10 m.
- Largeur de chenille : 1.00 m.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules est limité avec un espacement de 30.5 m.

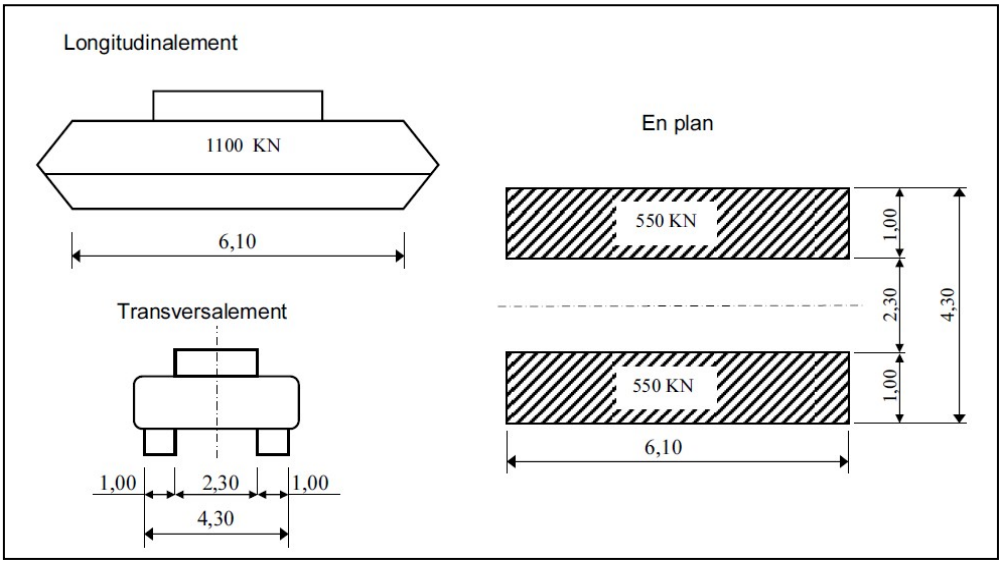


Figure IV.6 système de charge Mc120

Charges exceptionnelles : D240

Le convoi D240 comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé uniformément répartis qui circule seul longitudinalement et transversalement quelles que soient la largeur et la longueur du pont.

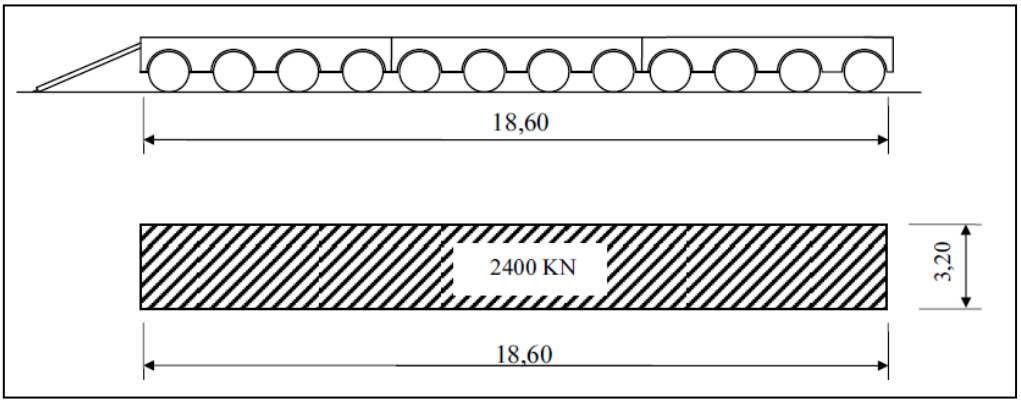


Figure IV.7 système de charge D240

Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (**δ**) appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient. Le système de charge D240 n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée directement comme une charge statique.

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

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

Tableau 0.10 résument les valeurs de coefficient de majoration dynamique :

Système de	L	G (KN)	S (KN)	δ
B_c	36.5	11 070.0	1 710	**1.0**
B_t			7	**1.0**
B_r			1	**1.0**
Mc120			1 100	**1.0**

IV.8 Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge **A** et **B_c** sont susceptibles de développer des efforts de freinage, ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation, dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Système de charge B_c :

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

Système de charge A

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

$$F = \frac{A \times S}{20+0.0035 \times 35}$$

S : est la surface chargée en (m2).

Tableau IV 11 la force horizontale par Al

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	150.88	8.14	59.79
2	301.75	8.14	116.59

IV.8 CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le R.C.P.R. Une bonne définition de chargement nous amène à déterminer les sollicitations les plus réalistes possibles appliquées sur notre ouvrage.

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

V.1 INTRODUCTION

D'une manière analogue que celle du chapitre précédent, on va étudier le tablier à poutres. Et vu que les travées sont indépendantes, on se limite à étudier une seule travée, dans laquelle le dimensionnement sera standardisé à partir de la poutre la plus sollicitée.

Le mode de construction basé sur la préfabrication, nous oblige à faire attention sur les caractéristiques géométriques et mécaniques de la section étudiée, et même sur les charges à appliquer durant chaque phase de construction et après la mise en service.

V.2 EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

La valeur et la position transversale des charges appliquées ainsi que leurs combinaisons sont faites selon les indications de RCPR .

V.3 Modélisation

Avec le même principe de modélisation, on fait appuyer doublement une ligne d'appuis, l'autre étant simplement appuyée. Chaque ligne est solidarisée par une entretoise. Les charges seront distribuées transversalement entre les 9 poutres par l'intermédiaire d'une dalle maillée à la base d'éléments finis.



Figure V.1 Modele de calcul

V.3.1 Résultats

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

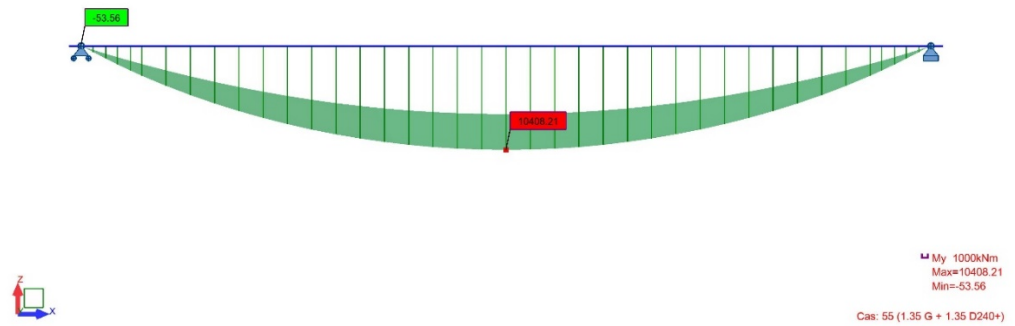


Figure V.2 Moment Max ELU

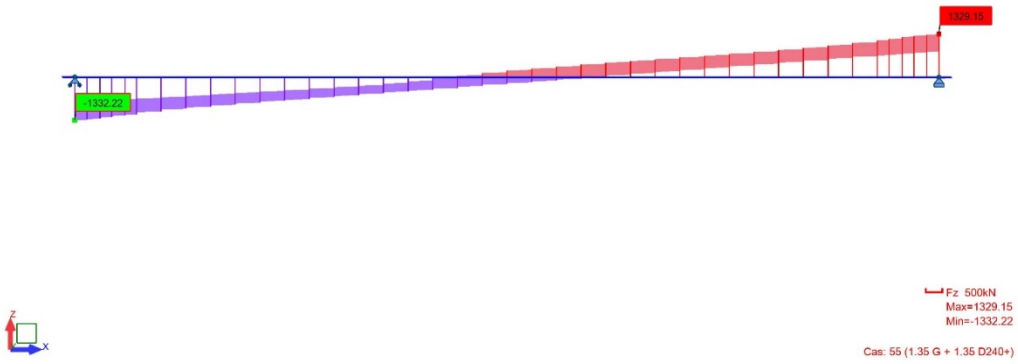


Figure V.3 effort tranchant max ELU

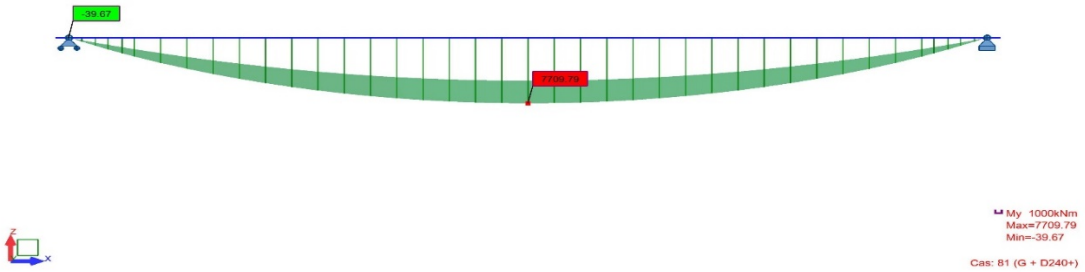


Figure V.4 Moment max ELS

V.4 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.4.1 Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service :

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

$$P_{MIN} = \sup (P_I, P_{II})$$

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

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

Tableau V.1 les caracteristiques dans la mi-poutre

Lettre	Désig	Valeur
B	L'aire de la section médiane + dalle	1,167 m²
h	Hauteur de la section médiane + dalle	2 m
v	La distance entre son CDG et la fibre supérieure	0.734 m
v'	La distance entre son CDG et la fibre inférieure	1.266 m
I	Son moment d'inertie par rapport au centre de gravité	0.539 m^4
ρ	Son rendement géométrique ρ = I / (B.v.v')	0.497
d'	L'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1 h	0.20 m
M_{gp}	Moment dans une poutre seule sous poids propre	2.73 MN.m
M_m	Valeur minimale de moment : $M_m = M_g + M'_g + M_{mq}$	5.38 MN.m
M_M	Valeur maximale de moment : $M_M = M_g + M'_g + M_{Mq}$	7.71 MN.m
σ_{bt1}	Contrainte limite de traction hors section d'enrobage	- 4.05 MPa
σ_{bt2}	Contrainte limite de traction dans la section d'enrobage	- 2.7 MPa

Application numérique:

$$PI = \frac{7.7098 - 5.38 + \frac{-4.050 \times 0.539}{1.266} + \frac{-2.7 \times 0.539}{0.734}}{0.497 \times 2} = \text{-1.390 MN}$$

$$PII = \frac{7.7098 + \frac{-2.7 \times 0.539}{1.266}}{1.266 + 0.495 \times 0.734 - 0.2} = 4.584 \text{ MN}$$

PI < PII ➔ Section sur-critique.

P_{MIN} = sup (P_I, P_{II}) = 4.58 MN

V.4.2 Détermination du nombre des cables :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{(1 - \Delta P) \times P_0}$$

Po : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15 peut créer.

Po = min {(0.8 × $f$prg x S) ; (0.9 × $f$peg × S)}

ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

Application numérique

$f$prg = 1 770 MPa ; $f$peg = 1 593 MPa ; S = 1 680 mm² ➔ **P0 = 2.35 MN**

ΔP = 25 % ➔ n ≥ 2.60

⇨ Donc on opte pour: **n = 3 cables 12T15, Classe 1 770**

V4.3 Pré-vérification des contraintes :

Cette vérification se fait à mi-travée selon les quatre phases suivantes :

− **Phase 1 :** après 7 jours de coulage de béton de la poutre. La mise en tension est faite à 50%. Les pertes sont estimées à 10 %

− **Phase 2 :** après 28 jours, la mise en tension à 100 %. Les pertes sont estimées à 10 %

− **Phase 3 :** après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle. Les pertes sont estimées à 15%.

− **Phase 4 :** en service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

Les vérifications a faire sont :

$$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ et } \overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}.$$

Premiere phase

f_{c7} =	23,18	MPa
f_{t7} =	1,99	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,39	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-2,99	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	13,91	MPa
ΔP =	10	%
n cable	3	

Deuxième phase

f_{c28} =	35,00	MPa
f_{t28} =	2,70	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,89	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,05	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	21,00	MPa
ΔP =	10	%
n cable	3	

Troisième phase

f_{c28} =	35,00	MPa
f_{t28} =	2,70	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,89	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,05	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$:	21,00	MPa
ΔP =	15	%
n cable	3	

Quatrième phase

f_{c28} =	35,00	MPa
f_{t28} =	2,70	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2,70	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,05	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$:	21,00	MPa
ΔP =	25	%
n cable	3	

V.4.4 Position des Câbles:

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum selon l'un des dispositions montrées dans la figure ci-dessous. On opte pour la dernière disposition ; on regroupe 2 câbles et on surmonte le troisième.

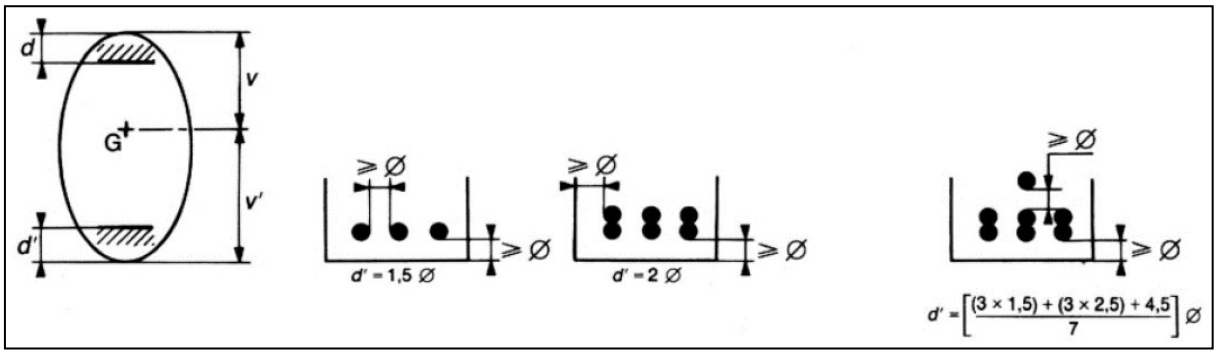


Figure V.5 distributions des cables

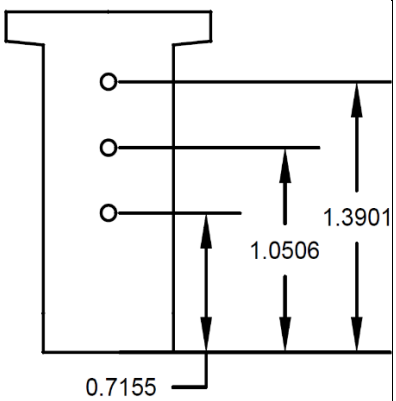
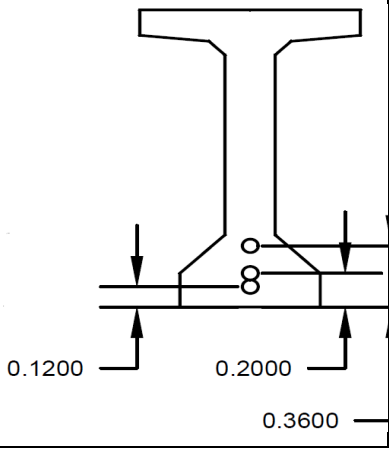
par l'emplacement des plaques d'ancrage. La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 12T15 est de dimensions **A × B = 240 × 200 mm²,** dont l'entraxe vertical est déterminé comme suit :

***f*c28 = 35 MPa** ➔ a = 369.50 mm

X ≥ 0.85 × a ➔ X ≥ 314.07 mm **➔ X = 320 mm.**

Les câbles sont de préférence ancrés à l'about à 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 CDG de la section d'about.

Tableau V.2 geometrie des cables

C	Section d'about	Section médiane
C1		
C2		
C3		

V.4.5 Tracé des cables:

Le tracé des câbles est essentiellement parabolique puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Il comporte des déviations que dans le plan vertical

Angle de relevage α :

Un alignement droit d'un metre d'environ précède l'ancrage. Cet alignement est incliné d'un angle α qui est donné par la formule suivante :

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

Avec :

$\bar{v}$: effort tranchant limite que peut supporter la selection d'about :

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

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

$$\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$$

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

Bn : surface nette de la section d'about + dalle :

$$\mathbf{Bn = B - n \times BGaine}$$

n : nombre de gaines

BGaine : surface de la gaine

Bn : largeur nette de la section d'about + hourdis :

$$\mathbf{bn = b0 - nlit \times 0.5\Phi}$$

b0 : largeur brute

nlit : nombre de lits

Φ : diamètre de la gaine.

Application numérique

bn =	0,62	m
Bn =	1,71	m2
P =	5,30	MN
σ_x =	3,09	MPa
$\bar{T}$ =	2,50	MPa
$\bar{V}$:	2,48	MPa

→ **- 15,71° ≤ α ≤ 36,66°**

Rayong de courbure : On admet qu'il est égale à :

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$

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

l : est la longueur de la parabole. (L=33.5m)

L'angle de déviation β : sur une longueur l peut être calculé par :

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{\ell}$$

Résultats :

Tableau 0.3 la geometrie des cables

Câble		α (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β (rad)
			X = 0	X = 1 m	X = L / 2			
C1		3.95	0.75	0.68	0.12	0.56	250.08	0.067
C2		5.64	1.1	1.0	0.2	0.8	175.08	0.096
C3		6.83	1.45	1.33	0.36	0.97	144.59	0.116

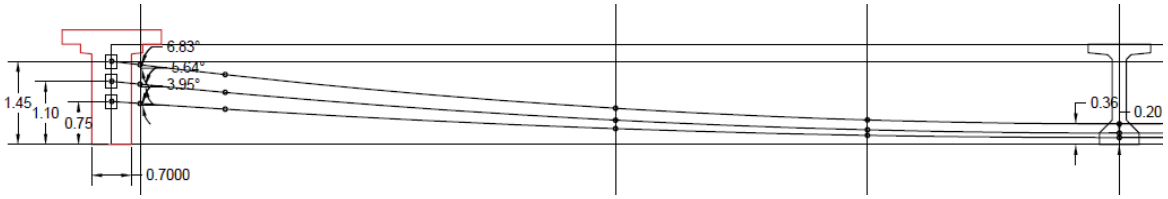


Figure V.6 disposition géométrique des câbles

V.5 Évaluation des pertes de la précontrainte :

Cette évaluation est plus simple que celle des câbles de fléau ; on a qu'une seule pente, que des déviations en élévation, et que 3 câbles.

V.5.1 Pertes de tension par frottement :

φ = 0.002 ; m-1f=0.18 ; σp0 = 1 416 MPa

Table V.4 calcule des pertes de frottement

N° câble	x = l/2 (m)	β (rad)	f β + φ x	Δσφ (MPa)	Δσφ Moy	Δσφ Moy
C1	17.75	0.0	0.048	65.76	**72.02**	**5%**
C2	17.75	0.0	0.053	72.72		
C3	17.75	0.1	0.056	77.59		

V.5.2 Pertes de tension par recule d'ancrage :

Table V.5 calcule des pertes par recule d'ancrage

N° câble	l (m)	k (m-1)	d (m)	Δσg(l/2)	Δσg(0)
C1	17,75	0.002	17.33	**0**	131.5
C2	17,75	0.003	16.46	**0**	138.4
C3	17,75	0.003	15.92	**0**	143.1

V.5.3 Pertes par déformation instantanée du béton :

$$\sigma_e = \frac{1}{2}\frac{E_P}{E_{ij}}\sigma_{bi} \qquad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Mg = 2.73 MN

Eij= 35981.73 Mpa

σ_{bi} =	13,54	MPa

e = 0.67 m

B = 0.73 m²

IG = = 0.28 m

σ_e =	**35,74**	**MPa**
σ_e =	**2,52%**	**%**

V.5.4 Pertes par retrait :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r \qquad \xi_r = 2\times10^{-4}$$

$\Delta\sigma_r$	=	**57,00**	**MPa**
$\Delta\sigma_r$	=	**4,03%**	**%**

IV.3.2.3. Pertes par fluage :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2{,}5\,\sigma_b(x)\times\frac{E_p}{E_{ij}} \qquad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Mp = 5.38 MN.m	V'= 1.266
I nette = 0.5394	e0 = 1.04 m
B = 1.1669	P = 5.30 MN

$\Delta\sigma_{fl}$	=	62,99	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$	=	4,45%	%

σ_b	=	4,77	MPa

V.5.5 Pertes par relaxation :

$\rho 1\,000 = 2.5\ \%$; $\mu 0 = 0.43$

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}\left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0\right) \times \sigma_i$$

$\Delta\sigma_{fl}$	=	60,66	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$	=	4,28%	%

Table 0.6 les pertes totales et differes

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	107,76	7,61
$\Delta\sigma_{Diff}$	170,54	12,04
$\Delta\sigma_\infty$ =	278,31	19,65

V.6 Vérification des contraintes normales :

Sections de vérification :

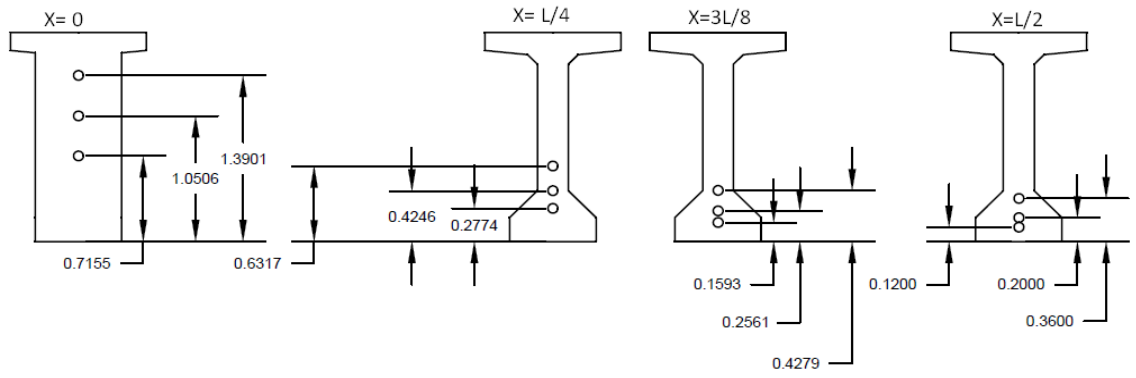


Figure V.7 les positions des cables differentes x

Tableau V.7 Caractéristiques des sections :

Section	x = 0		x = L/4		x = 3L/8		x = L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1.7	2.00	1.75	2.00	1.75	2.00	1.75	2.00
Bn	1.2	1.71	0.71	1.15	0.71	1.15	0.71	1.15
vn (m)	0.84	0.84	0.84	0.72	0.84	0.72	0.84	0.72
v'n (m)	0.91	1.16	0.91	01.28	0.91	1.28	0.91	1.28
InG (m4)	0.35	0.65	0.27	0.53	0.27	0.52	0.27	0.52
ρ (%)	35.93	39.17	50.16	49.71	49.70	49.36	49.50	49.23

V.7 Effort de précontrainte :

Pour les justifications aux ELS, la précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques :

- Valeur caractéristique maximale : **P1 =1.02 P0 – 0.8 ΔP**
- Valeur caractéristique minimale : **P2 = 0.98 P0 – 1. ΔP**

Tableau 0.8 vérification de la précontrainte

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx= 0	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	3.81	3.49	3.30	1.05	0.44	0.28	0.23
Phase 2	3	100	7.61	6.77	6.28	1.05	0.44	0.28	0.23
Phase 3	3	100	13.63	6.43	5.77	1.05	0.44	0.28	0.23
Phase 4	3	100	19.65	6.09	5.26	1.05	0.44	0.28	0.23

V.7.1 Justification des contraintes normales :

Les conditions à vérifier sont :

$$\bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\sigma(y) = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times e_0 + M}{I} y$$

Table V.9 calcule des pertes et verification

		Phase 1				Phase 2			
		x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.14	0.47	0.63	0.69	-0.14	0.47	0.63	0.69
MEls		**0.00**	**2.01**	**2.55**	**2.73**	**0**	**2.01**	**2.55**	**2.73**
P1 (MN)		3.49	3.49	3.49	3.49	6.77	6.77	6.77	6.77
P2 (MN)		3.30	3.30	3.30	3.30	6.28	6.28	6.28	6.28
σp (MPa)	σsup	0.00	6.16	7.85	8.43	0.00	6.16	7.85	8.43
	σinf	0.00	-6.67	-6.15	-9.23	0.00	-6.67	-8.57	-9.23
σP1 (MPa)	σsup	3.91	-0.11	-1.92	-2.54	7.57	-0.21	-3.73	-4.93
	σinf	1.47	10.30	12.33	13.03	2.86	19.98	23.90	25.25
σP2 (MPa)	σsup	3.69	-0.10	-1.81	-2.40	7.02	-0.19	-3.45	-4.56
	σinf	1.39	9.73	11.64	12.30	2.65	18.51	22.15	23.40
σMax (MPa)	σsup	**3.91**	**6.05**	**5.93**	**5.89**	**7.57**	**5.95**	**4.13**	**3.50**
	σinf	**1.47**	**3.63**	**6.18**	**3.80**	**2.86**	**13.30**	**15.33**	**16.03**
σMin (MPa)	σsup	**3.69**	**6.06**	**6.04**	**6.03**	**7.02**	**5.97**	**4.40**	**3.86**
	σinf	**1.39**	**3.06**	**5.50**	**3.07**	**2.65**	**11.84**	**13.57**	**14.17**

		Phase 3				Phase 4			
		x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.11	0.83	1.00	1.05	0.11	0.83	1.00	1.05
MEls		**0.00**	**3.98**	**5.03**	**5.3748**	**0**	**5.1972**	**6.6618**	**7.15**
P1 (MN)		6.43	6.43	6.43	6.43	6.09	6.09	6.09	6.09
P2 (MN)		5.77	5.77	5.77	5.77	5.26	5.26	5.26	5.26
σp (MPa)	σsup	0.00	5.45	6.92	7.41	0.00	7.11	9.16	9.86
	σinf	0.00	-9.62	-12.26	-13.15	0.00	-12.55	-16.24	-17.50
σP1 (MPa)	σsup	2.88	-1.75	-3.24	-3.75	2.72	-1.65	-3.07	-3.55
	σinf	4.98	18.52	21.23	22.16	4.71	17.54	20.11	20.99
σP2 (MPa)	σsup	2.58	0.76	-0.01	-3.36	4.79	1.44	-0.01	-3.06
	σinf	4.46	16.60	19.03	19.86	4.07	15.13	17.35	18.10
σMax (MPa)	σsup	**2.88**	3.71	**3.67**	**3.66**	2.72	5.46	6.09	6.31
	σinf	**4.98**	8.90	**8.97**	**9.00**	4.71	4.99	3.87	3.48
σMin (MPa)	σsup	**2.58**	6.21	**6.91**	**4.05**	4.79	8.55	9.15	6.79
	σinf	**4.46**	6.98	**6.77**	**6.71**	4.07	2.58	1.10	0.60

V.7.2 Vérification des contraintes tangentielles :

Vérification vis-à-vis de l'ELS:

$$\tau^2 \le 0,4.f_{tj}\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\overline{\tau_1}^2$$

$$\tau^2 \le 2.\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0,6.f_{cj}-\sigma_x\right]\times\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\overline{\tau_2}^2$$

Si $\sigma_x < 0,4.f_{cj}$ on a $\overline{\tau_1} < \overline{\tau_2}$, donc on vérifier juste que $\tau < \overline{\tau_1}$

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

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

α1 = 3.95°

α2 = 5.64°

α3 =6.83°

		Pcos α	Psin α
P1	1.89	1.89	0.13
P2	1.89	1.88	0.19
P3	1.89	1.88	0.22
	Somme	**5.65**	**0.54**

B_n =	1.71	m²
σ_x =	3.30	MPa
$\overline{\tau_1}$ =	**2.55**	MPa

V_{ser} =	**1.048**	MPa
V_{red} =	0.51	MPa
S_n =	**0.56**	m³
I_n =	0.65	m⁴
b_n =	0.62	m

⇨ τ = 0.70 MPa Condition vérifiée

Justifications de la poutre à l'ELU :

$$tg\ 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30°$$

σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{u\text{-}red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$

B_n =	1,71	m²
σ_x =	3,30	MPa
τ_u =	**1,21**	MPa
β_u =	**18,11**	°

On prend βu = 30 °

On détermine la section des armatures transversale : At

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

τ_u =	1.21	MPa
f_e =	500,00	MPa
f_{t28} =	2,70	MPa

bn =	0,62	m
γ_s =	1,15	

$$\frac{At}{St} \geq 2.53cm$$

V.8 ARMATURES PASSIVES DES POUTRES

V.8.1 Armatures passives des zones tendues

- Il ya pas de zones tendues

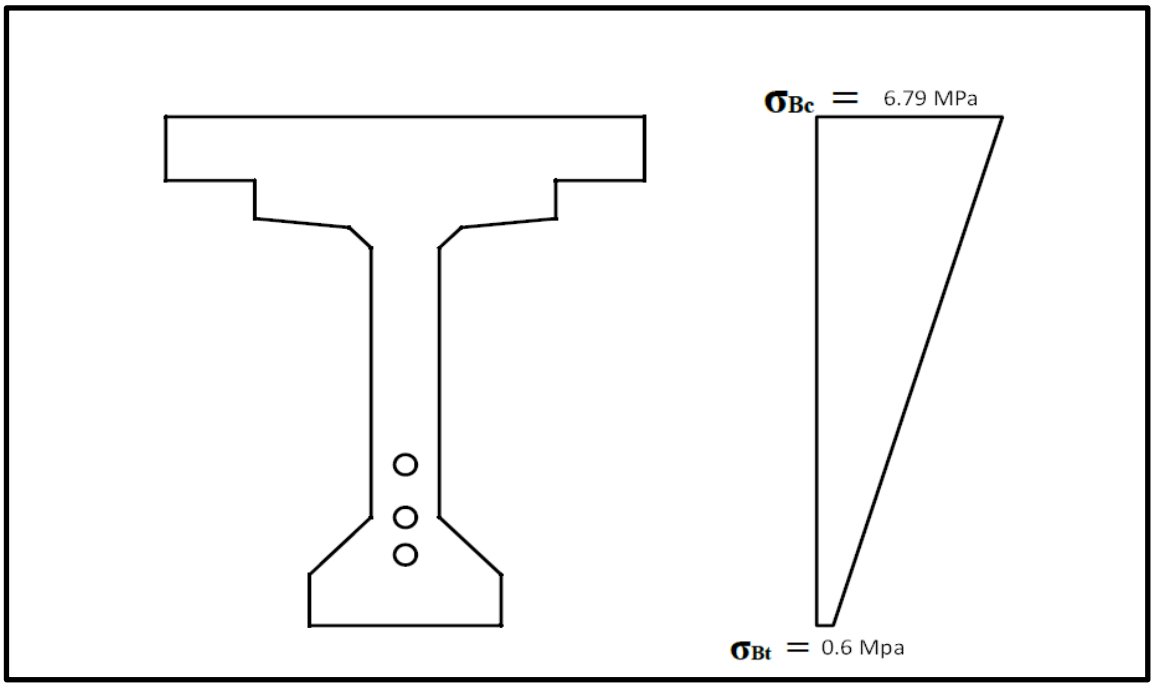


Figure V.1 diagramme des contraintes

V.8.2 Armatures de peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être au moins 3 cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm.

Le ferraillage des différentes sections de la poutre sont montrées dans la figure ci-dessous:

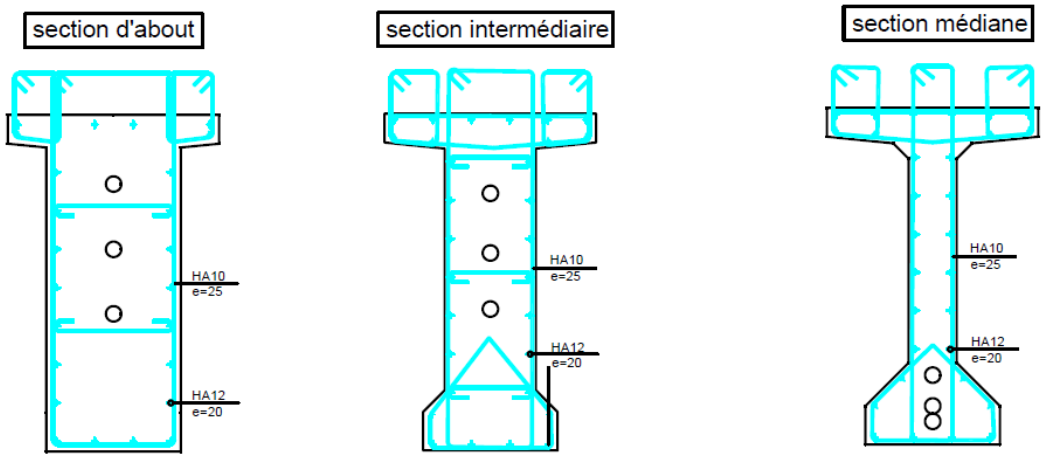


Figure V.9 ferraillage des poutres

V.9 Vérification de la flèche

Suivant les règles **BAEL** la flèche admissible est de **L/500,** où **L** est la portée de la travée considérée. Donc δ_{adm} = 34.5/500 = **6.9 cm**

On vérifie d'abord la contre-flèche de la poutre seule (avant coulage de la dalle):

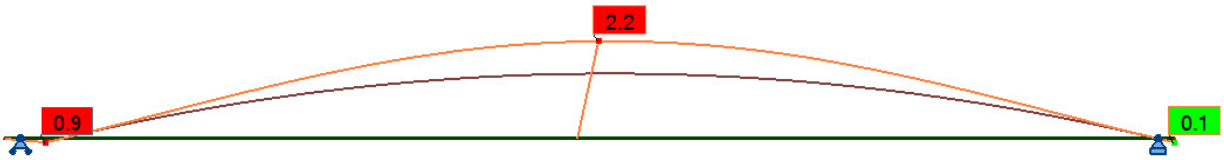


Figure V.10 la flèche avant coulage de la dalle

2.2 < 6.9 cm ➔ La condition de déplacement élastique est vérifiée ✓

Ensuite on vérifie la flèche du tablier lorsqu'il est en service :

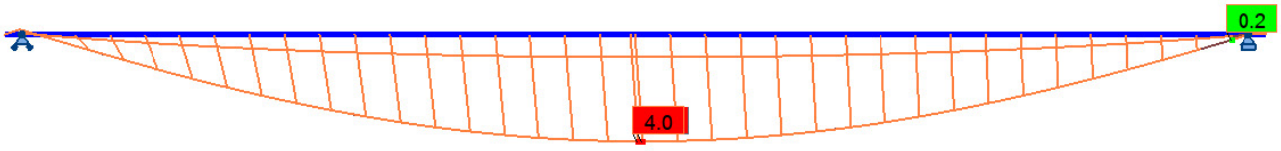


Figure V.11 la flèche après le coulage de la dalle

4.0 < 6.9 cm ➔ La condition de déplacement élastique est vérifiée ✓

V.10 Étude de l'entretoise :

V.10.1 Principe de ferraillage

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de solidariser la section transversale, mais elles sont nécessaires surtout lors de l'opération de vérinage, une opération souvent effectuée pour un changement des appareils d'appuis. Dans ce cas, les charges sont transmises aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants, sur la base desquels le ferraillage des entretoises sera dimensionné. Ces efforts qui

dépendent du nombre et de la répartition des vérins, et qui dépendent lui mêmes de leur puissance et du poids du tablier à soulever. Donc il est intéressant d'optimiser ce positionnement afin d'avoir le minimum d'efforts, et par conséquent le minimum de ferraillage. Il apparaît donc clairement la nécessité de prévoir l'emplacement des vérins (bossage fretté), pour éviter le développement d'efforts imprévus au moment du vérinage. Pour cela, et puisque le nombre des poutres est impair, on opte pour le positionnement montré dans la figure ci-dessous :

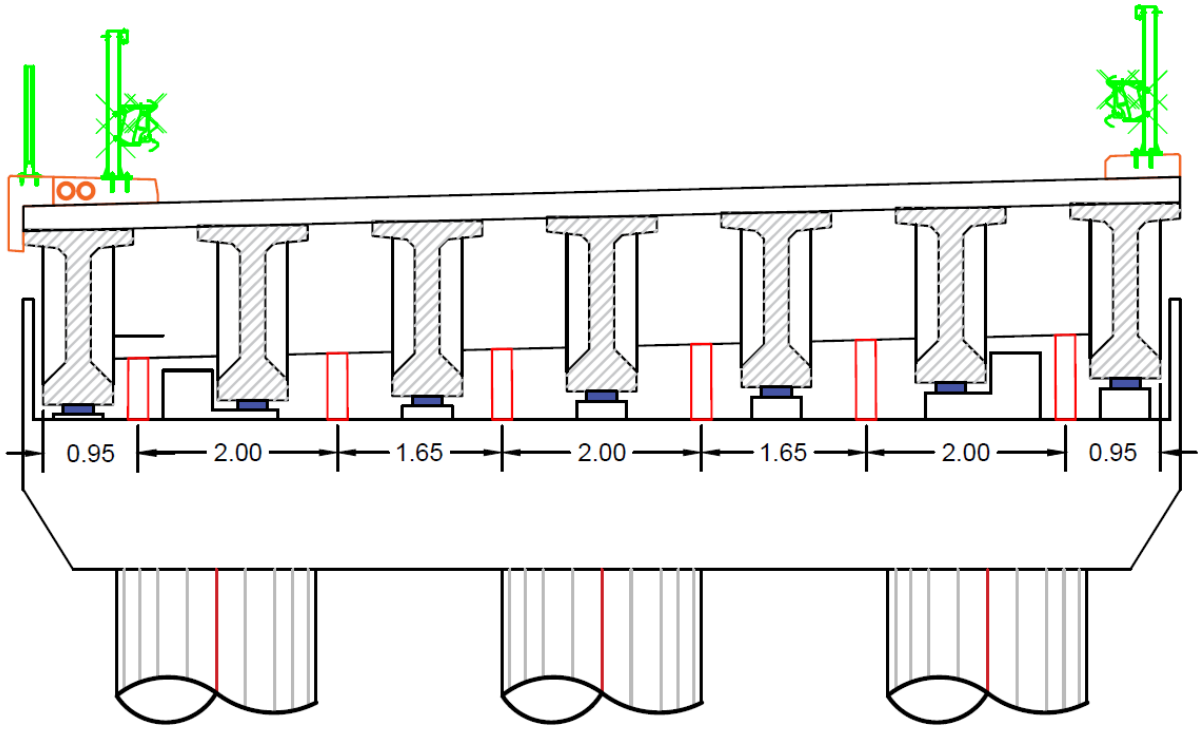


Figure V.12 disposition des vérins

V.10.2 Évaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue de 12.8 m de longueur, reposant sur six appuis, et supportant son poids propre (charge uniformément répartie) et le poids des poutres, 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).

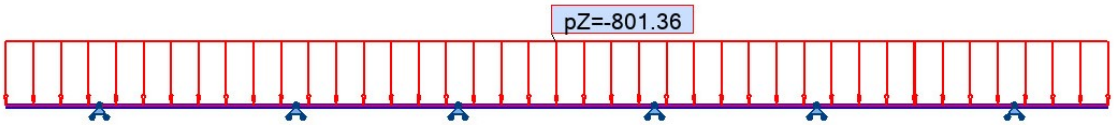


Figure V.13 modèle de calcule

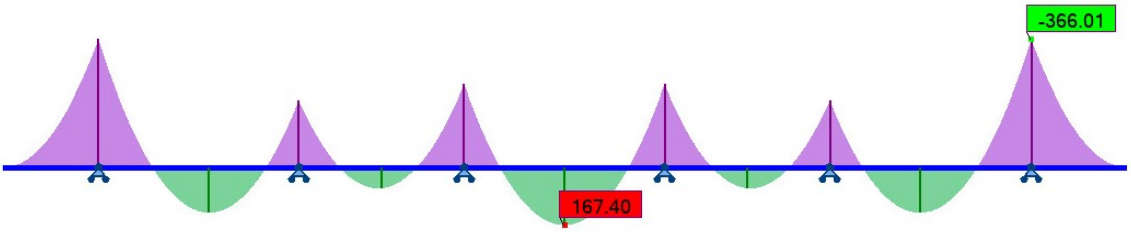


Figure V.14 Moment à L'ELS

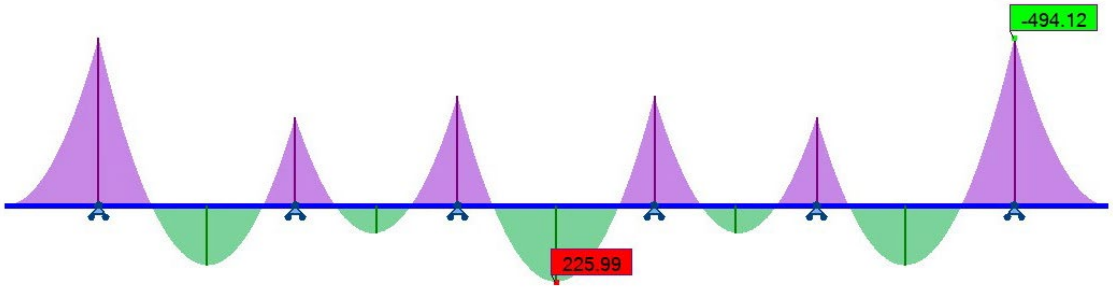


Figure V.15 Moment à L'ELU

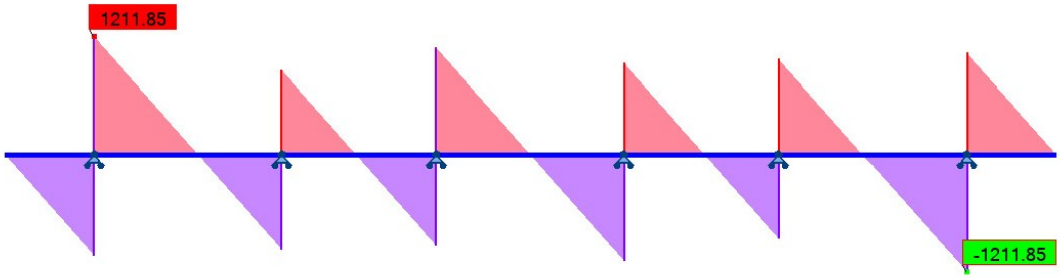


Figure V.16 effort tranchant à l'ELU

V.10.3 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 (Voir **Annxe A**) être présentés dans la figure ci-contre :

Tableau V.10 les résultats de calcules

Armatures	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinales supérieures	9.3	5 HA16	15
Longitudinales inférieures	4.2	3 HA14	15
Armatures transversales	2.3	2 HA12	13
Armatures de peau	≥ 3 cm²/ml	HA12	15

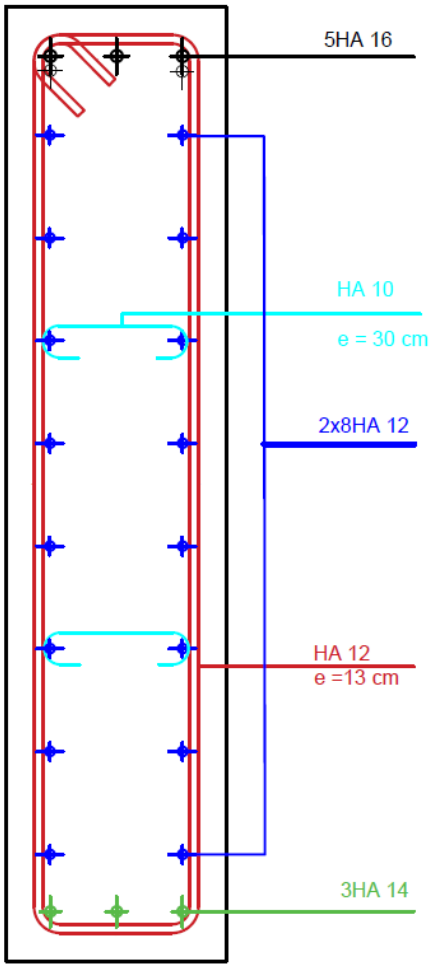


Figure V.17 ferraillage de l'entretoise

V.11 Étude de l'hourdis

V.11.1 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 des poutres qui reprend ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle qui reprend ces efforts.

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

V.11.2 Évaluation des efforts

L'hourdis est modélisé en utilisant un élément Barre, dont la largeur est prise égale à 1 m. Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre IV (poids propre, poids des équipements, charges de trafic), ainsi que leurs combinaisons correspondantes. Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes. Nous 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).

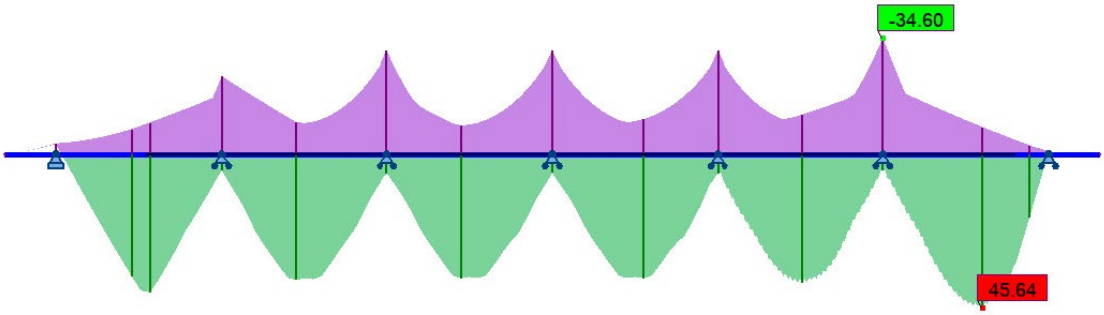


Figure V.18 Moment à ELS

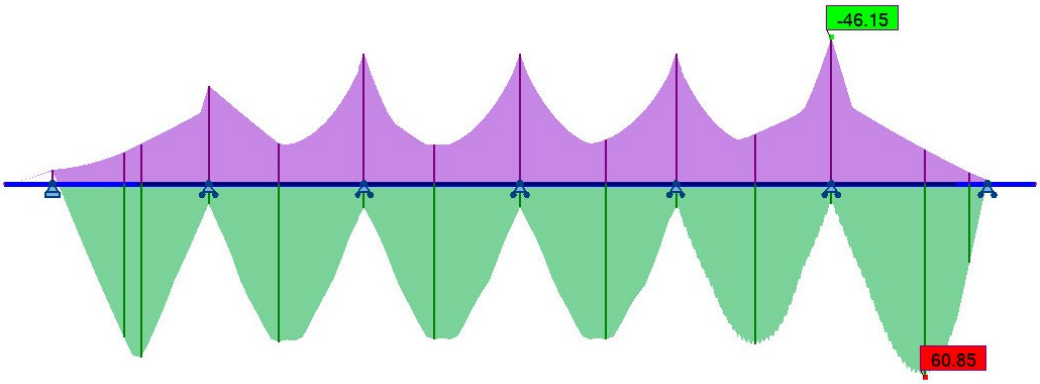


Figure V.19 Moment à l'ELU

V.11.3 Ferraillage de la dalle

Les résultats de calcul de ferraillage présentés dans le tableau ci-dessous sont détaillés à l'**Annxe A**. Le ferraillage longitudinal est le **tiers** de celui de ferraillage transversal, en respectant un ferraillage minimal de 2.43 cm² / ml :

Table V.11 les resultats de calcules

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	As	Ø (mm)	e (cm)	As	Ø (mm)	e (cm)
Supérieu	5.6	HA14	20	2.43	HA12	20
Inférieur	7.3	HA14	20	2.72	HA12	20

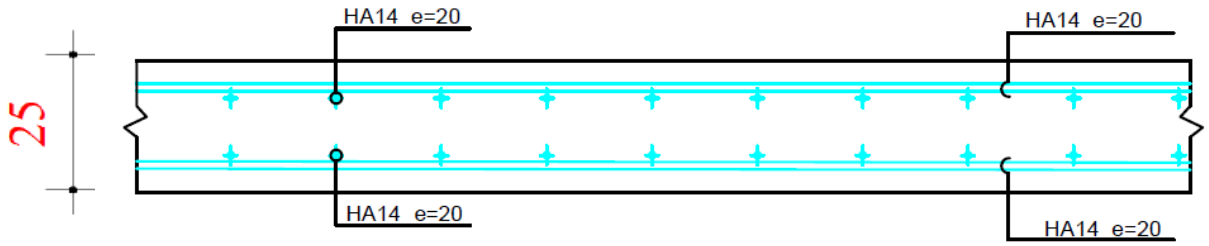


Figure V.20 Ferraillage de la dalle

V.12 Conclusion

Le dimensionnement des câbles, en type, en nombre et en tracé, doit équilibrer les efforts insupportables par le béton armé seul pour toutes les phases, en construction et en service, à vide et en charge. Dans ce chapitre, on a constaté la simplicité de dimensionnement et même de réalisation d'un tablier à poutres. D'autre part, son coffrage et ferraillage paraient plus compliqués, mais le mode de réalisation basé sur la préfabrication et la standardisation des poutres, nous permet de les bien maitriser.

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS

VI.1 INTRODUCTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

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

VI.2 APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

VI.2.1 Choix de type d'appareil d'appui

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur 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'appui du **type B**, ils 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.**

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

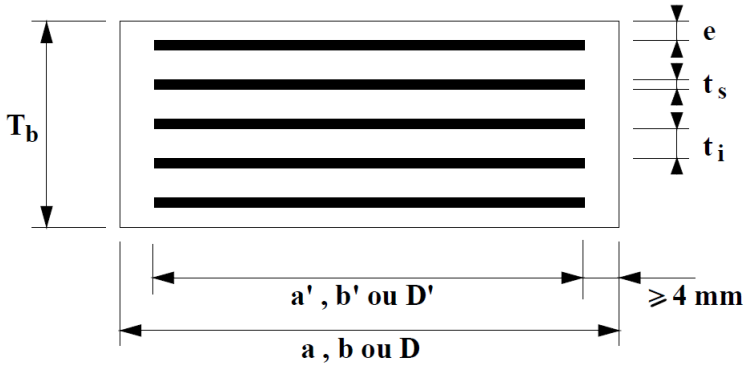


Figure VI.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui.

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 + 2 e.
Te : épaisseur nominale totale d'élastomère; Te = n ti + 2 e.
Tq : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement; Tq = n ti + 2 e.
n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
e : enrobage.

VI.2.3 Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions ainsi que les efforts verticaux appliqués seront calculés à l'ELU :

Réaction d'appui a (ELU) R =**1.41 MN** (d'apres le logiciel robot).

. Aire l'appareil d'appui :

Selon les recommandations SETRA on a :

$\sigma_{max} = R_{max} / axb \leq \sigma_{adm} =$	20	MPa

Alors :

a x b ≥ **707.185 cm²**

On prendera:

a x b = **250 x 350 mm²**

. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T:

Condition de non flambement:

a/10 ≤ T ≤ a/5

(avec a est le plus grand côté)

35,00	≤	T	≤	70,00 mm

. Dimensionnement des frettes

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

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \end{cases} \quad ou: \quad \sigma_e = 235\,Kg/mm^2 \quad (pour\ l'acier\ 24-1)$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{axb} \qquad \beta = \frac{axb}{2xGx(a+b)}$$

Avec : **G = 0.9 MPa** (le module d'élasticité statique)

$\boldsymbol{\sigma_m = 16.16\ MPa}$

β = 8.1

t_s = 2.12 mm

On prendera :

Feuillets d'élastomère : t_i (mm)	10
Frettes métalliques de : t_s (mm)	3
Enrobage des chants : (mm)	4
Enrobage extérieur : (min) haut et bas (mm)	2,5

Selon disponibilité dans le tableau :

T_d = 60 mm

T = 45 mm

VI.4 ETUDE SISMIQUE

Définition de la masse de la dalle totale :

M = 18 898.68 t

Composante longitudinale :

Détermination de la raideur de la structure :

$$K_{AA} = n \times G \times \frac{a \times b}{T} \quad \text{et} \quad K_{Pile} = nf \times \frac{3EI}{h^3} \quad \text{d'où} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pille}} + \frac{1}{k_{AA}}}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui (G = 1.8 MPa en cas dynamique).

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur net d'élastomère.

nf : le nombre de fûts de la pile, égal à **3** pour les piles P01 à P07.

E : le module de déformation instantanée du béton (*fc28* = 27 MPa □ E = 33 000 MPa).

I : inertie longitudinale d'un fût.

h : hauteur du fût de pile.

Tableau 0.1 calcule de $K_{a\text{-}app}$

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	I (m^4)	n Fût	$k_{Fût}$ (MN/m)
P1	3,16	2	0,79	3	7388,65
P2	3,92	2	0,79	3	3870,51
P3	4,49	2	0,79	3	2575,65
P4	5,28	2	0,79	3	1583,89
P5	6,05	2	0,79	3	1052,83
P6	6,46	2	0,79	3	864,83
P7	6,52	2	0,79	3	841,17
P8	6,82	2	0,79	3	734,98
P9	7,18	2	0,79	3	629,87
P10	7,59	2	0,79	3	533,21
P11	7,73	2	0,79	3	504,76

P12	7,86	2	0,79	3	480,13
P13	7,96	2	0,79	3	462,26
P14	8,01	2	0,79	3	453,66
P15	8,02	2	0,79	3	451,96
P16	8,11	2	0,79	3	437,08
P17	8,03	2	0,79	3	450,28
P18	7,83	2	0,79	3	485,67
P19	7,49	2	0,79	3	554,86
P20	6,79	2	0,79	3	744,76

$K_{a\text{-}app}$ =	**2,33** (MN/m)

Avec : $\mathbf{G}_{dy}$ = 1.2 GPa

Tableau VI.2 calcule de Kappuis

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_{appuis} (MN/m)
P1	7388,65	2,33	14	32,48
P2	3870,51	2,33	14	32,35
P3	2575,65	2,33	14	32,21
P4	1583,89	2,33	14	31,96
P5	1052,83	2,33	14	31,64
P6	864,83	2,33	14	31,43
P7	841,17	2,33	14	31,40
P8	734,98	2,33	14	31,23
P9	629,87	2,33	14	31,01
P10	533,21	2,33	14	30,74
P11	504,76	2,33	14	30,64
P12	480,13	2,33	14	30,54
P13	462,26	2,33	14	30,47
P14	453,66	2,33	14	30,43
P15	451,96	2,33	14	30,42
P16	437,08	2,33	14	30,35
P17	450,28	2,33	14	30,42
P18	485,67	2,33	14	30,57
P19	554,86	2,33	14	30,81
P20	744,76	2,33	14	31,25

Culées	k Ap-d'appui	nA-Apps	KP
	(MN/m)		(MN/m)
C1	2,33	7	16,31
C2	2,33	7	16,31

Klon =	**654,99**	(MN/m)

Conditions de la méthode monomodale

Pour appliquer cette méthode on doit vérifier que:

La masse totale de tablier x 0.43 > La masse de la pile + chevêtre

Tableau 0.3 calcule de masse le pile et chevêtre

Piles	masse de fut (kg)	masse chevêtre (kg)
P1	74418	108750
P2	92316	108750
P3	105739,5	108750
P4	124344	108750
P5	142477,5	108750
P6	152133	108750
P7	153546	108750
P8	160611	108750
P9	169089	108750
P10	178744,5	108750
P11	182041,5	108750
P12	185103	108750
P13	187458	108750
P14	188635,5	108750
P15	188871	108750
P16	190990,5	108750
P17	189106,5	108750
P18	184396,5	108750
P19	176389,5	108750
P20	159904,5	108750

Masse totale des piles + chevêtres = **5361,315 Tonnes**

Masse totale du tablier = 18 898.68 x 0.43 = **8126.434 Tonnes**

➔ **Condition Vérifiée**

Détermination des actions Longitudinales

Classification de l'ouvrage : Groupe 2 (pont important)

Zone sismique : Zone I

Donc on prend A = 0.12 (selon RPOA)

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$Sae\,(T,\xi) = \begin{cases} AgS\left(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec :

S : coefficient de site (Site meuble : S3)

S = **1.2**

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site soit :

T_1 = **0.2 s** T_2 : **0.5 s**

η : Facteur de correction d'amortissement soit :

η = 1

Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée

$$T = 2.\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$$

T = **1.82 s**

Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier

Réponse sismique :

$$T_2 < T < 3s$$

Donc S_a est donnée par la 3eme branche

S_a=0.97 m/s².

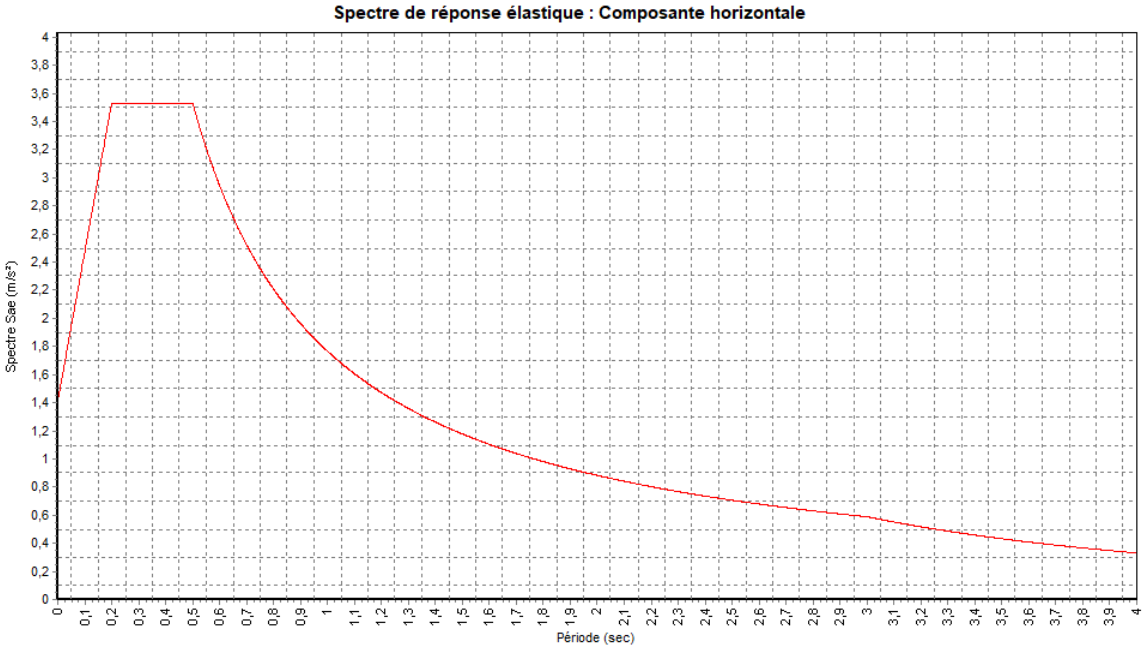


Figure VI.2 spectre de réponse (composante horizontale)

Effort totale : $F_{long} = MxSa$

➔ **F_{long} = 18 326.38 KN**

Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d^{tablier}_{longitudinal} = \frac{T^2}{4x\pi^2}xSa$$ **d_{long} = 0.081 m**

Répartition des efforts

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F$$

Tableau VI.4 calcule des forces sur les appuis

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)
C1	16,31	654,99	18326,4	456,3
P1	32,48	654,99	18326,4	908,7
P2	32,35	654,99	18326,4	905,1
P3	32,21	654,99	18326,4	901,3
P4	31,96	654,99	18326,4	894,3
P5	31,64	654,99	18326,4	885,3
P6	31,43	654,99	18326,4	879,5
P7	31,40	654,99	18326,4	878,6
P8	31,23	654,99	18326,4	873,9
P9	31,01	654,99	18326,4	867,8
P10	30,74	654,99	18326,4	860,1
P11	30,64	654,99	18326,4	857,3
P12	30,54	654,99	18326,4	854,6
P13	30,47	654,99	18326,4	852,5
P14	30,43	654,99	18326,4	851,5
P15	30,42	654,99	18326,4	851,3
P16	30,35	654,99	18326,4	849,3
P17	30,42	654,99	18326,4	851,0
P18	30,57	654,99	18326,4	855,3
P19	30,81	654,99	18326,4	862,0
P20	31,25	654,99	18326,4	874,4
C2	16,31	654,99	18326,4	456,3

Détermination des actions Transversale

Détermination de la raideur de la structure :

$$k_{Pile} = \frac{3EI}{h^3} \qquad k_{A\text{-}App} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

Table 0.5 calcule de Kpile

Piles	H_{moy} (m)	I (m^4)	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$
P1	3,16	96,50	302761,93	2,33	14
P2	3,92	96,50	158600,41	2,33	14
P3	4,49	96,50	105541,55	2,33	14
P4	5,28	96,50	64902,40	2,33	14
P5	6,05	96,50	43141,61	2,33	14
P6	6,46	96,50	35437,65	2,33	14
P7	6,52	96,50	34468,29	2,33	14
P8	6,82	96,50	30116,84	2,33	14
P9	7,18	96,50	25810,07	2,33	14
P10	7,59	96,50	21849,28	2,33	14
P11	7,73	96,50	20683,50	2,33	14
P12	7,86	96,50	19674,10	2,33	14
P13	7,96	96,50	18941,89	2,33	14
P14	8,01	96,50	18589,38	2,33	14
P15	8,02	96,50	18519,93	2,33	14
P16	8,11	96,50	17910,18	2,33	14

P17	8,03	96,50	18450,83	2,33	14
P18	7,83	96,50	19901,11	2,33	14
P19	7,49	96,50	22736,16	2,33	14
P20	6,79	96,50	30517,80	2,33	14

La formule pour calculer le raideur de l'appui est :

$$k_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{k_{appareils}} + \frac{1}{k_{pile}}}$$

Table 0.6 calcule de K appui

Appui	K (MN/m)	M Kg	T s	s_a m/s²	Fi KN
P1	32,62	1 043 489,00	1,12	1,26	1 311,64
P2	32,61	1 052 438,00	1,13	1,25	1 317,19
P3	32,61	1 059 149,75	1,13	1,25	1 321,31
P4	32,60	1 068 452,00	1,14	1,24	1 326,97
P5	32,60	1 077 518,75	1,14	1,24	1 332,42
P6	32,59	1 082 346,50	1,15	1,23	1 335,29
P7	32,59	1 083 053,00	1,15	1,23	1 335,71
P8	32,58	1 086 585,50	1,15	1,23	1 337,80
P9	32,58	1 090 824,50	1,15	1,23	1 340,28
P10	32,57	1 095 652,25	1,15	1,23	1 343,09
P11	32,57	1 097 300,75	1,15	1,22	1 344,05
P12	32,57	1 098 831,50	1,15	1,22	1 344,93

P13	32,56	1 100 009,00	1,15	1,22	1 345,61
P14	32,56	1 100 597,75	1,16	1,22	1 345,94
P15	32,56	1 100 715,50	1,16	1,22	1 346,01
P16	32,56	1 101 775,25	1,16	1,22	1 346,62
P17	32,56	1 100 833,25	1,16	1,22	1 346,08
P18	32,57	1 098 478,25	1,15	1,22	1 344,73
P19	32,57	1 094 474,75	1,15	1,23	1 342,41
P20	32,59	1 086 232,25	1,15	1,23	1 337,59
C1/C2	16,31	1 006 280,00	1,56	0,91	910,83

Composante verticale

L'action sismique verticale est calculée par travée :

$$R_i = a\, b\, \mu\, L$$

b : Parametre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapp

ort de travée

L : longueur de travée

μ : masse linéique du tablier

Application numérique

On a : L = **35.5** m ; μ = **25282.5** kg/ml ; a = **2.1** et b = **0.41**

Pour notre cas (une seule travé)

Donc :

$$R = \mathbf{772.7728\ KN}$$

IV.3.2.4. Combinaisons d'efforts

Tableau 0.7 combinaisons des efforts

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	456,3	910,83	772,77283	961,43	1 279,57	1 182,93
P1	908,7	1 311,64	772,77283	1 534,01	1 816,08	1 438,87
P2	905,1	1 317,19	772,77283	1 532,06	1 820,54	1 439,45
P3	901,3	1 321,31	772,77283	1 529,51	1 823,53	1 439,55
P4	894,3	1 326,97	772,77283	1 524,20	1 827,09	1 439,15
P5	885,3	1 332,42	772,77283	1 516,83	1 829,83	1 438,08
P6	879,5	1 335,29	772,77283	1 511,94	1 830,98	1 437,22
P7	878,6	1 335,71	772,77283	1 511,17	1 831,13	1 437,07
P8	873,9	1 337,80	772,77283	1 507,08	1 831,80	1 436,29
P9	867,8	1 340,28	772,77283	1 501,67	1 832,44	1 435,18
P10	860,1	1 343,09	772,77283	1 494,84	1 832,95	1 433,72
P11	857,3	1 344,05	772,77283	1 492,34	1 833,07	1 433,17
P12	854,6	1 344,93	772,77283	1 489,94	1 833,15	1 432,64
P13	852,5	1 345,61	772,77283	1 488,05	1 833,20	1 432,22
P14	851,5	1 345,94	772,77283	1 487,09	1 833,22	1 432,00
P15	851,3	1 346,01	772,77283	1 486,89	1 833,22	1 431,95
P16	849,3	1 346,62	772,77283	1 485,13	1 833,24	1 431,55
P17	851,0	1 346,08	772,77283	1 486,70	1 833,22	1 431,91
P18	855,3	1 344,73	772,77283	1 490,50	1 833,13	1 432,77
P19	862,0	1 342,41	772,77283	1 496,57	1 832,85	1 434,10
P20	874,4	1 337,59	772,77283	1 507,51	1 831,74	1 436,37
C2	456,3	910,83	772,77283	961,43	1 279,57	1 182,93

VI.5 Vérifications des appareils d'appui 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 : est un 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

Le coefficient de sécurité à appliquer en résistance à la compression du matériau est pris

égal à 1.5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduite par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

$$\frac{F_z}{A_r} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ à } 25 \text{ MPa}$$

$\sigma_m = 16.16\ MPA$ ➔ ***Condition vérifiée.***

VI.6 LES JOINTS DE CHAUSSÉE

Définition

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle.

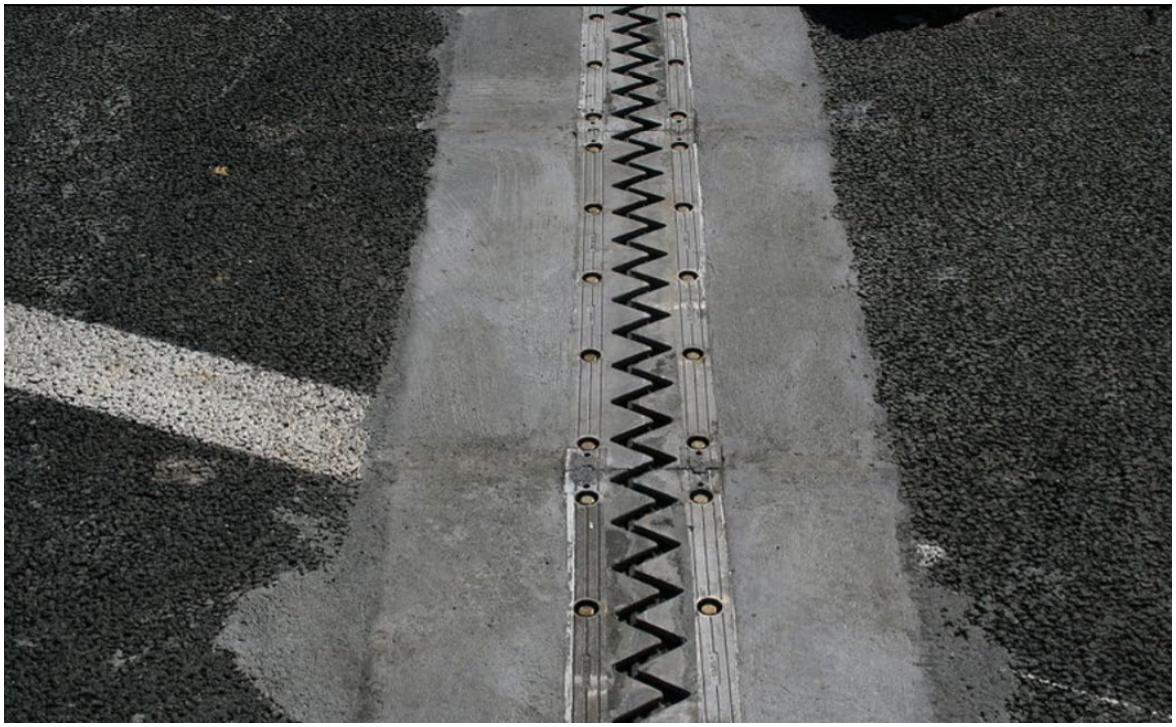


Figure VI.3 Photo réelle d'un joint de chaussée.

Calcul des efforts dus à la variation linéaire:

Fbc = 360 KN

FAl = 116.59 KN

$$\varepsilon_f = 3.5\times10^{-4} \qquad \varepsilon_r = 2\times10^{-4}$$

$$F_{r+f} = \frac{nG.a.b\Delta_{r+f}}{T}$$

ΔLr+f = L/2*ε

Avec : L = la portée

ΔLr+f = 0.0095 m

$$\Delta l = \alpha . l_0 . \Delta T$$

Avec α = 9.9 x 10^{-6} $C^{\circ -1}$ (Béton armé)

ΔT = -37.5° / 27.5° (RCPR)

ΔLT = 0.0077 m

ΔLFbc = 0.0147 m

ΔLFal = 0.0048 m

Ff+r = 116.222 KN

Ft = 94.14 KN

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0{,}3W_T + \frac{W_S}{3}$$

W : souffle total du joint,
W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage),
W_T : souffle thermique,
W_S : souffle sismique.

Application numérique:

W_D = 0.0095 m

W_T : 0.0077 m

W_S : 0.0081 m

W = **0.039 m**

Alors On choisit ➔ Wd 60

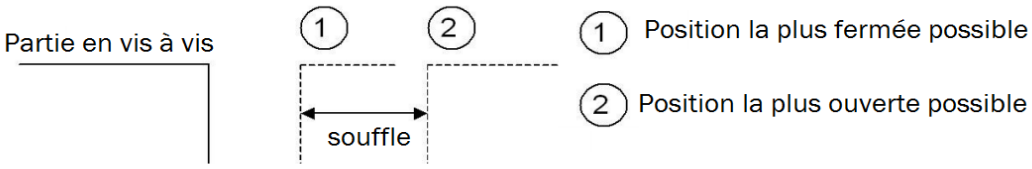


Figure VI.4 Souffle

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet, Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Cela, nous amènent à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

VII.2 ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

VII.2.1 Conception de la pile

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type de mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Pour notre ouvrage, on choisit des piles à 3 fûts circulaires surmontés par un chevêtre.

Tableau VII.1 Implantation et hauteurs des piles.

Appuis	position	Hauteur de fût (m)	Hauteur totale (m)
C01	PK12+636	/	/
P01	PK12+671.005	6.79	8.29
P02	PK12+706.608	7.49	8.99
P03	PK12+742.211	7.83	9.33
P04	PK12+777.814	8.03	9.53
P05	PK12+813.52	8.11	9.61
P06	PK12+849.037	8.02	9.52
P07	PK12+884.537	8.01	9.51
P08	PK12+920.243	7.96	9.46
P09	PK13+955.846	7.86	9.36

P10	PK13+991.449	7.73	9.23
P11	PK13+27.155	7.59	9.09
P12	PK13+62.861	7.18	8.68
P13	PK13+98.361	6.82	8.32
P14	PK13+134.067	6.52	8.02
P15	PK13+169.773	6.46	7.96
P16	PK13+205.479	6.05	7.55
P17	PK13+241.185	5.28	6.78
P18	PK13+276.788	4.49	5.99
P19	PK13+312.494	3.92	5.42
P20	PK13+348.2	3.16	4.66
C02	PK13+388	/	/

VII.2.3 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 :

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

$\mathbf{l_f}$: longueur du flambement de la pile la plus haute :

$\mathbf{l_f = 0.7 \times l_0}$: pour la partie poutre (l_0 est la hauteur du fût).

$\mathbf{l_f = 2 \times l_0}$: pour la partie voussoir (l_0 est la hauteur totale de la pile).

i : rayon de giration de la section

$i_x = \sqrt{\frac{Iy}{s}}$; $i_y = \sqrt{\frac{Ix}{s}}$

Tableau VII.2 Vérification du flambement des piles.

Appuis	l (m)	l_f (m)	i_y (m)	i_x (m)	λ_y	λ_x	observation
Pile 01	6.79	4.75	3.2	0.5	1.49	9.50	✓
Pile 02	7.49	5.24	3.2	0.5	1.64	10.48	✓
Pile 03	7.83	5.48	3.2	0.5	1.71	10.96	✓
Pile 04	8.03	5.62	3.2	0.5	1.76	11.24	✓
Pile 05	8.11	5.68	3.2	0.5	1.77	11.35	✓
Pile 06	8.02	5.61	3.2	0.5	1.75	11.23	✓
Pile 07	8.01	5.61	3.2	0.5	1.75	11.21	✓
Pile 08	7.96	5.57	3.2	0.5	1.74	11.14	✓
Pile 09	7.86	5.50	3.2	0.5	1.72	11.00	✓
Pile 10	7.73	5.41	3.2	0.5	1.69	10.82	✓
Pile 11	7.59	5.31	3.2	0.5	1.66	10.62	✓
Pile 12	7.18	5.03	3.2	0.5	1.57	10.05	✓
Pile 13	6.82	4.77	3.2	0.5	1.49	9.55	✓
Pile 14	6.52	4.56	3.2	0.5	1.43	9.13	✓
Pile 15	6.46	4.52	3.2	0.5	1.41	9.04	✓
Pile 16	6.05	4.24	3.2	0.5	1.32	8.47	✓
Pile 17	5.28	3.70	3.2	0.5	1.15	7.39	✓
Pile 18	4.49	3.14	3.2	0.5	0.98	6.28	✓
Pile 19	3.92	2.74	3.2	0.5	0.86	5.49	✓
Pile 20	3.16	2.21	3.2	0.5	0.69	4.42	✓

➔ Pas de risque de flambement

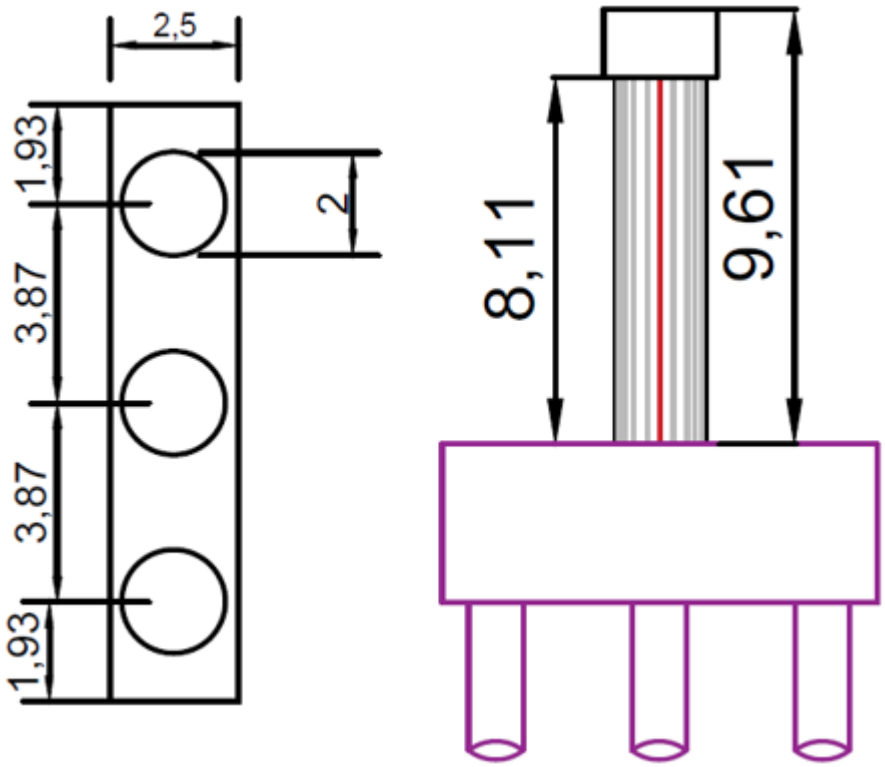


Figure VII.1 Dimensions des piles les plus hautes

VII.3 Etude des pieux

Le pré dimensionnement des pieux:

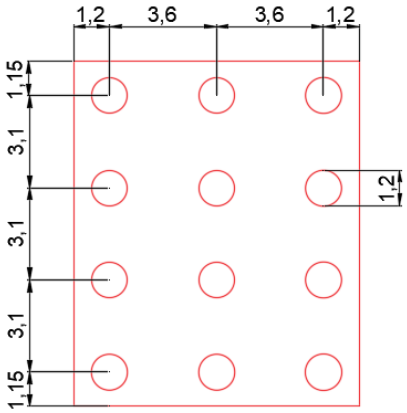


Figure VII.2 les pieux

Le pré dimensionnement de la semelle:

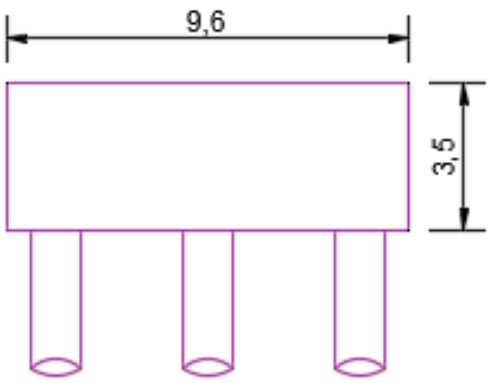


Figure VII.3 la semelle

On va calculer seulement la pile la plus haute.si elle vérifie alors toutes les autres piles vérifiées

IV.3.3 Evaluation des efforts pour 2 Travées chargées

Table VII.3 Les efforts sur les pieux

	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	9744.00	/	0.00	1.75	0.00	/
Fûts	1910.87	/	0.00	7.56	0.00	/
Chevêtre	1087.50	/	0.00	12.36	0.00	/
G Tablier	8975.29	/	0.00	13.11	0.00	/
Hf+r	/	116.22	/	13.11	/	1523.67
HT°	/	94.14	/	13.11	/	1234.17
Somme	21717.67	172.71	/	/	0.00	2264.17

Table 0.4 Les efforts dus au chargement sur les pieux

	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
(Al)	1649.38	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1220.74	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1140.77	/	0.00	/	0.00	/

D240	2114.78	/	0.00	/	0.00	/
ST	93.19	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	116.19	/	13.11	/	1523.31
Bc	/	180.00	/	13.11	/	2359.80

On distribue les forces et les moments descendant sur les appuis

Avec : $R_1 = R_{min} = \frac{N}{n} - \frac{M_y}{\sum y_i^2}$

$R_2 = R_{max} = \frac{N}{n} + \frac{M_y}{\sum y_i^2}$

yi = entraxe entre l'axe du pieu et l'axe passant par le centre de gravité de la semelle.

n = le nombre des pieux.

Et pour notre cas :

n = 12 le nombre des pieux (3 files chaque file 4 pieux de 1.2 m de diamètre).

y_1 = 3.6 m la distance entre la 1er file et l'axe de la semelle.

y_2 = 3.6 m la distance entre la 2eme file et l'axe de la semelle.

Table 0.5 Combinaison à l'ELS

						1ère file	2ème file
	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)	R_1 (KN)	R_2 (KN)
G	21717.67	172.71	2264.17	0.00	2264.17	1731.19	1888.42
G+1.2Al+ST	23790.11	312.14	4092.14	0.00	4092.14	1840.42	2124.60
G+1.2Bc+ST	23275.74	388.71	5095.93	0.00	5095.93	1762.70	2116.59
G+Mc120	22858.43	172.71	2264.17	0.00	2264.17	1826.25	1983.49
G+D240	23832.45	172.71	2264.17	0.00	2264.17	1907.42	2064.65

Table 0.6 Combinaison à l'ELU

						1ère file	2ème file
	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)	R_1 (KN)	R_2 (KN)
2	29318.85	241.63	3167.71	0.00	3167.71	2333.25	2553.23
1.35G+1.6Al+1.6ST	32106.96	427.54	5605.00	0.00	5605.00	2480.96	2870.20
1.35G+1.26B+1.6ST	31421.14	529.63	6943.39	0.00	6943.39	2377.34	2859.52
1.36G+1.35Mc120	32173.81	241.63	3167.71	0.00	3167.71	2571.16	2791.14
1.35G+1.35D240	29444.65	241.63	3167.71	0.00	3167.71	2343.73	2563.71

On suppose que les résistances admissibles limites du sol sur une profondeur de 20 m dans le niveau inférieur de la semelle sont:

R_{max} (ELS) = 200t ; R_{max} (ELS) = 300 t

Alors on choisit la longueur des pieux est de 20 m.

Etude des pieux

n=12 nombre des pieux

A partir des résultats obtenu, on a les sollicitations les plus défavorables :

H_{max}(ELS)= 32.39 KN

H_{max}(ELU)= 44.14 KN

Actions sur les pieux

Par la méthode de Warner

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}} \qquad \overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

Table 0.7 tableau de Warner

$\lambda * l =$	1	1.5	2	3	4	6
$\chi_{\theta P} =$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$\chi_{\theta m} =$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

L= 20 m ; E = 33000 MPa ; on suppose que C_u= 30 MN/m³ ; b = 1.2 m

I=0.101m^4

➔ $\lambda = 0.228$

➔ $\lambda * l = 4.559$

Par interpolation on trouve

$\chi_{\theta P} = 1.31$; $\chi_{\theta m} = 1.57$

➔ M_{ELS}= 118.79 KN.m

➔ M_{ELU}= 161.86 KN.m

On a

M_{ELS}= 118.79 KN.m ; H_{ELS} = 32.39 KN ; N =1762.70 KN

M_{ELU}= 161.86 KN.m ; H_{ELU} = 44.14 KN ; N = 2343.73 KN

En Utilisant le logiciel Robot Expert on trouve : As = 113.1 cm²

➔ soit 24 HA 25 , e = 0.14 m (enrobage)

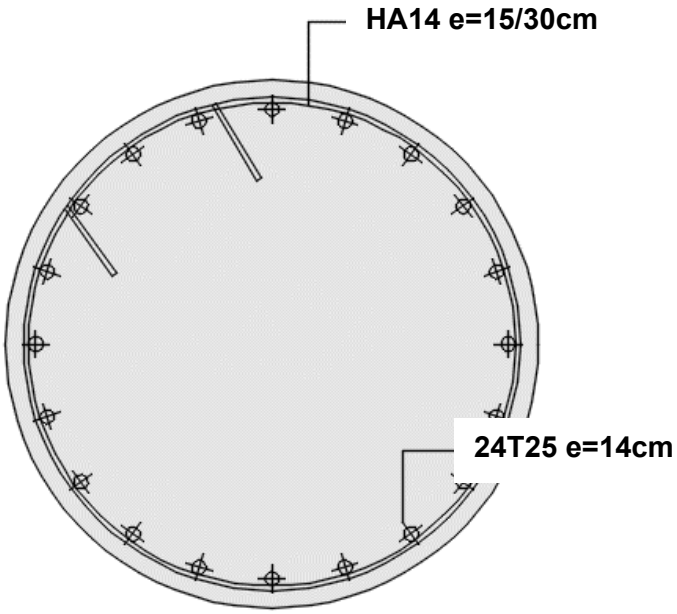


Figure 0.4 ferraillage de pieux.

Avec ls= 65 Φ =1.625 m ➔ on prend 1.65m

Etude de Chevêtre

Table 0.8 caractéristiques de chevêtre

	H(m)	B(m)	L(m)
Chevêtre	1.50	2.50	11.60

On modélise le chevêtre sur Robot Structural Analysis pour avoir les efforts internes maximaux pour ferrailler notre élément.

Les résultats :

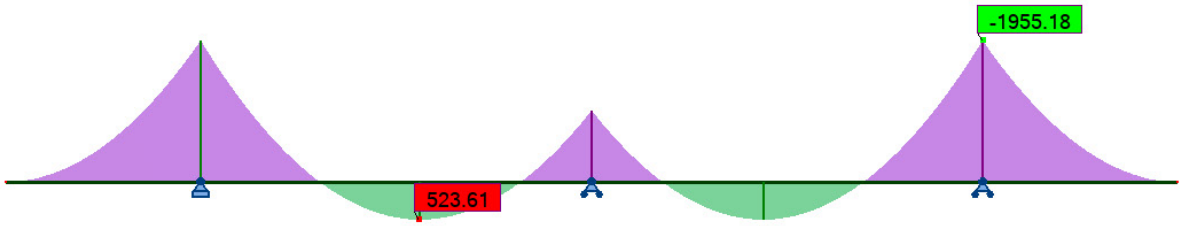


Figure VII.5 diagramme des moments de chevêtre à L'ELS

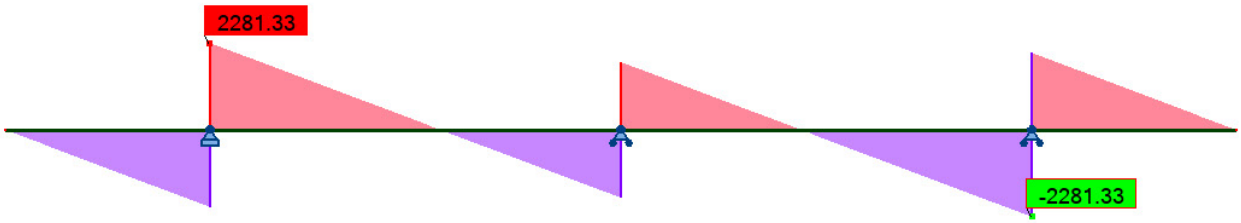


Figure VII.6 diagramme de l'effort tranchant de chevêtre à L'ELS

VII.4 Ferraillage du chevêtre

Les armatures longitudinales

A partir de ces résultats on calcule les sections d'acier avec Robot EXPERT (ANNXE A) on trouve

As = 57.18 cm² pour les armatures supérieures.

As = 38.8 cm² pour les armatures inferieurs.

Selon RPOA $0.15\% \leq \rho_s \leq 1.5\%$ pour la Zone I dansa les pièces fléchies

➔ As min = 56.25 cm²

On choisit 12 HA 25 pour les deux nappes avec e = 14 cm.

Les armatures transversales

Dans l'ANNXE A on a calculé les armatures transversales et l'espacement

2HA14

St=15.4 ➔ St =15 cm

Et selon RPOA St max=(24 Φ_t ; 8 Φ_l ;0.25 d)

St max= 60 cm ➔ condition vérifiée.

Dimensionnement à la torsion

selon Setra ppi73

On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur Lt

On détermine le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion:

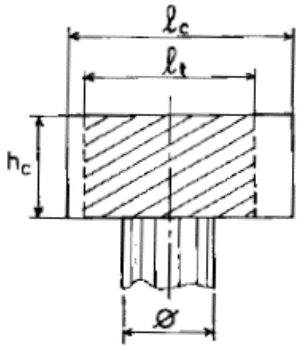


Figure VII.7 la zone de torsion

$$\begin{cases} \ell_t = \ell_c & \text{si } \ell_c \leq \emptyset + h_c \\ \ell_t = \emptyset + h_c & \text{si } \ell_c > \emptyset + h_c \end{cases}$$

On a H_c = 1.5 m

Φ=2 m

L_c= 2.5 m

Alors ➔ L_t= 2.5 m

La contrainte tangente de torsion donnée par : $\tau_a = \frac{C}{2\Omega b_n}$

b_n : L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente

$$b_n = \frac{H_c}{6}$$

C : moment de torsion maximale par ml

Ω : l'aire de torsion ; Ω= $(H_c - b_n) \times (l_t - b_n)$

b_n = 0.25 m

Ω = 2.81 m²

P= 7.5 m

Evaluation de moment de torsion C

C= Pg x e

e : entraxe entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appui des poutres

Phase de construction :

e= 0.55 m

Pg= 211.95 KN/ml

➔ C_1=116.57 KN.m/ml

Phase de service :

e = 0.55 m

Surcharge = 149.11 KN/ml (la réaction maximale dans la descente de charge)

➔ C_2= 82.01 KN.m/ml

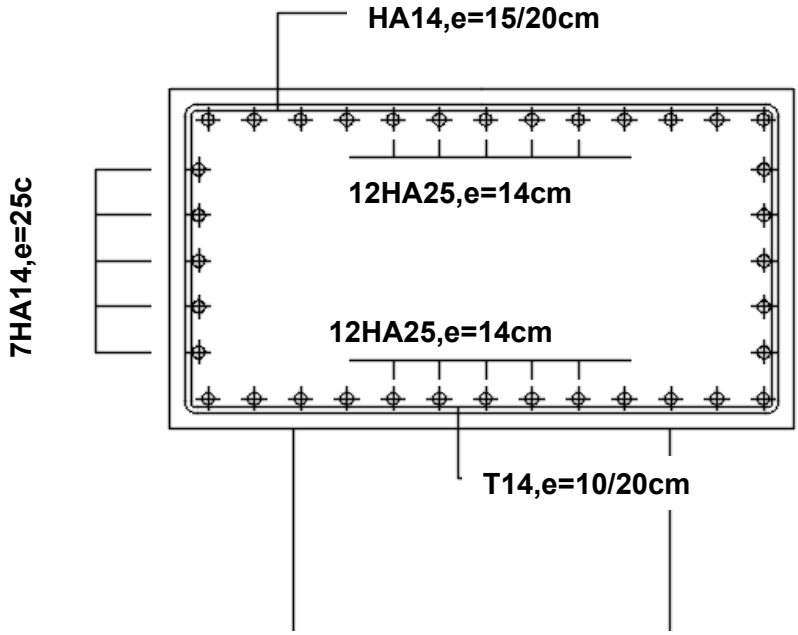
C=max (C_1, C2) = 116.57 KN.m/ml

➔ $\overline{\sigma}_a$ = 333.33 MPa

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

➔ As = 4.66 cm²

Soit 7 HA 14 avec e= 25 cm



FigureVII.8 ferraillage du chevêtre

VII.5 Etude de Futs

Table 0.9 caractéristiques des Futs

	H(m)	N°	D(m)
Fûts	8.11	3.00	2.00

TableVII.10 Les efforts sur les Futs

	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Fûts	1910.87	/	0.00	4.06	0.00	
Chevêtre	1087.50	/	0.00	8.86	0.00	
G Tablier	8975.29	/	0.00	9.61	0.00	
Hf+r	/	116.22	/	9.61		1116.89
HT°	/	94.14	/	9.61		904.68
Somme	11973.67	210.36	/	/	0.00	2021.57

Table 0.11 les efforts externes sur les futs

	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
(Al)	1649.38	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1220.74	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1140.77	/	0.00	/	0.00	/
D240	2114.78	/	0.00	/	0.00	/
ST	93.19	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	116.19	/	9.61	/	1116.63
Bc	/	180.00	/	9.61	/	1729.80

Table VII.12 Combinaison à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G	11973.67	172.71	1659.70	0.00	1659.70
G+1.2Al+ST	14046.11	312.14	2999.66	0.00	2999.66
G+1.2Bc+ST	13531.74	388.71	3735.46	0.00	3735.46
G+Mc120	13114.43	172.71	1659.70	0.00	1659.70
G+D240	14088.45	172.71	1659.70	0.00	1659.70

Les sollicitations les plus défavorables

Mmax =1245.15 KN.m/ml Ncor = 4510.58 KN./ml

Tmax = 129.57KN./ml Ncor = 4510.58 KN./ml

Table VII.13 Combinaison à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1,35G	16164.45	241.63	2322.02	0.00	2322.02
1.35G+1.6Al+1.6ST	18952.56	427.54	4108.63	0.00	4108.63
1.35G+1.6B+1.6ST	18266.74	529.63	5089.70	0.00	5089.70
1.36G+1.35Mc120	19019.41	241.63	2322.02	0.00	2322.02
1.35G+1.35D240	16290.25	241.63	2322.02	0.00	2322.02

Les sollicitations les plus défavorables

Mmax = 1696.57 KN.m/ml Ncor = 6088.91 KN./ml

Tmax = 176.54 KN./ml Ncor = 6088.91 KN./ml

Les armatures longitudinales

Les sections d'acier selon Robot Expert (ANNXE A) :

As = 314.2 cm² soit 40 HA 32 e = 15 cm.

Les armatures transversales

En se basant sur les résultats obtenus, on utilise Robot Expert (ANNXE A) et:

On trouve 2HA16 avec St =15 cm dans la zone critique et St = 30 cm dans la zone courante

Et selon RPOA St max=(24 Φt ; 8 Φl ;0.25 d)

St max = 36 cm ➔ condition vérifiée

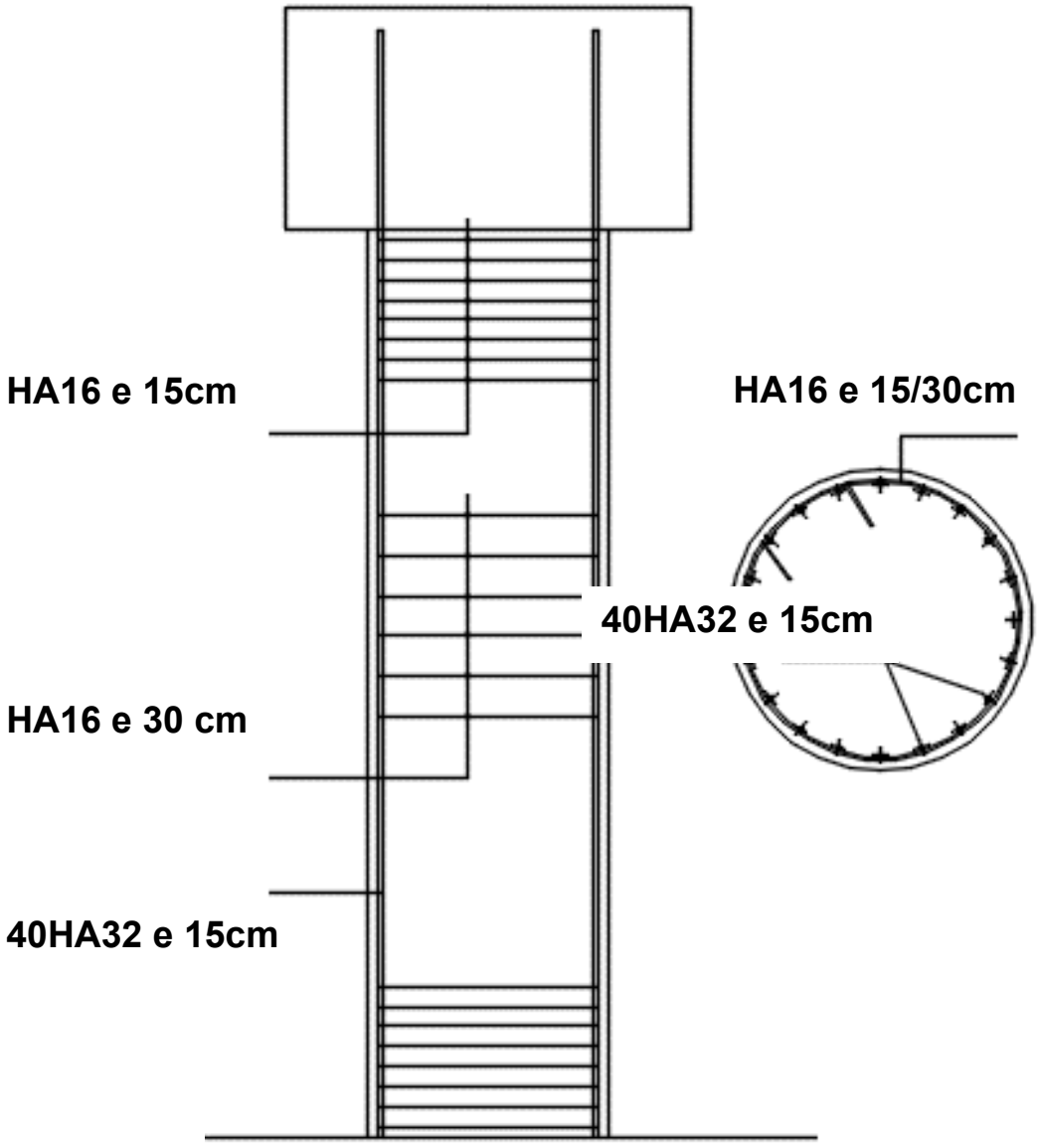


Figure 0.9 ferraillage des futs

VII.6 Etude de la semelle

En uutilisant la Méthode de bielle

Armatures transversales inférieures :

Les conditions de la méthode sont :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ \alpha \leq 55° \\ h \geq \dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4} \end{cases}$$

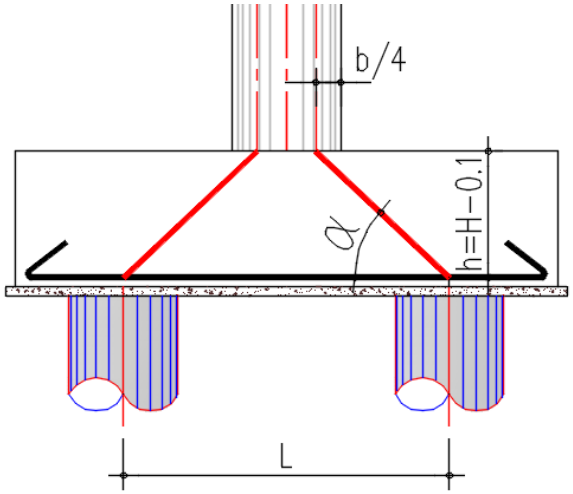


Figure 0.10 condition de bielle

H= 3.50 m

b = 9.60 m largeur de la semelle

L=7.2 m entraxe entre pieux

Φ = 2 m diamètre fut

On calcule

3.40 > 3.1 ➔ condition vérifiée

$$Tg\,\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = \quad \mathbf{47.67}^{\circ}$$

➔ Condition vérifiée

Condition normale :

$\bar{\sigma}_a =$ **333.33 MPa ; Nmax = 2.12 MN**

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} \Rightarrow \quad As = \qquad 58.11 \quad cm^2$$

Armatures longitudinales inférieures

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

As = 6.32 cm² Soit HA20 e= 17.5cm

Armatures transversales supérieures

As = 4.211 cm² Soit 21 HA14 e= 12cm

Armatures longitudinales supérieures

As = 3.158 cm² Soit HA14 e= 17.5cm

Armatures latérales

As = 1.263 cm² Soit HA14 e= 20cm

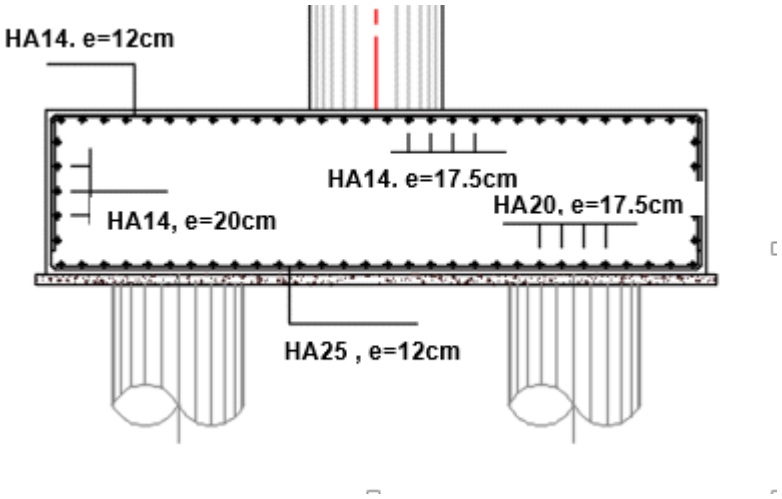


Figure VII.11 ferraillage de la semelle

Conclusion générale

L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'études. Elle consiste en la conception et le dimensionnement d'un ouvrage d'art faisant partie du projet de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Batna à l'autoroute Est-Ouest. Le viaduc en question traverse Chott Guedain sur une longueur de 761 m répartie sur 21 travées de 36,2 m.

L'étude que nous avons menée nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre formation particulièrement dans le domaine des ouvrages d'art.

Au cours de ce travail nous avons pu, entre autres :

- Déterminer la variante jugée la plus adéquate pour le franchissement de l'obstacle tout en prenant en considération les avantages et les inconvénients de trois possibilités.

- Déterminer les matériaux les mieux adapter ainsi que leurs caractéristiques qui seront pris en considération dans les différents calculs et dimensionnements et utilisés dans de la réalisation de l'ouvrage.

- Réaliser un pré-dimensionnement des différents éléments constitutifs du viaduc et définir leurs sections transversales.

- Définir les différentes charges auxquelles l'ouvrage sera soumis et ce pour différente phases d'étude afin de déterminer les sollicitations maximales et dimensionner la précontrainte.

Au fil de ce projet effectué durant notre stage qui a duré trois mois et présenté dans ce mémoire, nous avons pu combiner les concepts théoriques et pratiques et prendre conscience de la nature du travail que doit réaliser l'ingénieur chargé de l'étude d'un ouvrage d'art. Ce dernier, doit faire preuve non seulement de grandes compétences de conception et de dimensionnement mais doit être aussi au courant des contraintes au nivea u des chantiers d'ouvrages d'art.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Aude PETEL, Gilles LACOSTE, Jean-Michel LACOMBE, *Projet de pont partie 2/3 pont en encorbellement,* Ecole Spéciale des Travaux Publics, ESTP option T.P.3/R.O, août 2012.
[2] Aurelio Muttoni, *Conception et dimensionnement de la précontrainte*, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, année académique 2011-2012.
[3] BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, BAEL 91 révisé 99, 1999.
[4] BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, BPEL 91 révisé 99, 1999.
[5] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
[6] Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
[7] Document SETRA, *Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3*, SETRA ,1999.
[8] Document SETRA, *Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton*, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), *2007.*
[9] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.
[10] Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
[11] 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), juin 2003.
[12] Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton bipoutres*, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
[13] Gustavo Henrique SIQUEIRA, *Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers au Québec réhabilités avec l'utilisation d'isolateurs en caoutchouc naturel,* thèse de doctorat, université de Sherbrooke, juin 2013.
[14] KIBBOUA. A, *Développement d'une méthodologie d'analyse pour la vulnérabilité sismique des piles de ponts algériens,* thèse de doctorat sous la direction de BENOUAR Djillali, USTHB, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, 2012.
[15] RCPR, *Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes*, Algérie, 2009.
[16] RPOA, *Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Algérie, 2008.
[17] THONIER. H, *Le Béton Précontraint aux Etats Limites*, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.
[18] Pathologies du béton, dans le site http://www.guidebeton.com/
[19] Pathologie de l'humidité des parois - Pathologie des ponts ; Paul DAHAN : Ingénieur ETP, European Engineer, ex-professeur à l'ESTP

ANNEXE A
FERRAILLAGE

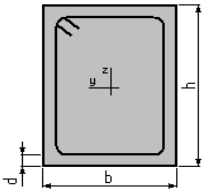
Armatures transversales chevêtre
Effort tranchant

1. Hypothèses

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone courante

2. Section



b = 250,0 (cm)
h = 150,0 (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	3079,80	0,00

4. Résultats

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,8 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,5 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 11,6 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3,1 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 14
Espacement : S_t = 15,4 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 7 + 8*13 + 1*16 + 11*40 (cm)

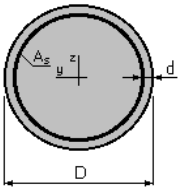
Calcul des armatures transversales dans le pieu (zone courante)

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 = 10,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	44,14	2191,33

4. Résultats

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,0 (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)

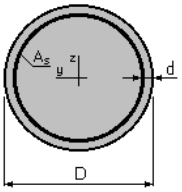
Calcul des armatures transversales dans le pieu (zone critique)
Effort tranchant

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 critique

2. Section :



D = 120,0 (cm)
d = 10,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	44,14	2191,33

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,0 (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)

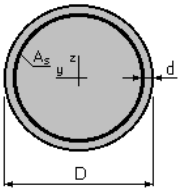
Calcul des armatures transversales pour les fûts (zone courante)
Effort tranchant

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 = 200,0 (cm)
d = 10,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	176,54	6088,91

4. Résultats

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,1 (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)

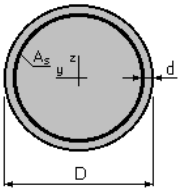
Calcul des armatures transversales pour les fûts (zone critique)
Effort tranchant

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 critique

2. Section :



D = 200,0 (cm)
d = 10,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	176,54	6088,91

4. Résultats

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,1 (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)

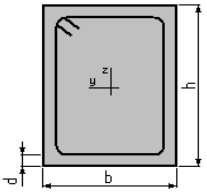
Ferraillage de l'Entretoise
Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

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 préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section



b = 30,0 (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	1211,85	0,00

4. Résultats

Contrainte tangente maximale τ_u = 3,2 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,5 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 2,0 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 9,1 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 5 + 10* 9 (cm)

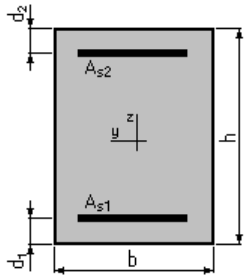
Ferraillage de l'Entretoise nappe inférieure (flexion simple)

1. Hypothèses

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 30,0 (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)	225,99	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	167,40	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 4,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,1 (cm2)
théorique ρ = 0,11 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 225,99 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3,8 (cm)
Bras de levier: Z = 123,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,32 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 167,40 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,48
Position de l'axe neutre: y = 20,9 (cm)
Bras de levier: Z = 118,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 25,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500,0 (MPa)

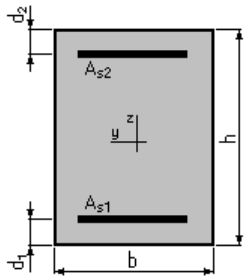
Ferraillage de l'Entretoise nappe supérieure (flexion simple)

1. Hypothèses

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 30,0 (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)	494,12	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	366,01	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 9,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,1 (cm2)
théorique ρ = 0,25 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 494,12 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,5 (cm)
Bras de levier: Z = 121,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,73 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 366,01 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,47
Position de l'axe neutre: y = 29,8 (cm)

Bras de levier: Z = 115,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 340,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500,0 (MPa)

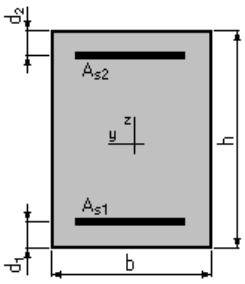
Ferraillage de l'hourdis Nappe inférieure
(calcul de section en flexion simple)
ELS

1. Hypothèses

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- 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)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	45,64	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,6 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 50,0 (cm2)
théorique ρ = 0,28 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 2,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 45,64 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,12
Position de l'axe neutre: y = 5,0 (cm)
Bras de levier: Z = 18,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 444,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 500,0 (MPa)

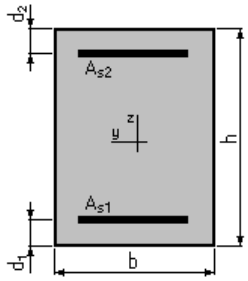
Ferraillage de l'hourdis Nappe inférieure
(calcul de section en flexion simple)
ELU

1. Hypothèses

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- 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)	60,85	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} = 7,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 50,0 (cm2)
théorique ρ = 0,36 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 2,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 60,85 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2,0 (cm)
Bras de levier: Z = 19,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,11 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

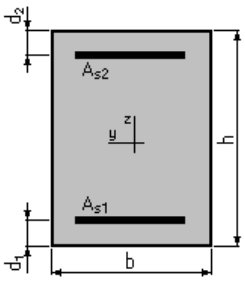
Ferraillage de l'hourdis Nappe inférieure
(calcul de section en flexion simple)
ELU

1. Hypothèses

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- 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)	60,85	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} = 7,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 50,0 (cm2)
théorique ρ = 0,36 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 2,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 60,85 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2,0 (cm)
Bras de levier: Z = 19,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,11 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

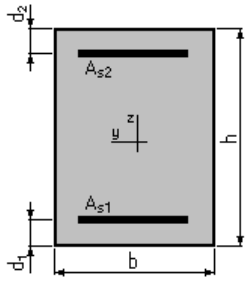
Ferraillage de l'hourdis Nappe supérieure
(calcul de section en flexion simple)
ELS

1. Hypothèses

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- 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)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	34,60	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 50,0 (cm2)
théorique ρ = 0,28 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 2,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 34,60 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,48
Position de l'axe neutre: y = 5,0 (cm)
Bras de levier: Z = 18,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 337,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa

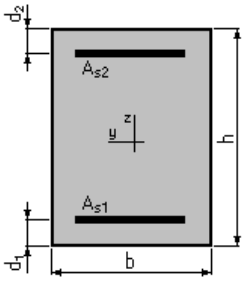
Ferraillage de l'hourdis Nappe supérieure
(calcul de section en flexion simple)
ELU

1. Hypothèses

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	46,15	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} = 5,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 50,0 (cm2)
théorique ρ = 0,28 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 2,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 46,15 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,02 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,5 (cm)
Bras de levier: Z = 19,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,83 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

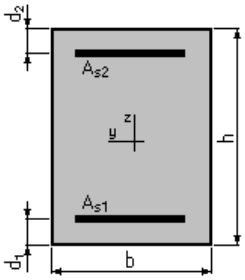
Ferraillage de la nappe inférieure dans le chevêtre
Flexion simple

1. Hypothèses

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section



b = 250,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	523,60	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 38,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 38,8 (cm2)
théorique ρ = 0,11 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 523,60 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 2,54
Position de l'axe neutre: y = 23,8 (cm)
Bras de levier: Z = 137,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 7,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

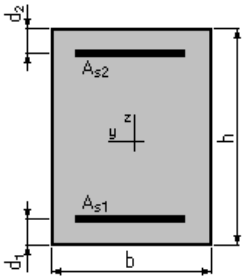
Ferraillage de la nappe supérieure dans le chevêtre
Flexion simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 250,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	1955,18	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 57,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 38,8 (cm2)
théorique ρ = 0,16 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 1955,18 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 28,4 (cm)
Bras de levier: Z = 135,5 (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 = 26,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

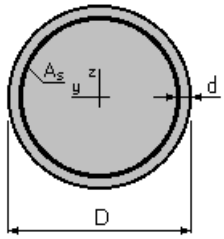
Ferraillage des fûts (flexion déviée)

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 = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	6088,91	1696,57	0,00
2.	ELS	4510,58	1245,15	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 ELU N = 6088,91 (kN) M_y = 1696,57 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,67 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 172,5 (cm)

Bras de levier: Z = 112,2 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,35 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =69,2 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 4510,58 (kN) M_y = 1245,15 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,37

Position de l'axe neutre: y = 197,4 (cm)

Bras de levier: Z = 115,1 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 35,9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

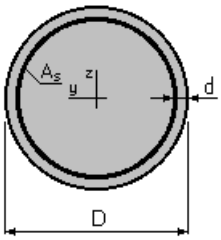
Ferraillage des pieux (flexion déviée)

1. Hypothèses:

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)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	2191,33	161,86	0,00
2.	ELS	1653,45	118,79	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 = 2191,33 (kN) M_y = 161,86 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,23 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 127,0 (cm)

Bras de levier: Z = 57,9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,36 (‰)

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 = 1653,45 (kN) M_y = 118,79 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,75

Position de l'axe neutre: y = 193,8 (cm)

Bras de levier: Z = 59,4 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 26,6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)