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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V20 DE LA PENETRANTE RELIANT LA VILLE DE TIZI-OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST DU PK39+445.2 AU PK39+594.8

Présenté par :

BOUGHAZI Hassane

SEDDIKI Abderrahmane

Encadré par :

Mr BOUDAA Slimane

Mr TOUNSI Khaled

Promotion 2020 /2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

ملخص:

يندرج هذا العمل في إطار تصميم ودراسة الجسر رقم 20 المتواجد بين النقطة الكيلومترية 39+445.2 و 39+594,8. ضمن مشروع الطريق الرابط بين ولاية تيزي وزو والطريق السيار شرق -غرب على مستوى الجباحية.

بدأنا هذا العمل بمقدمة عامة، بحث بيبلوغرافي ثم بتقديم للمشروع. عرجنا بعدها إلى التصميم وإعطاء الأبعاد المبدئية. حيث قمنا بإعطاء ثلاثة اقتراحات ممكنة ثم اخترنا الاقتراح الأكثر ملائمة (جسر ذات روافد من الخرسانة المجهدة مسبقا)، بناء على تحليل متعدد المعايير. ثم انتقلنا إلى دراسة مفصلة للاقتراح المحدد وهي: خصائص المواد المستعملة في الحساب وتقييم الحمولات والحمولات الزائدة المطبقة على الجسر، دراسة الخرسانة مسبقة الإجهاد، دراسة العناصر الأخرى لسطح الجسر، تصميم ودراسة البنية التحتية: الركائز و. الدعامات، أخيرا خاتمة عامة. للتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج روبوت 2014من اجل دراسة هذا المشروع.

الكلمات المفتاحية: جسر، رافده، خرسانة، الخرسانة مسبقة الإجهاد، عمود، دعامة، كابلات.

Résumé

Ce travail fait partie de la conception et de l'étude du viaduc V20 situé entre le PK 39+445.2et PK39+594.8relevant de la pénétrante autoroutière reliant TIZI-OUZOU à DJEBAHIA.

Nous avons commencé le travail par une introduction générale, une recherche Bibliographique, une Présentation du Projet. Ensuite, nous sommes revenus sur La conception et nous avons donné les dimensions initiales. Nous avons proposé trois Variantes possibles puis nous avons choisi la plus appropriée (un pont à poutres en béton précontraint), sur la base d'une analyse multicritères. Puis nous sommes passés à une étude détaillée de la proposition spécifique qui est : Caractéristiques des matériaux utilisés dans le calcul et l'évaluation des charges utiles et des surcharges appliquées à la palpation - Etude du béton précontraint - Etude des autres éléments de la surface du pont - Conception et étude des infrastructures : Pile et Culée, enfin une conclusion générale. On rappelle que ce Travail est fait à l'aide du programme de robot Autodesk 2014 pour étudier ce projet.

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

Abstract

This work is a part of the design and the study of the road bridge V20 located between 39+445.2 and PK39+594.8 of the penetrating road between Tizi Ouzou and Djebahia.

This project, whose purpose is design and study of Road Bridge, consists of three main parts. The first part consists in presenting the site of realization with characteristics for the design of the variants. Once the variant chosen, we begin the study of structure elements, starting with the bridge deck where we define the active and passive reinforcement, then we finish with, supports (Bent and abutment) for the stability of the foundation.

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

LISTE DES ABREVIATIONS

BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
CCP : Complé permanentes.
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.
PK : Point Kilométrique.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des PontsRoutes.
RN : Route Nationale.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.
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
ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
12T15 : 12 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils)

REMERCIMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH de nous avoir guidés et donné la force et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nos sincères remerciements vont à notre encadreur Mr SLIMANE BOUDAA

Pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.

Nous remercions infiniment département MATERIAUX ET STRUCTURE (Mme AMINA, Mme NIHAD, Mr Mostapha).ainsi que tous les enseignants de l'E.N.S.T.P surtout le Co-encadreur TOUNSI Khaled. Ainsi que le maitre de stage de Groupement One Mr SEDDIKI Mohammed

Un spécial remerciement à nos familles pour leur soutien durant tout le période d'élaboration de ce sujet.

DIDCASE

Je remercie ALLAH le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, ensuite je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade de formation.

Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation

A mon père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.

A mes braves frères : ALI, KARIME
A ma sœur : MINA
A mes chers neveux : ANSE, LOUEY.
Aux familles : SEDDIKI, AIT-HAMOU

ABDERRAHMANE

بسم الله الرحمان الرحيم

اهداء

بعد الثناء وحمد الله على توفيقه ومنه وعطائه
وصلاة على من لا نبي بعده

صلى الله عليه وسلم

الى امي الغالية منبع أملي ومن ساندتني
وانا صغير في خطواتي الأولى حتى صرت ما
عليه

والى ابي لا توجد كلمات لتصف تضحيتك من
اجلنا وتعبك لولا وجودكما لا اعلم كيف كنت الان
بفضلكما يا قمر وشمس حياتي وصلت الى هذه
المرتبة من العلم

واخوة الذين كانت مساندتهم عون لي في حياتي
الدراسية

والى أ صدقائي رفقاء دربي مؤنسي وحشتي ومن
اجدهم في حزني قبل فرحي

والى زملاء دراستي من تقاسمت معهم مقاعد
الدراسة وسهر الليالي في سبيل العلم

بوغازي حسان

SOMMAIRE :

INTRODUCTION GENERALE ……1

CHAPITRE I :

I.1. INTRODUCTION :..... 03
I.2. TYPES DE PONTS A TRAVERS L'HISTOIRE 03
I.2.1. LES PONTS EN BOIS :..... 03
I.2.2. LES PONTS EN MAÇONNERIES : 03
I.2.3. LES PONTS METALLIQUES : 04
I.2.4. PONT EN BETON ARME :..... 04
I.2.5. PONT EN BETON PRECONTRAINT : 05
I.3. METHODES DE CONSTRUCTION DE PONTS 05
I.3.1. Modélisation en 3D et la conception et construction virtuelles (VDC) :..... 06
I.3.2. Méthode de Construction de ponts à voussoir :..... 06
I.3.3. Méthode de Construction par encorbellement : 06
I.3.4. Lancement par poussage : 07
I.3.5. Construction de pont en régime accéléré :..... 07

CHAPITRE II :

II.1 INTRODUCTION : 09
II.2. PRESENTATION DU PROJET :..... 09
II.2. 1. Situation de projet :..... 09
II.2.2. Composantes de la pénétrante..... 09
II.2.3. Objectif du projet 10
II.3. LES DONNEES DE PROJET..... 10
II.3.1. Les données fonctionnelles..... 10
II.3.1.1. Tracé en plan..... 10
II.3.1.2 Profile en long : 11
II.3.1.3 Profile en travers :..... 11
II.3.2. Les données naturelles :..... 12
II.3.2.1. Topographie : 12
II.3.2.3. Sismicité du site :..... 12
II.3.2.4. Température..... 13
II.3.2.5. Vent :..... 13
II.3.2.6. Hydrologie :..... 13
II.3.2.7. Géotechnique :..... 13

CHAPITRE III :

III.1. INTRODUCTION..... 16

III.2 PROPOSITION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 16
VARIANTE 01 : PONT A POUTRES PRECONTRAINTES EN POST TENSION : 16
III.2.1.1. conception longitudinale 17
III.2.1.2. Conception transversale 17
III.2.2. Variante 02 : Pont voussoirs en béton précontraint 18
III.2.2.1. Conception longitudinale 18
III.2.2.2. Conception transversale 19
III.2.3. variante 03 : pont mixte 20
III.2.3.1. Conception longitudinal 20
III.2.3.2. Conception transersal 21
III.2.3.3. Conception des poutres principale……..22
III.3. ANALYSE MULTICRITERE : 23
III.3.1. Comparaison des variantes 24
III.4. CONCLUSION 24

CHAPITRE IV

IV.1. INTRODUCTION 26
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 26
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 26
IV.3.1. Le Béton 26
IV.3.2. Armatures 26
IV.3.3. Contraintes admissibles 27
IV.3.3.3 Béton 27
IV.3.3.2. Les armatures 28
IV.4. EVALUATION DES ACTIONS 29
IV.4.1. Evaluation des actions permanentes : 29
IV.4.2. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC 30
IV.4.2.1. Caractéristiques du pont 30
IV.4.2.2. Système de charge à considérer 31
IV.4.2.4. Système de charge B 33
IV.4.2.5. Charges militaires : Mc 120 35
IV.4.2.6. Charges exceptionnelles 36
IV.4.2.7. Coefficient de majoration dynamique 36
IV.4.2.8. Effort de freinage 37
IV.5. CALCUL DES MOMENTS 38
IV.5.1. Pour A(L) 38
IV.5.3. Pour Mc120 39
IV.5.4. Pour D240 39
IV.6. MÉTHODE DE GUYON-MASSONET 40
IV.6.1. Calcul des paramètres α et θ 41

IV.6.1.1. Paramètre d'entretoisement θ 41
IV.7. MODELISATION ROBOT : 46
IV.7. CONCLUSION 48

CHAPITRE V :

V.1. INTRODUCTION 50
V.2. ESTIMATION DES EFFORTS EN ETAT SERVICE 50
V.2.1. Principe de Modélisation 50
V.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 53
V.3.1. Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service 53
V.3.2. Vérification des contraintes 54
V.3.3. Position des câbles 55
V.3.3.1. Tracé des câbles de précontrainte……57
V.3.4. Calculer des pertes 59
V.3.5. Vérification des contraintes normales 64
V.3.6. Effort de précontrainte 65
V.3.6.1. Les contraintes admissibles 66
V.3.6.2. Vérifications des contraintes 66
V.3.7. Vérification des contraintes tangentielles 68
V.3.7.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS 68
V.3.7.2. Vérification vis-à-vis de l'ELU 69
V.3.7.3. Vérification de la résistance des armatures transversale 69
V.4. ARMATURES PASSIVES DES POUTRES 70
V.4.1. Armatures des zones tendues 70
V.4.2. Section minimale (armature de peau) 71
V.5.Vérification de la flèche : 71
V.6. ETUDE DE L'HOURDIS 73
V.6.1. Principe de ferraillage 73
V.6.2. Évaluation des efforts 73
V.7. Conclusion 75

CHAPITRES VI

VI.1. INTRODUCTION 76
VI.2. APPAREIL D'APPUI 76
VI.2.1. Dimensionnement des appareils d'appui 77
VI.2.1.1. Aire l'appareil d'appui 77
VI.2.1.2. Calcul de l'épaisseur de l'apareils d'appui T 77
VI.2.2. Dimensionnement des frettes 77
VI.3. Calcul sismique 78

VI.3.1. Définition de la masse de la structure 78
VI.3.2. La vérification 78
VI.3.3. Composante horizontale 79
VI.3.3.1. La composante longitudinale 79
VI.3.4. Détermination des actions longitudinales 81
VI.3.4.1. Classification de l'ouvrage 81
VI.3.4.2. La zone sismique 81
VI.3.4.3. L'action sismique 82
VI.3.4.4. Évaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée 83
VI.3.4.5. Évaluation des forces statiques équivalentes du tablier 83
VI.3.4.6. Répartition des efforts 84
VI.3.5. Composante Transversale 84
VI.3.5.1. Détermination de la raideur trans de la structure 84
VI.3.5.2. Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée 85
VI.3.5.3. Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier 86
VI.3.5.4. Effort total 86
VI.3.5.6. Répartition des efforts 86
VI.4. COMBINAISON DES EFFORTS 87
VI.5. CALCUL DES EFFORTS DUS À VARIATION LINÉAIRE 87
VI.5.1.Fluage et le retrait 87
V.5.2.La température 88
V.5.3 .Pour le système Bc et A(L) 88
VI.6. VÉRIFICATION DES APPAREILS D'APPUI 89
VI.6.1. Résistance à la compression 89
VI.6.2. Sécurité au flambement 89
VI.6.3. Limitation de la distorsion 90
VI.6.4. Condition de non glissement 90

CHAPITRES VII :

VII.1. INTRODUCTION 92
VII.2. ETUDE DE LA PILE 92
VII.2.1. Conception de la pile 92
VII.2.2. Evaluation des efforts pour 2 Travées chargées 92
VII.2.2.1.Combinaison des actions 93
VI.2.3. Calcule des réactions sur la pile 94
VI.2.4. Calcul des Pieux 95
VI.2.4.1. Nombre des pieux 95
VI.2.4.2. Sollicitations les plus défavorables 95
VI.2.4.3. Actions sur les pieux 95

VI.2.4.4. Ferraillage des pieux 97
VI.2.5. Etude du chevêtre 97
VI.2.5.1. Dimensionnement à la torsion 100
VI.2.5.2. Calculer de la contrainte tangent torsion 101
VI.2.5.3. Évaluation des moment de torsion 101
VI.2.6. Etude des Futs 102
VI.2.6.1. Vérification de flambement 102
VI.2.6.2. Efforts du aux chargement verticales et horizontales 103
VI.2.6.2.1.Combainaison des actions (ELU ,ELS)..... 104
VI.2.6.2.2.Combainaison des actions sismique..... 104
VI.2.7. Etude de la semelle 105
VI.2.7.1. Armatures transversales inférieur 105
VI.2.7.2. Armature longitudinal inferieures 106
VI.3. LA CULÉE 107
VI.3.1. Conception de culée 108
VI.3.1.1.Prédimensionnement de la culée 108
VII.3.2. Etude de la Stabilité 109
VII.3.2.1.Détermination du coefficient de poussée 109
VII.3.2.2.Calculer de sollicitation 110
VII.3.2.3.Efforts dus au tablier 111
VII.3.2.4.Charge sismique 112
VII.3.2.5.Récapitulative des efforts 112
VII.3.3. Ferraillage des éléments des culées 112
VII.3.3.1.Mur frontal 112
VII.3.3.2.Mur Grade Greve 113
VII.3.3.3. la dalle de transition 116
VII.3.3.4.Corbeau d'appui de la dalle de transition 117

CONCLUSION GENERALE..... 120

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

Figure I. 1:pont en bois **3**
Figure I. 2: les ponts en maçonneries **4**
Figure I. 3:les ponts métalliques **4**
Figure I. 4: les ponts en BA **5**
Figure I. 5: les ponts en BP **5**

CHAPITRE II:

Figures II.1:implantation de l'ouvrage sur la carte d'état-major **09**
Figures II.2 : Tracé en plan V20 ..... **10**
Figures II.3 : profil en long v20 ..... **11**
Figure II.4 : Profil en travers V20. ..... **12**
Figure II.5 : la carte de zone **13**

CHAPITRE III :

figureIII. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutre **16**
figureIII. 2:les dimensions de la poutre + la dalle **18**
figureIII. 3:Notations des dimensions. **19**
figureIII. 4:Profil en travers d'un bipoutre a pieces de pont **21**
figureIII. 5:Variation des épaisseurs. **23**

CHAPITRE IV :

Figure IV. 1 : La classe de la precontrainte (classe II) **29**
Figure IV. 2 : Larguer chargable et roulable **31**
Figure IV. 3 : système de chargement Bc. **33**
Figure IV.4 : système Bt **34**
Figure IV.5 : système Br **35**
Figure IV.6 : les charges militaire type Mc120. ..... **36**
Figure IV. 7 : charge exceptionnelle type D240 ..... **36**
Figure IV. 8: calcule moment de Bc (théorème de BARRE) **38**
Figure IV. 9:moment Mc120 ..... **39**
Figure IV. 10:moment D240 ..... **39**
Figure IV. 11:coupe transversale de pont. **40**
Figure IV. 12:la section médian (des poutres). **40**
Figure IV. 13:la section équivalent (de la section médian) **42**
Figure IV. 14:disposition des poutres **43**
Figure IV.15 : disposition des poutres P4et P5 ..... **44**
Figure IV.16 : disposition des poutres P1et P2,P3 ..... **45**
Figure IV.17 :Momment due au charegement Mc120 ..... **46**
Figure IV.18 : Momment due au charegement D240 ..... **46**
Figure IV.19 : Momment due au charegement Bc **47**
Figure IV.20 : Momment due au charegement A(L) **47**

CHAPITRE V :

figure V. 1Modélisation de tablier partie poutre 50
figure V. 2:Moment maximal à l'ELS. 51
figure V. 3:Effort tranchant maximal à l'ELS. 51
figure V. 4:Moment maximal à l'ELU. 52
figure V. 5: Effort tranchant maximal à l'ELU. 52
figure V. 6:disposition des câbles de précontrainte 56
figure V. 7:le trace des câbles de précontrainte 57
figure V. 8:l'angle de déviation β 57
figure V. 9:: perte par frottement 59
figure V. 10:les valeurs moyennes des coefficients φet f 60
figure V. 11:détermination du coefficient ε_r 62
figure V. 12:Sections de vérification 64
figure V. 13:diagramme des contraintes à mi- travée 70
figure V. 14:La contre-flèche de la poutre seule avant le coulage de la dalle (Gpoutre) 71
figure V. 15:La contre-flèche de la poutre seule avant le coulage de la dalle et mise tension de câble . 72
figure V. 16:La flèche maximale du tablier en service (G + D240 + P). 72
figure V. 17:Diagramme des moments sous 1.35G + 1.6 Bt2 à l'ELU 73
figure V. 18:Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt2 à l'ELS. 74
figure V. 19:ferrailliage de la dalle (coupe transversal) a L'ELS 74

CHAPITRES VI :

figureVI. 1Définition géométrique d'un appareil d'appui. 76

CHAPITRES VII

FIGUREVII. 1 :ferraillage des pieux 97
FIGUREVII. 2:moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l). 98
FIGUREVII. 3:effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l). 98
FIGUREVII. 4:Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l). 99
FIGUREVII. 5:effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l). 99
FIGUREVII. 6 :ferrailliage de chevetre 100
FIGUREVII. 7 :notation sur le dimensionnement de le chevêtre a la torsion 100
FIGUREVII. 8:dimensionnement de la semelle (méthode des bielles) 106
FIGUREVII. 8 : ferraillage de la semelle 107
FIGUREVII. 9:Dimensions de la culée CG02 108
FIGUREVII. 10:Dimensions de la culée CG02 109
FIGUREVII. 11:mur frontal 113
FIGUREVII. 12 :Impact de la charge BC localisé derrière le mur garde grève. 115
FIGUREVII. 13:modélisation de la dalle de transition 116

LISTE DES TABLAEU :

CHAPITRE III :

TableauIII. 1:Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1..... 17
TableauIII. 2:Récapitulation de découpage des voussoirs..... 19
TableauIII. 3:Les dimensions des différentes composantes..... 20
TableauIII. 4:Prédimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO. 21
TableauIII. 5:Prédimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO. 22
TableauIII. 6:Anlyse multicritère des variants proposées 23

CHAPITRE IV :

TABLEAU IV. 1 :les caractéristiques de béton..... 26
TABLEAU IV. 2: les caractéristiques du précontraint 27
TABLEAU IV. 3: les contraintes admissibles à la compression de béton 28
TABLEAU IV. 4: les contraintes admissibles de traction des armatures passives..... 28
TABLEAU IV. 5: poids propre d'une poutre 29
TABLEAU IV. 6: poids du tablier poutre..... 30
TABLEAU IV. 7: Poids total du tablier (CCP) 30
TABLEAU IV. 8: les coefficient a1..... 32
TABLEAU IV. 9: la largeur de voie 32
TABLEAU IV. 10:les valeurs de A(L) pour chaque travée..... 32
TABLEAU IV. 11:les valeurs de bc..... 33
TABLEAU IV. 12:les valeurs de système Bc 34
TABLEAU IV. 13:coefficient bt..... 35
TABLEAU IV. 14:les valeurs de Bt..... 35
TABLEAU IV. 15:coefficient de majoration dynamique 37
TABLEAU IV. 16:L'EFFORT DE FREINAGE (POUR LE SYSTEME A) 37
TABLEAU IV. 17: recapitulatif du moment flechissant max du au camions b..... 39
TABLEAU IV. 18:LES VALEURS DE K0 ET K1 44
TABLEAU IV. 19:Les valeurs de coefficient Kα..... 44
TABLEAU IV. 20:les moments max a m-i-travé..... 45
TABLEAU IV. 21:les moments par la méthode GMet par robot..... 48

CHAPITRE V :

Tableau V. 1: les donnes géométriques et les résultats de logiciel..... 53
Tableau V. 2:les caractéristiques du béton 54
Tableau V. 3:les caractéristiques géométriques pour chaque phase 55
Tableau V. 4:résultat de vérification des contraintes..... 55
Tableau V. 5:les positions des câbles 56
Tableau V. 6:les données pour la détermination de l'angle de relevage..... 58
Tableau V. 7:Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres. 58
Tableau V. 8:les valeurs de perte par frottement..... 60
Tableau V. 9:les valeurs des pertes par recul d'ancrage..... 61
Tableau V. 10:les Caractéristiques des sections 64
Tableau V. 11:les caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres de chaque..... 65
Tableau V. 12:Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres 65
Tableau V. 13:les valeurs des contraintes admissibles..... 66
Tableau V. 14:Vérification des contraintes normales pour les phases 1 et 2 66
Tableau V. 15 Vérification des contraintes normales pour les phases 3 et 4..... 67
Tableau V. 16:Résultats de calcul de ferraillage de la dalle. 74

CHAPITRES VI :

Tableau VI. 1:Définition géométrique d'un appareil d'appui..... 78
Tableau VI. 2:Les raideurs des piles 79
Tableau VI. 3:Les raideurs des appuis sur piles..... 80
Tableau VI. 4:Les raideurs des appuis sur culées 80
Tableau VI. 5:Classification des ponts 81
Tableau VI. 6:Coefficient d'accélération de zone A 81
Tableau VI. 7:Les valeurs de T1, T2 (pour la composante horizontale) 82
Tableau VI. 8:Les valeurs des efforts(long) dans les appuis..... 84
Tableau VI. 9:Les raideurs des piles (trans)..... 85
Tableau VI. 10:Les valeurs des raideurs des appuis (trans)..... 81
Tableau VI. 11:Les riadeurs dans les culées 85
Tableau VI. 12:Les valeurs des efforts (trans) dans les appuis 86
Tableau VI. 13:Combinaisons des efforts 87
Tableau VI. 14:Les resultats des efforts et(les déplacements dus à variation linéaire)..... 88
Tableau VI. 15: Resultats et verfication de non glissement 91

CHAPITRES VII :

Tableau VII. 1 : la géométrie de la pile :……92
Tableau VII. 2:: les sollicitations sur la pile :……93
Tableau VII. 3 : moment et l'effort agissant sur la pile (ELS) :……...94
Tableau VII. 4:moment et l'effort agissant sur la pile à L'ELU :……94
Tableau VII. 5:les réactions sur la pile (ELU et ELS) :…….... 95
Tableau VII. 6: les valeurs de λ×l :……..96
Tableau VII. 7: la valeur de χ_{eP} :……96
Tableau VII. 8: la valeur de χ_{eM} :……96
Tableau VII. 9: les résultats des moments et les efforts (ELU+ELS) :……97
Tableau VII. 10:Ferraillage de chevêtre. :……..99
Tableau VII. 11:les caractéristiques des futs :……...102
Tableau VII. 12:Les sollicitations sur les futs :……..103
Tableau VII. 13:Combinaison des actions à l'ELS (des futs) :……104
Tableau VII. 14:Combinaison des actions à l'ELU (des futs) :……104
Tableau VII. 15:combinaison des actions à L ELA (sismique) :……..…105
Tableau VII. 16:coefficient de poussé:…….……...110
Tableau VII. 17: les moments et les efforts agissant sur culée :……..110
Tableau VII. 18:effort due au tablier :……...111
Tableau VII. 19:effort due aux charges sismiques :……..112
Tableau VII. 20:récapitulatif des efforts maximums :……..112
Tableau VII. 21:Récapitulatif des efforts max sur le mur frontal :……113
Figure VII. 22 : les valeurs$M_{P/k}$:……115
Figure VII.23: évaluation des efforts agissants sur la dalle de transition:……...117

INTRODUCTION GENERALE

I. INTRODUCTION GENERALE :

Un pont est un ouvrage d'art qui permet de franchir un obstacle (naturel ou artificiel), ou un espace vide (un cours d'eau, une route, une vallée, ...) en passant par-dessus. Suivant le type de voie portée (route, canal, rail ou piétonnière), on dira qu'il s'agit d'un pont-route, d'un pont-canal, d'un pont-rail ou d'une passerelle piétonnière.

Un tel ouvrage est qualifié « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'Ingénieur, Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine des travaux publics.

Un pont doit :

- Assurer la continuité des circulations (tout court) en partie supérieure, inférieure, ou supérieure et inférieure.
- S'intégrer dans un paysage.
- Être protégé, notamment contre :
  - ✓ Les affouillements.
  - ✓ Les éboulements.
  - ✓ Doit assurer la protection des usagers.

Historique et mode de construction des ponts

I.1. INTRODUCTION :

Les ponts primitifs ne supportaient qu'une circulation piétonne et devaient répondre à des besoins locaux (franchissement d'une rivière ou d'un ravin). Leur construction faisait appel aux matériaux trouvés sur place : lianes, bois, pierres. On peut se faire une idée de leur conception en examinant les ouvrages construits dans les régions restées pratiquement isolées du reste du monde.

I.2. TYPES DE PONTS A TRAVERS L'HISTOIRE

I.2.1. LES PONTS EN BOIS :

Le bois possède d'excellentes caractéristiques mécaniques et permet des assemblages, assurant le passage de chariots lourdement chargés. Le système le plus simple consistait évidemment à confectionner des travées assez courtes, avec des troncs d'arbres en guise de poutres, liés entre eux et recouverts par un platelage. Les piles pouvaient également être en bois, constituées de pieux battus dans le fond de la rivière et formant ce que l'on appelle une palée.



Figure I. 1:pont en bois

I.2.2. LES PONTS EN MAÇONNERIES :

Grace à la découverte du ciment par les Romains a fait naissance des ponts maçonneries qui sont construit en voûte ou (succession des arches) constitué de pierre taillées et assemblées par ciment, ces pierres sont tout le temps comprimé.



Figure I. 2: les ponts en maçonneries

I.2.3. LES PONTS METALLIQUES :

L'historique des ponts métalliques est liée à l'évolution continue des matériaux employé la fonte, fer laminé, acier qui possède une bonne résistance à la traction une et sa ductilité, le fer a permet la confection des poutre métallique a âme pleine. Qui ont été développé en poutre triangulé pour l'économie de la matière.



Figure I. 3:les ponts métalliques

I.2.4. PONT EN BETON ARME :

L'apparition du premier pont avec le matériau « béton armé » en 1890, il s'agit d'un pont en arc coulé sur des cintres en bois, avec le temps ils ont utilisé les poutres en béton armé qui sont plus économique.

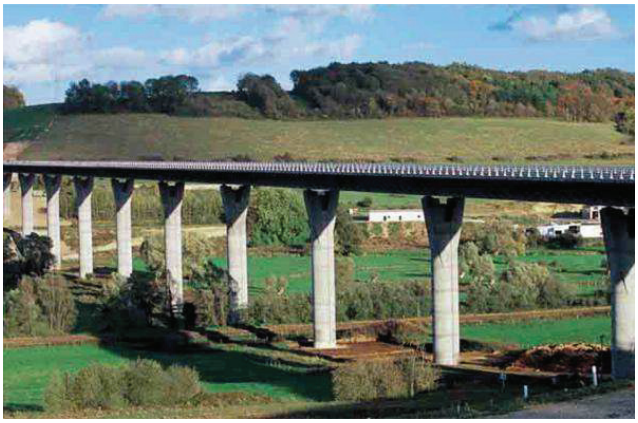


Figure I. 4: les ponts en BA

I.2.5. PONT EN BETON PRECONTRAINT :

Le premier pont en béton précontraint est conçu en 1946 avec une portée de 55mètre et fut entièrement préfabriqué à l'aide de voussoir, ce dernier a été découverte en 1928 par EUGENE FREYSSINET.

On peut aller à des grands portées (BP) d'ordre 30 jusqu'à 50m.



Figure I. 5: les ponts en BP

I.3. METHODES DE CONSTRUCTION DE PONTS :

La construction d'un pont est une procureure complexe qui requiert des connaissances et une expertise particulière. De nombreux facteurs entrent en jeu, comme les contraintes techniques, les coûts et les impacts environnementaux, au moment de décider du type de pont à construire et des méthodes pour ce faire.

I.3.1. Modélisation en 3D et la conception et construction virtuelles (VDC) :

WSP : est une entreprise mondiale de construction

WSP utilise des logiciels commerciaux à la fine pointe de la technologie pour effectuer les analyses numériques et le mesurage des projets de ponts, de même que pour concevoir et installer un ensemble complet de capteurs pour recueillir et traiter des données en temps réel. Qu'il s'agisse de mesurer les vibrations et les déformations sous l'action de la circulation de véhicules ou de trains, ou de vérifier les paramètres de conception ou de classification de charge, nos experts font appel à de complexes modèles 3D par éléments finis pour analyser, globalement ou localement, le comportement des structures soumises à des charges statiques, mobiles et dynamiques.

Les services d'analyse numérique et de mesurage de WSP, mentionnons notamment :

- Analyse linéaire et non linéaire.
- Analyse en fonction du temps du béton post-contraint.
- Analyse des collisions de navires
- Études géotechniques, hydrologiques et hydrauliques,
- Conception des fondations
- Analyse par éléments finis des structures en acier, à l'aide d'une analyse des valeurs et vecteurs propres de flambement.

Au cours des 50 années dernières, les méthodes de construction ont évolué, dans le but de réduire les effets sur la circulation, de faciliter la construction dans des endroits encombrés, de limiter la durée des travaux de construction, et d'allonger la vie utile des ouvrages.

I.3.2. Méthode de Construction de ponts à voussoir :

L'utilisation de voussoirs est l'une des plus importantes avancées du siècle dernier en matière de construction de ponts, ces avantages : ouvrages durables, esthétiquement et économiquement.

La construction à voussoirs devrait être envisagée en présence d'une ou plusieurs des conditions ci-dessous :

- Le pont est long ou très grand.
- L'accès au chantier de construction est très limité.
- L'esthétique du projet tient une place importante.

I.3.3. Méthode de Construction par encorbellement :

La construction par encorbellement symétrique s'emploie lorsque le pont est composé d'un faible nombre de travées de 50 à 250 m de long. Les voussoirs utilisés peuvent être préfabriqués ou coulés en place.

La construction par encorbellement est la méthode privilégiée pour l'érection des ponts à haubans. Chaque fois qu'un nouveau voussoir est installé, il est soutenu par les haubans, aussitôt fixés. Puisqu'aucun appui supplémentaire n'est nécessaire, cette solution s'avère à la fois économique et pratique pour la construction de longs ponts à haubans.

WSP a participé à divers projets de ponts construits par encorbellement :

- Pont LINK BOLTE DE MELBOURNE (pont à quatre travées ; le plus grand pont d'Australie à poutre-caisson coulée en place, et construit par encorbellement symétrique) ;
- Pont ARMANDO EMILIO GUEBUZA AU MOZAMBIQUE (le deuxième plus grand pont d'Afrique, construit par encorbellement symétrique de voussoirs à précontrainte partielle).

I.3.4. Lancement par poussage :

La méthode très mécanisée de lancement de pont par poussage se traduit généralement par une succession de mises en place de travées. Elle sert à la construction de ponts à poutres continues en béton ou de ponts à poutres d'acier.

WSP a fourni ses services dans quelques projets de ponts poussés :

- Pont SOMBRIO NO 1, au Canada (pont poussé, à poutres droites à âme pleine en acier)
- Pont du KICKING HORSE CANYON, au Canada (pont poussé, à poutres courbes à âme pleine en acier).

I.3.5. Construction de pont en régime accéléré :

Selon le ministère des Transports des États-Unis, environ 25 % des ponts du pays ont besoin d'être réparés ou remplacés. La méthode de construction de pont en régime accéléré est idéale dans le cas de réseaux autoroutiers congestionnés. Elle fait appel à une planification, une conception, des matériaux et des procédés de construction novateurs qui réduisent les retards dans la circulation, ainsi que les fermetures de voies et la durée des travaux.

CHAPITRE Ⅱ :

PRÉSENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION :

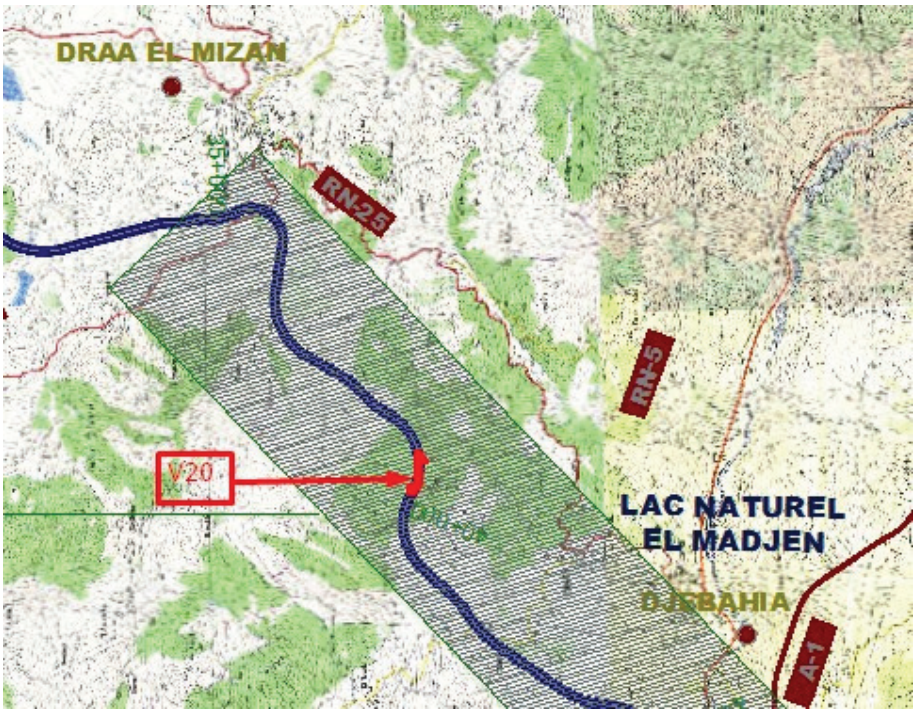
La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences fonctionnelles (données de tracé routier) et naturelles (données d'environnement) Pour bien atteindre ses objectifs de franchissement et de service.

Ce projet a pour but d'améliorer le niveau de service et les conditions de circulation aux usagers.

II.2. PRESENTATION DU PROJET :

II.2. 1. Situation de projet :

Notre viaduc V20 à concevoir et étudier, fait partie du projet de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia (Bouira) sur 48km. Le V20 se situe à Draa-el-Meziane du PK 39+445 au PK 39+594,8.



Figures II.1:implantation de l'ouvrage sur la carte d'état-major

II.2.2. Composantes de la pénétrante :

Vu la morphologie accidentée du massif de Djurdjura, la pénétrante a été dotée de :

- 14 ouvrages d'art et 23 viaducs.
- 7 échangeurs.
- 2 tunnels d'une longueur totale de 1 610 ml
- 15.8 millions m^3 volume de terrassement et 101 ouvrages hydrauliques.
- L'autoroute traverse deux wilayas :

✓ Bouira sur 12 Km et Tizi-Ouzou sur 36 Km. (Tronçon 1 de Tizi-Ouzou, tronçon 2 de Djebahia et le tronçon 3 de Draa-el-Mizane).

II.2.3. Objectif du projet :

L'objectif principal du pont est de franchir l'obstacle envisagé et aussi répondre aux objectifs suivants :

- Assurer une bonne fluidité du trafic et élargissement de la chaussée.
- La sécurité et le confort pour les usagers et gain le temps
- Créer des espaces socio-économiques rentables.
- Relier la wilaya de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest.
- Réduire les coûts d'exploitation des véhicules.

II.3. LES DONNEES DE PROJET :

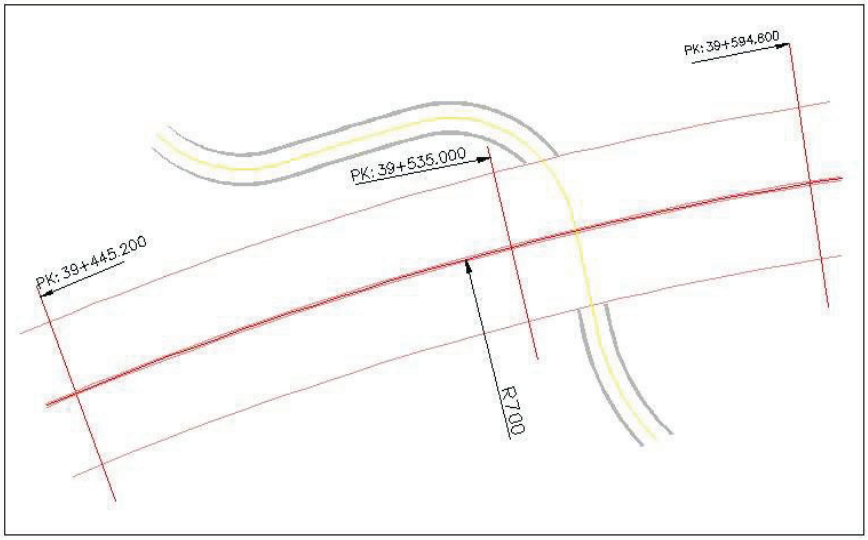
II.3.1. Les données fonctionnelles :

II.3.1.1. 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 ses points caractéristiques.

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

- Du PK 39+445 au PK 39+594,8 : arc de rayon de 700m et de langueur L=150m (côté gauche).



Figures II.2 : Tracé en plan V20

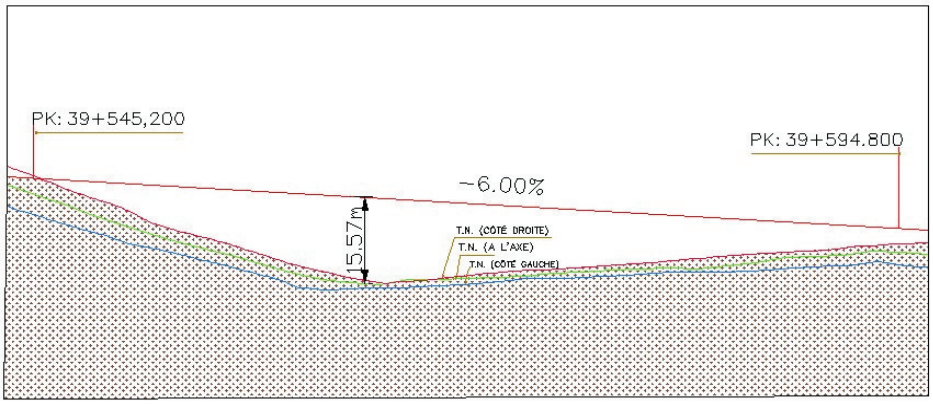
II.3.1.2 Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan

L'axe de roulement présente :

- De PK 39+445 au PK 39+594,8 : Un alignement droit de pente -6 % (côté gauche).

.



Figures II.3 : profil en long v20.

II.3.1.3 Profil en travers :

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

La largeur du tablier est de 13.8 m, comprend :

- Trois (3) voies de circulation de 3.5 m de largeur pour chacun.
- Deux (2) sur largeurs de 1 m chacun.
- Deux (2) barrières de 0.65 avec un dévers de- 2.5%.

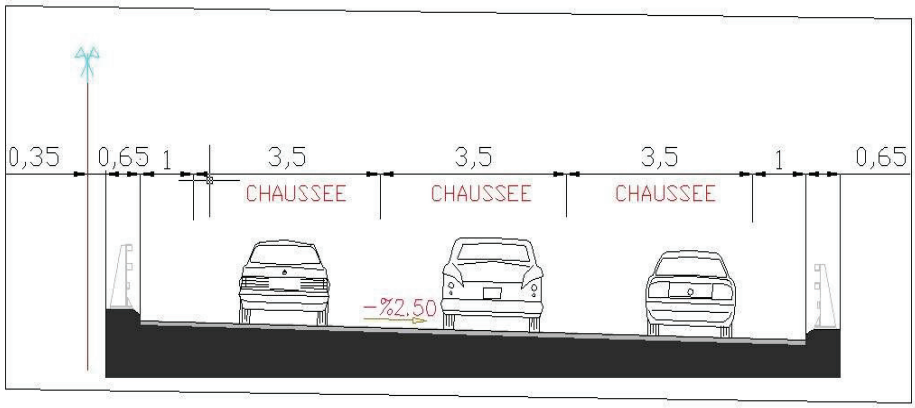


Figure II.4 : Profil en travers V20.

II.3.2. Les données naturelles :

Les données naturelles rassemblent l'ensemble des éléments techniques de l'environnement influant directement sur la structure :

II.3.2.1. Topographie :

D'après le levé topographique et la visite du site effectuée permet de dire que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

II.3.2.3. Sismicité du site :

Un séisme impose aux fondations d'une construction une succession de déplacements rapides. Ses effets sont réglementairement considérés comme identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

Selon RPOA 2008, Draa-el-Mizane (Tizi Ouzou) est une zone de sismicité moyenne (Zone IIa). L'ouvrage est inclus dans le groupe 2 (Pont important).

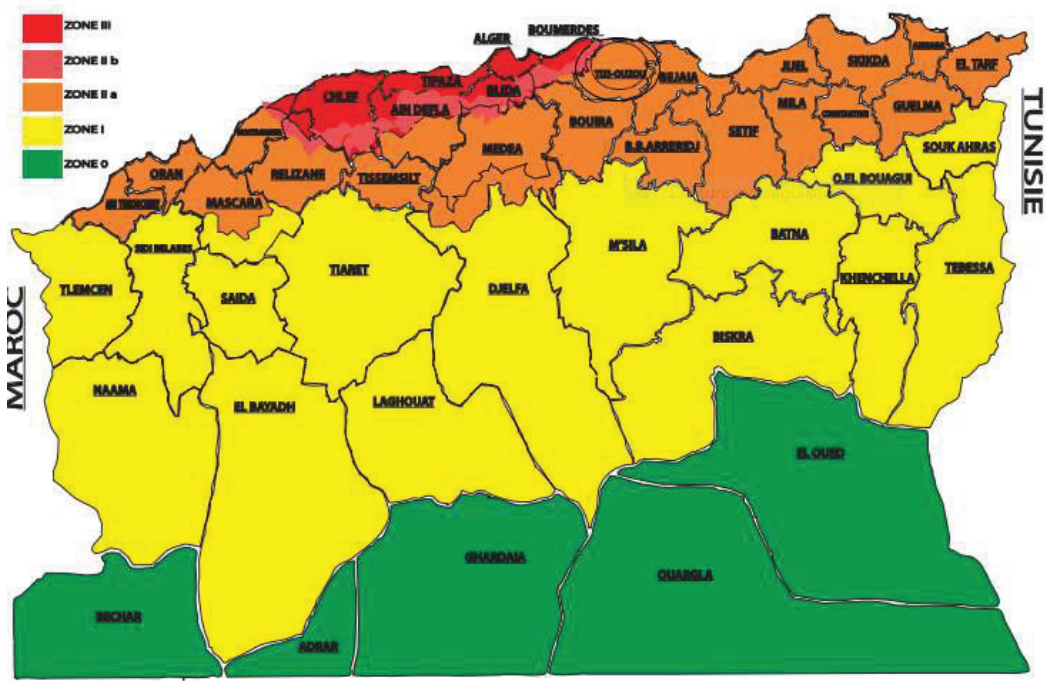


Figure II.5 : **la carte de zone**

II.3.2.4. Température :

La température à une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers, donc les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions

Tizi-Ouzou, durant la saison d'été, a une moyenne de 40°C la journée et 23°C la nuit.

En hiver la région connaît une moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

II.3.2.5. Vent :

Les actions dues au vent se manifestent par des pressions exercées normalement aux surfaces qui pour des constructions de basse, sont souvent admises uniformes, ces pressions peuvent être positives ou négatives.
Ces actions sont fixées par l'actuel règlement des charges (RCPR).
Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 125 Kg/m² en cours de réalisation.
- 200 Kg/m² en service.

II.3.2.6. Hydrologie :

On évaluer les niveaux des eaux qui influent sur la conception de l'ouvrage et son implantation dans l'espace et on peut préciser la profondeur de la nappe phréatique et la hauteur de cours d'eau.

II.3.2.7. Géotechnique :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage et primordial pour déterminer les différents paramètres entrant dans le calcul qui justifie la stabilité et assure le bon fonctionnement de la structure. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, à partir de la connaissance géotechnique on peut donner des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés tels que :

- ✓ Perméabilité (pour les problèmes de bétonnage dans les fouilles)
- ✓ Paramètres mécaniques de résistance (la capacité portante du sol).
- ✓ Paramètres rhéologiques (les problèmes de tassement).
- ✓ Compacité (pour les problèmes de terrassement).

CHAPITRE III :
CONCEPTION ET PRÉDIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION :

Le prédimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments de la structure, en respectant certaines règles et principes pratiques de la construction. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Les conditions topographiques et géotechniques.
- L'esthétique.
- L'économie.
- La portée et son domaine.

L'objectif principale est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution.et aussi Cette conception doit prendre en compte les exigences de qualité architecturale ou paysagères.

III.2 PROPOSITION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

Le premier critère à considérer pour proposer les variantes possibles est la portée principale, Pour notre cas nous allons considérer trois variantes qui peuvent être adoptées pour la construction de l'ouvrage.

III.2.1. VARIANTE 01 : PONT A POUTRES PRECONTRAINTES EN POST TENSION :

Dans le domaine des ouvrages d'art, les ponts à poutres précontraintes sont les plus fréquents et les plus simples grâce à leurs avantages et leur intérêt économique.

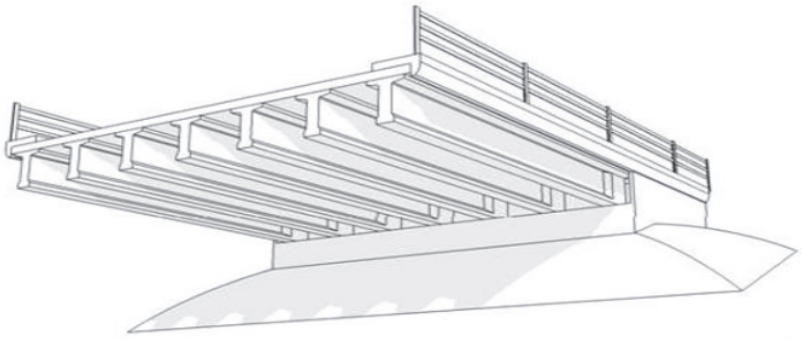


Figure III. 1 : morphologie générale d'un pont à poutres

III.2.1.1. Conception longitudinale :

Notre ouvrage à une langueur de 150 m entre les deux culées, qui nous permet de proposer Cinque (5) travées isostatiques de même distance et l'espace de10cm entre les poutres longitudinales, donc on prendre une poutre de 30 m de longueur et une portée de 29m.

III.2.1.2 Conception transversal :

Dans notre cas on a une portée de 29 m donc selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996] on obtient :

Désignation	Formule	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25<L<40	30cm
Entraxe des poutres	1,5<λ<2,5	1.54m
Nombre de poutre	N= La / λ +1	9m
Hauteur totale du tablier	L/20≤ Ht ≤ L/17	1,75m
Hauteur de la poutre	Hp = Ht - e	1,5m
L'épaisseur de la dalle	20 ≤ e ≤ 30	0,25m
Largeur de la table de compression	b ≥ 0,6 × Hp	1m
Épaisseur de la table de compression	12 cm ≤ e1 ≤ 15 cm	12cm
L'épaisseur du talon	10 cm ≤ Et ≤ 20 cm	20cm
Largeur du talon	60 cm ≤ Lt ≤ 90 cm	60cm
Épaisseur de l'âme	S. About	60cm
	S. Intermédiaire	35cm
	S. Mi- travée	25cm
Entretoise d'about	/	30 × 105cm2
Les goussets de table de compression	/	8 cm
Les goussets du talon	/	17,5cm

Tableau III.1:récapitulation du prédimensionnement de la variante 1

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur, avec une inclinaison sensiblement égale à 45°.

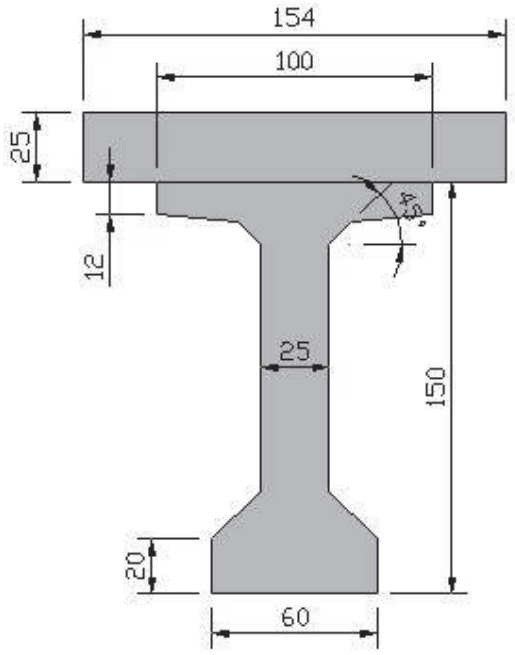


Figure III.2:les dimensions de la poutre + la dalle

III.2.2. Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs :

L'évolution des techniques de construction a permis de réaliser des ponts de grandes portées en utilisant des poutres de grandes section creuses appelées poutres en caisson. Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède.

III.2.2.1. Conception longitudinale :

Les ouvrages les plus courants à une hauteur variable si on a les portées principales sont supérieure à 65/70 m) comportent une série des travées égales encadrées par des travées de rive dont les portées entre 0,5 à 0,7 de celles des travées principales.

Pour cet ouvrage On propose pour cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur variable entre PK 39+446 au PK 39+596 :

✓ On opte une travée principale de 72m et deux travées de rives de 38,7m ce qui donne un balancement de 0.53 m.

Découpage des voussoirs

Le type de voussoirs	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m. Lp=7m	**2**
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m. Lv=2m	**1**
Voussoirs courants	2.5 à 4-5m Lc= 4,5m	**28**
Longueur des voussoirs coulés sur cintre	≥ 0.05L 4,5m	**2**

Tableau III. 2:Récapitulation de découpage des voussoirs.

III.2.2.2. Conception transversale :

La largeur de tablier influe sur la forme du caisson, pour le cas d'un tablier à une largeur inférieure à 20 m, donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermé. Et la section transversale est constituée d'un caisson à deux âmes.

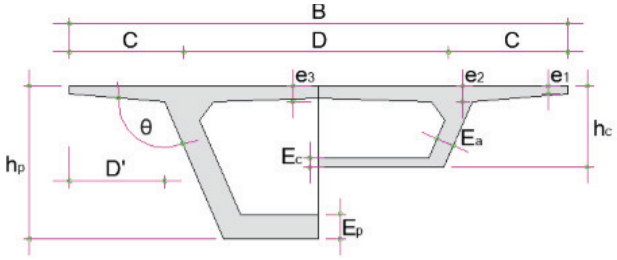


Figure 3.3 – Dimensions transversales du voussoir.

B : largeur totale du tablier ;
H_p : hauteur du voussoir sur pile ;
H_c : hauteur du voussoir de clef ;
E_a : épaisseur de l'âme sur pile ;
E_p : épaisseur du hourdi inférieur sur pile ;
E_c : épaisseur du hourdi inférieur en clef ;
e_1, e_2, e_3 : épaisseurs du hourdi supérieur aux sections considérées (voir schéma) ;
θ : inclinaison de l'âme.

Figure III.3: Notations des dimensions.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	1380 cm
Largeur d'encorbellement		C = B / 4	345 cm
Entraxe des âmes		D = B – 2 C	690 cm
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e1	$e_1 \geq 20$ ou 25 cm	25 cm
	e2	$C/5 \geq e_2 \geq C/7$ cm	50cm
	e3	$e_3 \geq D/25$ cm	35cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	22.22% (10°)
Gousset supérieur		$30° \leq \beta \leq 45°$	30°
Gousset inférieur		(Jusqu'à 10°) $40° \leq \gamma \leq 45°$	30°
Hauteur du voussoir L=72m	Sur pile	$\frac{L}{h_P} = 14 + \frac{L}{45}$	460cm
	A la clef	$\frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$	250cm
Epaisseur de l'âme		$Ea \geq 26 + L/500$	50 cm
Epaisseur de l'hourdis inf	Sur pile	$35 \leq Ep \leq 80$ cm	70cm
	A la clef	$Ec \geq 18$ à 22 cm	30cm

Tableau III. 3: Les dimensions des différentes composantes

III.2.3. Variante 03 : Pont mixte bipoutre :

Les ouvrages mixtes sont des ouvrages avec un tablier constitué d'une dalle en béton armé et des poutres métalliques et 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.

III.2.3.1. 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 L=154m.Donc on obtient une travée principale de 64m (L) et deux travées de rives de 45 m (0.7 L).

III.2.3.2. 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.
- On choisit l'épaisseur de la dalle e = 25 cm. Pour un ouvrage à pièces de pont, d'après CALGARO ($\boldsymbol{20cm < e < 24cm}$).
- On utilise des connecteurs de **type goujons** de diamètre d = 20 mm (16 ≤ d ≤ 22 mm), pour assurer la connexion entre la dalle et la charpente métallique.
- La hauteur des goujons h=120 mm (h>4d).
- Disposés en 4 files espacés transversalement de $\boldsymbol{e_T}$ = 200mm ($\boldsymbol{e_T}$ > 2.5d) et longitudinalement de $\boldsymbol{e_L}$ = 110mm (5d < $\boldsymbol{e_L}$ < 80 cm)
- On opte pour la largeur d'encorbellement a = 2 m, d'où l'entraxe des poutres b = 9.8 m.

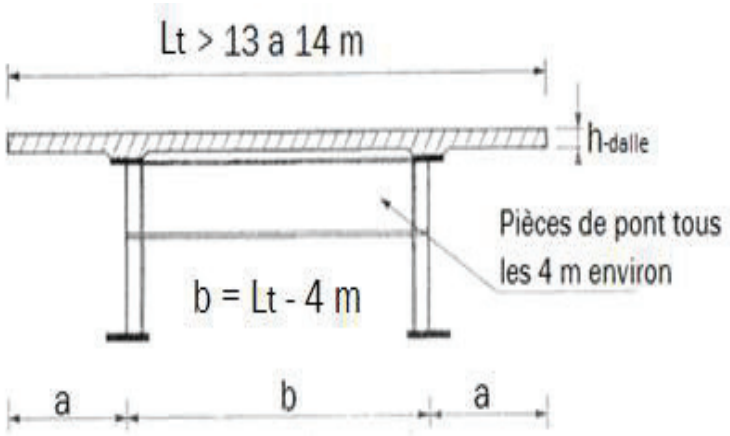


Figure III.4 : Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont.

Prédimensionnement des pièces de pont selon CALGARO :

Tableau III. 4:Prédimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de l'âme	10 mm ≤ t_W ≤ 12 mm	**10**
Hauteur de l'âme	L_{pp} / 15 ≤ d ≤ L_{pp} /10	**860**
Largeur de la semelle	220 mm ≤ b ≤ 300 mm	**250**
Epaisseur de la semelle	$t_f \approx$ 20 mm	**20**

Hauteur totale	**$H_{pp} = d + 2 \times t_f$**	**900**

III.2.3.3. Conception des poutres principales :

La poutre est de forme I, comportant une âme et deux semelles. La nuance est de S355 N. le prédimensionnement est détaillé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 5 : Prédimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)		
Hauteur constante de la poutre	H = L/28	**2 250**		
Largeur de la Semelle supérieure	400 mm ≤ b_s ≤ 800 mm	**600**		
Largeur de la Semelle inférieure	500 mm ≤ b_i ≤ 12 00 mm	**1 000**		
La variation des épaisseurs	2 à 4 tronçons successifs d'épaisseurs différentes variantvers l'intérieur de la poutre	T1	T2	**T3**
Longueur de chaque tronçon	L_{min} = 5 m et L_{moy} ≈ 20 m	26 000	12 000	**14 000**
Epaisseur de la semelle supérieure	20 ≤ t_s ≤ 150 et b_s/t_s ≤ 21 à 22	50	80	**110**
Epaisseur de la semelle inférieure	20 ≤ t_i ≤ 150 et b_i/t_i ≤ 21 à 22	60	90	**120**
Hauteur de l'âme	d = H – t_s – t_i	2140	2080	**2020**
Epaisseur de l'âme	**$d/t_w \leq 200$ et $t_w \geq 12$ mm**	**30**	**35**	**40**

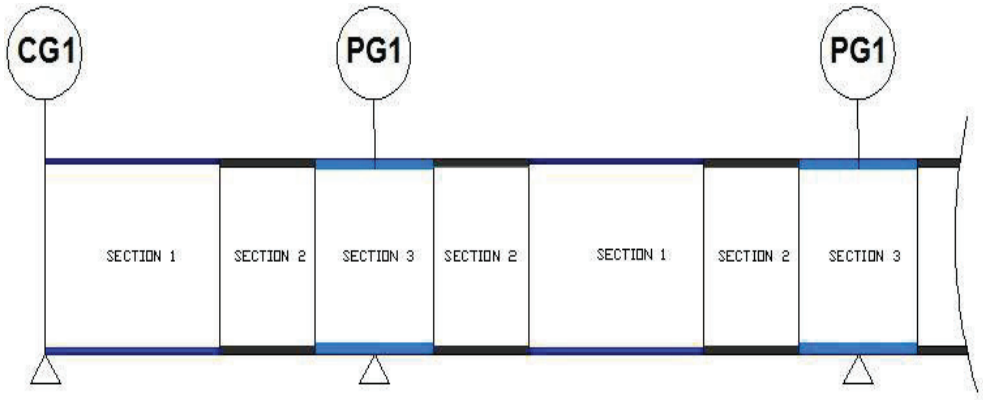


Figure III.5 : Variation des épaisseurs.

III.3.1. ANALYSE MULTICRITERE :

Tableau III.6: analyse multicritère des variantes proposée

Les variantes	Pont a poutres précontraintes en post tension :	Pont voussoirs en béton précontraint	Pont mixte bipoutre
Les avantages	✓ Le principal avantage de ce type de structure est lié à son mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. ✓ Une bonne réutilisation des coffrages ✓ Maitrise de la préfabrication des poutres ✓ Insensible au tassement différentiel grâce à sa fonctionnement isostatique. (Sous l'effet de gradient thermique	✓ La réduction et la meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir. Et ne nécessite pas d'entretien régulier ✓ La facilité de franchir en courbe. ✓ Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable ✓ Accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.	✓ Multiples possibilités des conceptions architecturales ✓ La possibilité de franchir des grandes portées ✓ Légèreté de la superstructure et la Rapidité de l'exécution globale.
Les inconvénients	✓ L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. ✓ La difficulté de	✓ L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée ✓ Le poids est très important	✓ Un coût très élevé. ✓ Sensibilité au gradient thermique ✓ Entretien

	franchir en biais ou en courbes. ✓ Le cout total de l'ouvrage et l'absence de l'esthétique à cause du Nombre d'appuis est très important	✓ Des fondations importantes à cause du poids lourds du tablier	périodique ✓ La corrosion des aciers et la fatigue dans les assemblages ✓ La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et le control (soudage)

Tableau III. 5:Avantages et inconvénients des variantes

III.3.2. Comparaison des variantes :

Après l'analyse multicritère de trois variantes, on constate que la première variante de pont a poutre VIPP c'est la solution optimale si en s'appuyant sur les critères les plus important : le coût, la rapidité d'exécution et facilité au niveau de l'étude.

Car la deuxième variante pont construit en encorbellement successif est écartée, car qu'elle ne présente pas un bon rendement pour notre projet, ainsi que la variante pont a mixte où on constate un volume d'acier très important et aussi l'entretient permanent de l'ouvrage qui influe sur le cout de ce projet.

III.4. CONCLUSION :

La comparaison nous a conduit à conclure que la variante : pont à poutre VIPP est la plus favorable car elle répond aux conditions naturelles et économiques du projet.

Chapitre IV :

Analyse des charges et hypothèses de calculs

IV.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on définit les différentes normes et les règlements en vigueurs dans l'Algérie et évaluer les actions principales engendrées par les charges permanentes ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelles et fonctionnelles applicables au pont.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL :

- **RCPR 2010** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- **RPOA 2008 :** Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art. Arrêté du 27 juin de 2009.

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

IV.3.1. Le Béton :

Le béton est un mélange hétérogène des matériaux (grave, sable), il est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est noté fc28.

TABLEAU IV. 1 : les caractéristiques de béton

	Superstructure	Infrastructure
$\mathbf{f_{c28}}$ **(MPA)**	35	27
Dosage	450	350
Type de ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Densité de BA en (KN /m3)	25	25

IV.3.2. Armatures :

a) Les aciers passifs :

L'acier utilisé pour le ferraillage des éléments structuraux a les caractéristiques suivantes :

- De type de HA500
- Limite d'élasticité $f_y = 500$ MPA
- Densité $\gamma = 7{,}85\ t/m^3$
- Module d'élasticité $\mathrm{E} = 2.10^5$ MPA
- Module de poisson $\vartheta = 0{,}3$

b) Les aciers actifs :

Le précontrainte considérés pour le projet ainsi que leurs propriétés mécaniques et coefficients partiels de sécurité ci-dessous :

Tableau IV.2 : les caractéristiques du précontraint

	Notion	Valeur
Diamètre nominal	φ	**15.2 mm**
Section nominale	A_p	**140 mm²**
Resistance ultime	f_{prg}	**1770 MPA**
Limite élastique	f_{peg}	**1593 MPA**
Tension initiale du câble min (0.80 f_{pk} ; 0.90 $f_{p0.1k}$)	f_i	**1,440 MPA**
Module de la déformation élastique	E_p	**190 GPA**
La valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 heures	ρ_{1000}	$\approx 2,5\ \%$

IV.3.3. Contraintes admissibles :

IV.3.3.1. Béton :

Contraintes admissibles à la compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{cj}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{(MPA)}$$

$$f_{bc} = 0,6 * f_{c28} \quad \text{(À l'ELS)}$$

Le coefficient $\theta = \begin{cases} 1 \text{ lorsque la durée } t > 24h \\ 0,9 \text{ lorsque la durée } 1h < t < 24h \\ 0,85 \text{ lorsque la durée } t < 1h \end{cases}$

Le coefficient $\gamma_b = \begin{cases} 1,15 \text{ si : situation accidentelle} \\ 1,5 \text{ si: la situation durable ou transitoire} \end{cases}$

Donc on obtient la Contraintes admissibles à la compression de béton.

Tableau IV. 3 : les contraintes admissibles à la compression de béton

État	Situation	Contraintes limites	Superstructure	Infrastructure

ELU	Accidentelle $\gamma_b = 1,15$	f_{bu}(MPA)	25,87 (MPA)	19,96 (MPA)
ELU	Durable ou transitoire $\gamma_b = 1,5$	f_{bu}(MPA)	19,83 (MPA)	15,3 (MPA)
ELS		f_{bc}(MPA)	21 (MPA)	16,2 (MPA)

- **Déformation longitudinale du béton :**

Le module de déformation longitudinale pour le béton "Eij" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

$$E_{ij} = \begin{cases} E_{ij} = 11.10^3 \times \sqrt[3]{f_{cj}} : \text{le module de deformation instantanée} \\ E_{ij} = 3,7.10^3 \sqrt[3]{f_{cj}} : \text{le module de deformation différée} \end{cases}$$

IV.3.3.2. Les armatures :

- **Contrainte limite de traction des aciers :**

Tableau IV. 4 : les contraintes admissibles de traction des armatures passives

La fissuration	La contrainte limite (MPA)	Superstructure	Infrastructures
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)	500 MPA	500 MPA
	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1,15$ (Situation transitoire ou durable)	435 MPA	435 MPA
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0,5 \times f_e; 110\sqrt{1,6 \times f_{tj}}\right\}$	250 MPA	250 MPA
Très Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0,4 \times f_e; 88\sqrt{1,6 \times f_{tj}}\right\}$	200 MPA	200 MPA

- **Classe de justification de la précontrainte : (la plus courant)**

Elle admet les contraintes de traction dans le béton mais n'admet pas la formation des fissures, elle concerne les cas des éléments a des ambiances agressives.

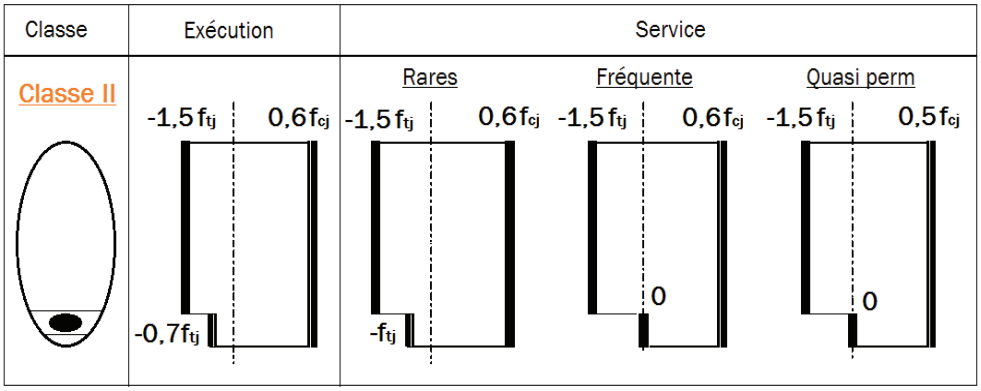


Figure IV.1 : la classe II (de la précontrainte)

IV.4. EVALUATION DES ACTIONS :

IV.4.1. Evaluation des actions permanentes : (Poids du tablier poutres)

- **Poids propre d'une poutre :**

Tableau IV.5: poids propre d'une poutre

Elément	L(m)	S (m^2)	V(m^3)	Poids (KN)
Section d'about	2×1,5	0,95	2,85	71.25
Section intermédiaire	2×1	0,76	1,52	38
Section médiane	25	0,59	14,75	368,75
Total	30	/	19,12	**478 KN**

- **Poids du tablier poutres :**

Tableau IV.6 : poids du tablier poutre

Elément	Nombre	V(m^3)	P(KN)

Poutre	**9**	**19,12**	**4302**
Dalle	**1**	**103,5**	**2587.5**
Entretoise	**2* 8**	**0,282**	**112,8**
Poids propre total du tablier (KN)			**7002,3**

- **Les compléments de charges permanentent CCP :**

Tableau IV.7 : Poids total du tablier (CCP)

Les éléments	La densité (KN /m^3)	Poids par (KN)
Corniches	**25**	**253,5**
Revêtement	**24**	**720**
Trottoirs	**25**	**37.5**
Barrière de Sécurité	/	**60**
Total	/	**1071**

Donc : $\mathbf{G_T}$= PP+CCP = 7002,3 + 1071 = 8073, 3 KN

Et : $\mathbf{G_T}\left(\frac{\mathbf{KN}}{\mathbf{ml}}\right) = \frac{\mathbf{8073.3}}{\mathbf{30}} = \mathbf{269.11}\ \boldsymbol{KN}\ /\ ml$

D'où : $\mathbf{G_T} = \mathbf{269,11 \times 150,4 = 40474,144}\boldsymbol{KN}$

IV.4.2. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC :

IV.4.2.1. Caractéristiques du pont :

Ces caractéristiques sont des règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes (selon RCPR) :

- Largeur roulable $\boldsymbol{L_R = 12.5\ m}$
- Largeur chargeable $\boldsymbol{L_c = L_R - 2 \times 0,5 = 11,5m}$ (deux glissières de sécurité)
- La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable :

✓ En enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe.[1]

[1] Guide technique RCPR la page 17

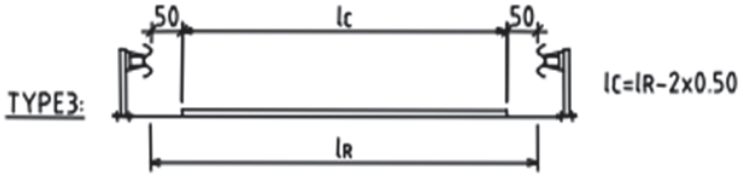


Figure IV.2 : largeur chargeable et largeur roulable

1. Nombre des vois : c'est la partie entière d'un tier de $\mathbf{L_c}$: N =($\frac{\mathbf{L_c}}{\mathbf{3}}$) = 3 voies
2. Largeur d'une voie $\mathbf{v} = \frac{\mathbf{L_c}}{\mathbf{N}}$= 3,83m
3. Classe de pont : la classe de pont en fonction de la largeur roulable $\mathbf{L_R}$ =12,5m> $\boldsymbol{7m}$ classe 1 car :

- **Ponts de première classe :** tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m. [2]

4. Largeur totale : 13,8m

IV.4.2.2. Système de charge à considérer :

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

✓ **Système de charge A : A(L) :** représente les charges des véhicules, il dépend de la portée de pont L.

✓ **Système de charge B :** il y a trois catégories (Bc, Bt, Br)

✓ **Les charges militaires et les charges exceptionnelle :** Mc120 et D240.

IV.4.2.3. Système de charge A :

La charge A(L) est calculée selon l'expression suivante : (l'unité en KN/m^2)

A. $\mathbf{A(L) = 2,3 + \frac{360}{L+12}}$ =10,87 KN/m^2

L : la longueur chargée du tablier (m) (la portée) L=30m

B. $\mathbf{A_1(L) = a_1 \times A(L)}$ Telle que :

$\boldsymbol{a_1}$: coefficient en fonction de la classe du pont et le nombre de voies chargées

$$\mathbf{A_1(L)} = \begin{cases} a_1 \times A(L) \\ 4 - 0{,}002A(L) \end{cases}$$ En (KN/m2)

[2] Guide technique RCPR la page 18.

Tableau IV. 8 : les coefficient a1

Nombre de voies		1	2	3	4	5
Classe de pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	-	-	-
	Troisième	0,8	0,9	-	-	-

C. $A_2(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$

$\mathbf{a_2}$: coefficient dépend du largueur des voies $a_2 = \frac{v_0}{v}$ =0,91

$\mathbf{v_0}$: 3,5m (pont de première classe)

v : le largueur d'une voie.

Tableau IV.9: la largeur de voie

Classe de pont	v_0
Première classe	3,5m
Deuxième classe	3m
Troisièmes classe	2,75m

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.10 : les valeurs de A(L) pour chaque travée

A(L) (KN/m²)	a_1	a_2	Les voies	$A_2(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$	L_v(m)	A(L) (KN/ml)
10,87	1	0,91	1	9,93	3,83	38,05
10,87	1	0,91	2	9,93	7,67	76,10
10,87	0,9	0,91	3	8,83	11,5	102,74

IV.4.2.4. Système de charge B :

a) Système de charge Bc :

Le système Bc se compose de camions types (30t) comme le montre la figure :

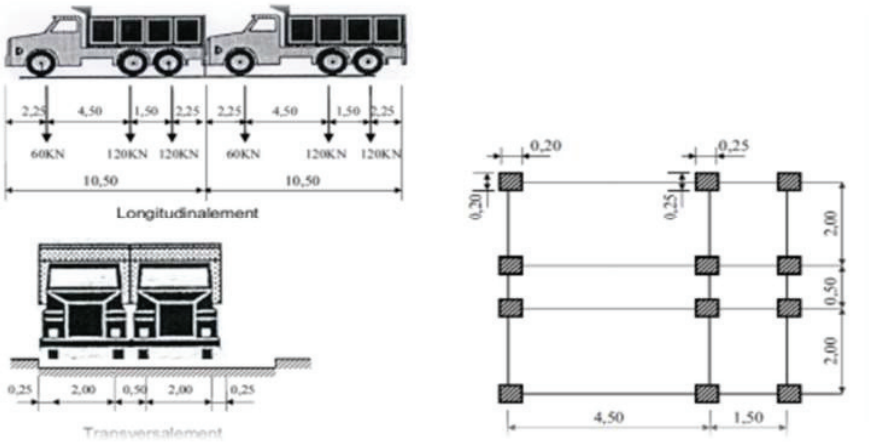


Figure IV. 3 : système de chargement Bc.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients bc [3]:

Donc le calcule de système Bc revient par cette formule : $\mathbf{B_c = 2 \times (30 \times n \times b_c)}$
Avec :

n : le nombre de voie

$\mathbf{b_c}$: coefficient en fonction de la classe du pont et le nombre de voie chargée.

Tableau IV. 11 : les valeurs de bc

	Nombre de voie chargées				
Classe de pont	1	2	3	4	5
Première	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
Deuxième	1	1	-	-	-
Troisième	1	0,8	-	-	-

[3] Guide de RCPR page 22

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV. 12 : les valeurs de système Bc

Bc (KN)	bc	Le nombre de voie	Bc×bc
600	**1,2**	1	720
1200	**1,1**	2	1320
1800	**0,95**	3	1710

b)Le système Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu 160 KN
- Distance des deux essieux 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.[4]

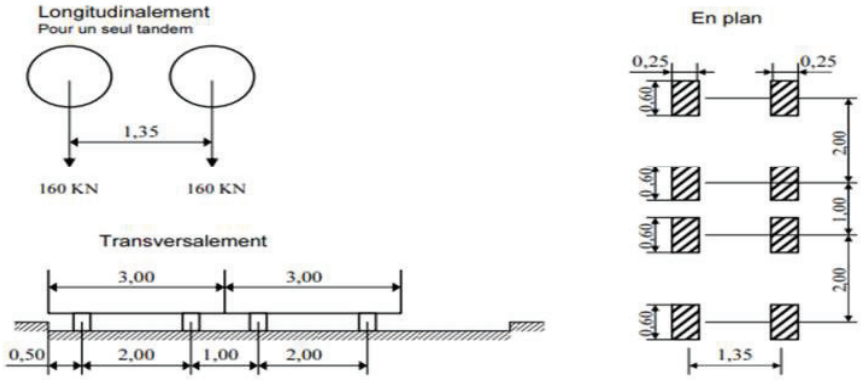


Figure IV. 4 : système Bt

De même manières on multiplier la valeur de chargement B_t par le coefficient b_t (en fonction la classe du pont) :

Avec : $\mathbf{B_t = 2 \times (30 \times n \times b_t)}$

n : le nombre de voie

$\mathbf{b_t}$: coefficient en fonction de classe du pont.

[4] Guide de RCPR page 23

Tableau IV. 13 : coefficient b_t

La classe du pont	b_t
Première classe	1,2
Deuxième classe	1,1

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous **:**

Tableau IV.14 : les valeurs de B_t

Nombre de voie	Bt(KN)	b_t	Bt × b_t
1	320	1,2	384
2 - 3	640	1,2	768

c) Système de charges Br :

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

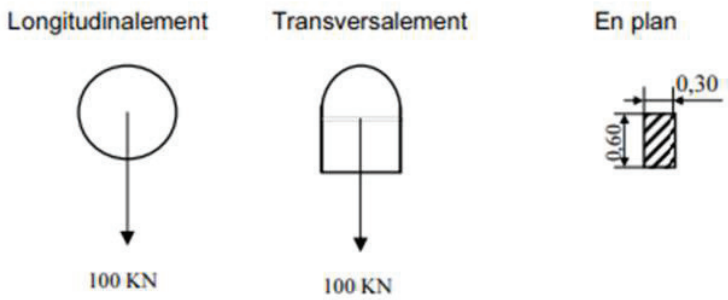


Figure IV.5 : système Br

IV.4.2.5. Charges militaires : Mc 120 :

- Longueur de chenille : 6.10 m.
- Largeur de chenille : 1.00 m
- Poids total : 1 100 KN.
- La position dans Le sens :(transversale et longitudinal)

$$\begin{cases} \textbf{un seul convoi qulle que soit la largeur (transersalement)} \\ \textbf{le nombre de véhicules est limité (longitudinalement)} \\ \textbf{+avec un espasement de 30,5m} \end{cases}$$

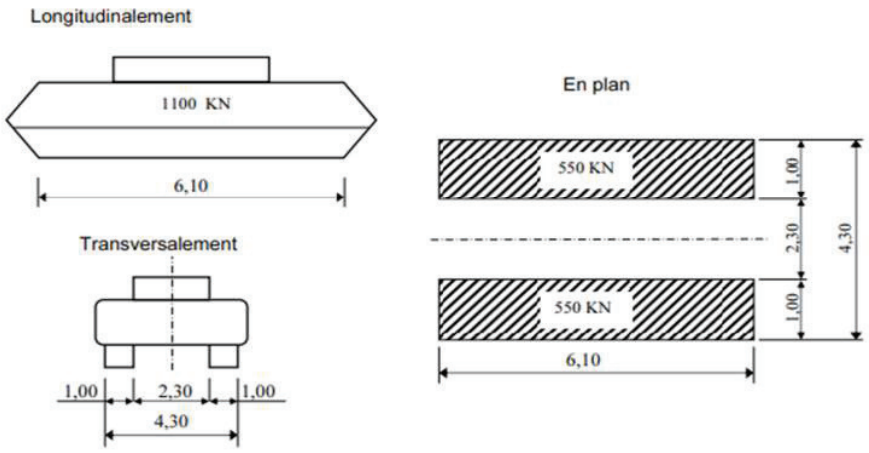


Figure IV.6 : les charges militaire type Mc120.

IV.4.2.6. Charges exceptionnelles : Convoi type D240

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

Dont le poids est supposé uniformément répartis qui circule seul longitudinalement et transversalement quelles que soient la largeur et la longueur du pont.

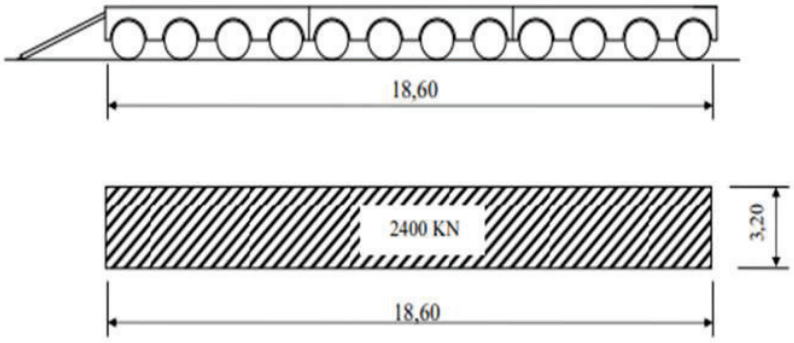


Figure IV. 7 : charge exceptionnelle type D240

IV.4.2.7. Coefficient de majoration dynamique :

(δ) : 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, les charges B et Mc120 sont majorés par (δ), par contre le système de charge D240 n'est pas majoré, sa charge est considérée directement comme une charge statique.

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

Avec :

G : la charge permanente totale

S : surcharge maximale.

L : la longueur (en m)

Les valeurs de coefficient de majoration dynamique sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.15: coefficient de majoration dynamique

Système de charge	S	G(KN)	L(m)	δ
B_C	1710	8073, 3	30	1,087
B_t	768	8073, 3	30	1,071
M_{C120}	1100	8073, 3	30	1,077

IV.4.2.8. Effort de freinage :

Est un résultat des efforts s'exerce 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**.**

Ces efforts de freinage sont développés à partir des charges A(L) et système Bc.

- **Pour le système Bc :**

D'après RCPR on suppose qu'un seul camion qui freine et l'effort de freinage de ce dernier égal à son poids 30t.

- **Pour le système A :**

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

$$F = \frac{A(l) \times S}{20 + 0,0035 \times S}$$

Avec :

S : la surface chargé (en m^2)

A(l) en KN/m^2

Donc on résume dans le tableau suivant l'effort de freinage qui correspond au système de charge A pour chaque voie :

Tableau IV.16 : l'effort de freinage (pour le système A)

Les voies	A(L) en KN/m^2	S(m^2)	F (KN)
1	9,93	115	55,95
2	9,93	230	109,73
3	8,93	343	145,33

IV.5. CALCUL DES MOMENTS :

IV.5.1. Pour A(L) :

$\mathbf{M_{A(l)}} = \frac{\mathbf{ql^2}}{\mathbf{8}} = \mathbf{1155}$,31 t.m

- Le moment due à la charge A(L) par poutre :

$\mathbf{M_{A(l)}} = \frac{\mathbf{1155,31}}{\mathbf{9}}$ =128, 36t.m/poutre

IV.5.2. Pour le système Bc :

On utilise **« le théorème de BARRES » :**

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

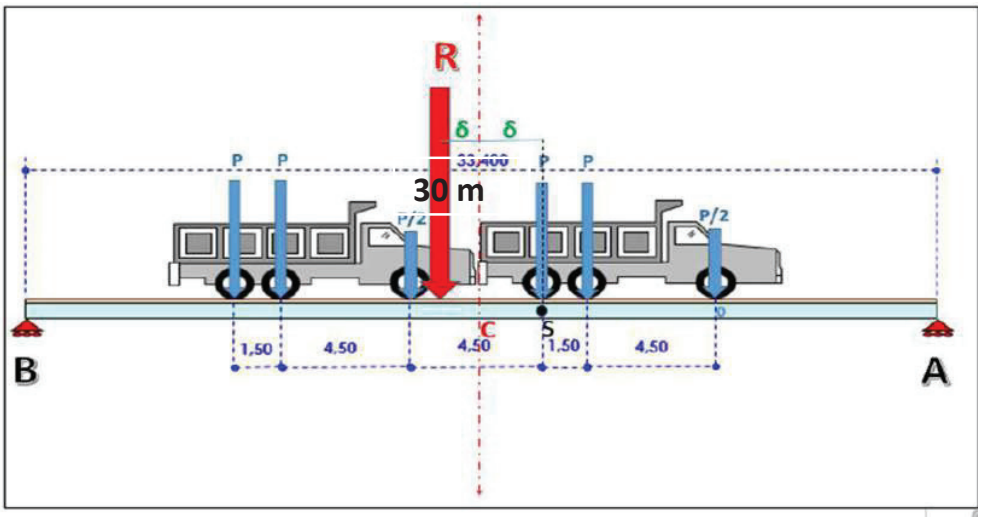


Figure IV.8 : calcule moment de Bc (théorème de BARRE)

On a: $X_R = \frac{\sum_{i=1}^{n} P_i \times X_i}{\sum P_i}$

Et : $\delta = X_R - \frac{6}{2} = 1{,}725\text{m}$

Avec : $R_a + R_b = 5p$ et $\sum M/_A \rightarrow R_b \times L = R(\frac{L}{2} + \delta)$.

Donc : $R_b = {5P(\frac{L}{2} + \delta)}/{L}$ et : $R_a = 2{,}21P$

Le moment pour 3 voies chargées est donné par : (P= 36t) :

$$M_s = R_a \times (12{,}775) - P \times 1{,}5 - (P/2) \times 6 = 854{,}379 \text{ t.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableaux IV.17: récapitulatif du moment fléchissant max du au camions bc

Désignation	bc	δ_{bc}	M (t.m)	M_{max} (t.m)	$M_0 = M_{max\,(Bc)}/_9$ (t.m/poutre)
3 files Bc	0,95	1,087	854,4	882,3	98,03

IV.5.3. Pour Mc120 :

$M_{c120(tot)} = 7419{,}87 \text{KN. ml.}$

$M_{c120} = \left({M_{c120(tot)}}/{\text{nbr des poutre}}\right) \times \delta_{M_{c120}} = ({7419{,}87}/{9}) \times 1{,}077 = 88{,}791$ t.m

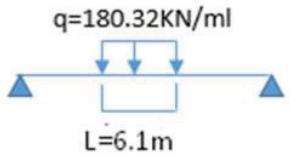


Figure IV.18 : moment Mc120

IV.5.4. Pour D240 :

$M_{D240(tot)} = 11428.72 \text{KN. m}$

$M_{D240} = \left({M_{D240(tot)}}/{\text{nbr des poutre}}\right) = ({11428.72}/{9}) = 126.98$t.m

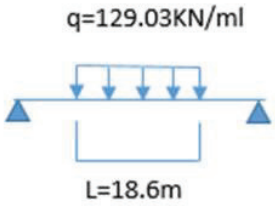


Figure IV.19: Moment D240

IV.6. MÉTHODE DE GUYON-MASSONET :

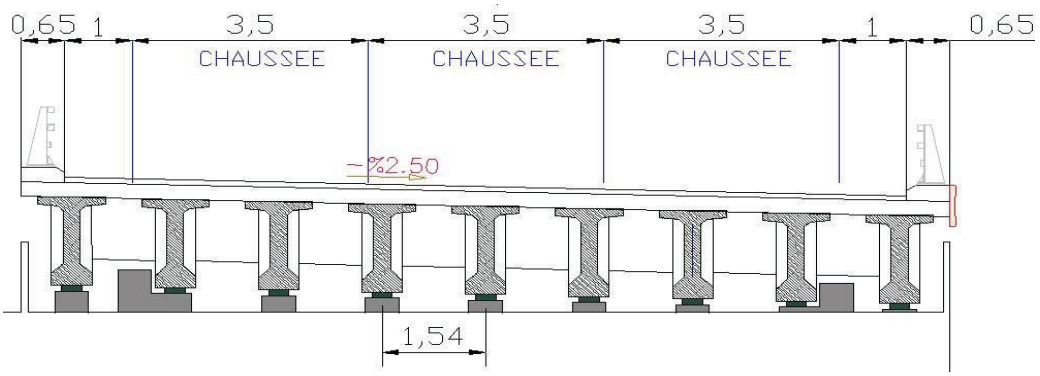


Figure IV.11: coupe transversale de pont.

Les données :

- ✓ Largeur totale du tablier La=13.8 m.
- ✓ La longueur de la poutre est de 30 m.
- ✓ Nombre de poutre n =9.
- ✓ L'inertie de la poutre Ip = 16000000 cm^4.

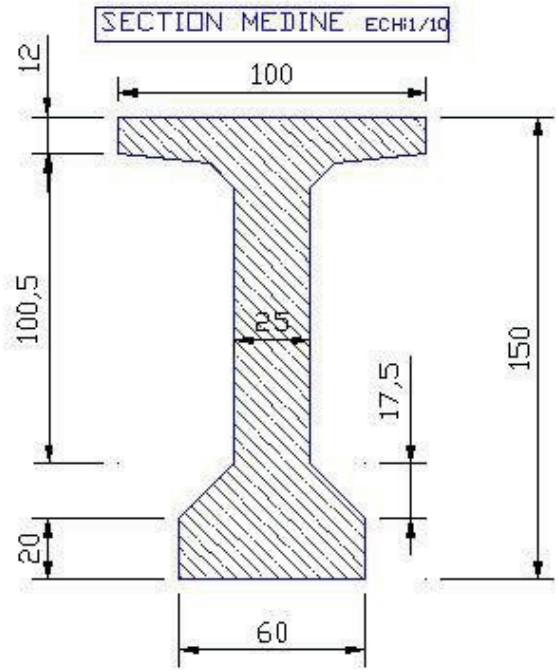


Figure IV.12:la section médian (des poutres).

IV.6.1. Calcul des paramètres α et θ :

IV.6.1.1. Paramètre d'entretoisement θ :

- **Rigidité flexionnelle de la poutre :**

$$\rho_p = \frac{EI_p}{b_1}$$

Avec : b=154cm, L1=100cm

D'où : ρ_p =103896,103896E

- **Rigidité flexionnelle de dalle :**

$$ID=\frac{L_1 d^3}{12} = \frac{100\times(25^3)}{12}.$$

ID=130208,33cm^4

$$\rho_D = \frac{E \times ID}{L_1}$$

ρ_D =1302,0833E

$$\text{D'où : } \theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho P}{\rho E}}$$

Avec : b= (1/2)× n × b_1) cas d'un pont a poutre.

Application numérique :

b =0,5× 9 × 1,54 = 6,93m.

$$\theta = \frac{6,93}{30} \times \sqrt[4]{\frac{103896.103E}{1302,08E}}$$

θ=0,69

IV.6.1.2. Paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P . \rho_E}}$$

- **Calcul de rigidité torsionnelle de la poutre γ_P :**

$$\gamma_P = \frac{C_p}{b_1}$$

Avec :

Cp : rigidité torsionnelle de la poutre.

b1 : distance entre axe entre les poutres b1=1.54m.

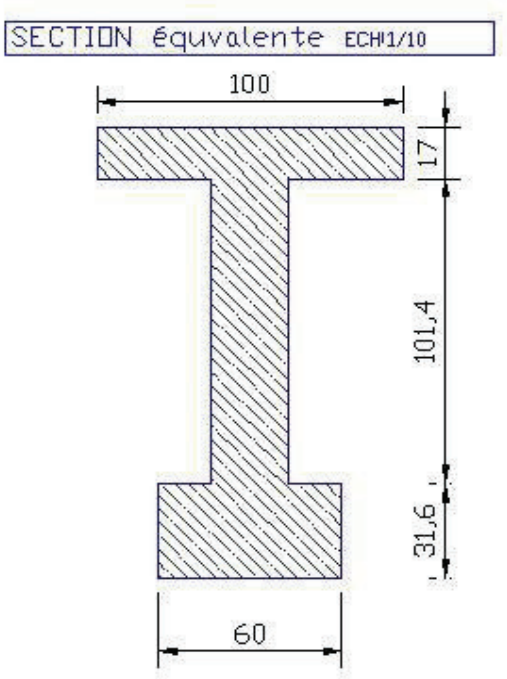


Figure IV.13 :la section équivalent (de la section médian)

Calcul de la section simplifiée :

- ✓ Section de la table de compression S1 à mi- travée : **S1**=0.17m²
  - ✓ Largeur de la table : 1m
- ✓ $h_1 = S_1/1$=0.17m
- ✓ Section du Talon S_2=0.19m²
- ✓ Largeur du talon $h_2 = S_2 / 0.6$ = 0.316 m

Alors :

$$Cp = \frac{0.416E}{3}\left[(60x31.6^3+101.4x\ 25^3+\ 100x\ 17^3)\ +154x25^3/2\right]$$

Cp=**717193.673E**

Application numérique : $$\gamma_P = \frac{C_p}{b_1} = \frac{717193,673E}{154} = 4657,1E$$

- **Calculer de la rigidité tortionnaire de la dalle γ_E :**

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1}$$

Avec :

C_E: Rigidité tortionnaire de l'entretoise. $C_E = C_d$=2G IE (**$I_E = I_D$: inertie de la dalle)**

L_1 : distance entre axes des entretoises (1m).

Application numérique :

$I_E = I_D = 130208.33$ cm4.

G = 0.4166 E.

$C_E = 2\times(0.4166)\times (E) \times(130208.33) =$ **108489.5E.**

$\gamma_E = \frac{108489.5E}{100}$=**1084.895E.**

Donc : $\alpha = \frac{\gamma p+\gamma e}{2\sqrt[2]{\rho p*\rho e}}$=0.246

On trouve : $\theta = 0,69$ et **α=0,245**

Par ces deux paramètres adimensionnels (α, θ), le comportement du tablier est complètement défini.

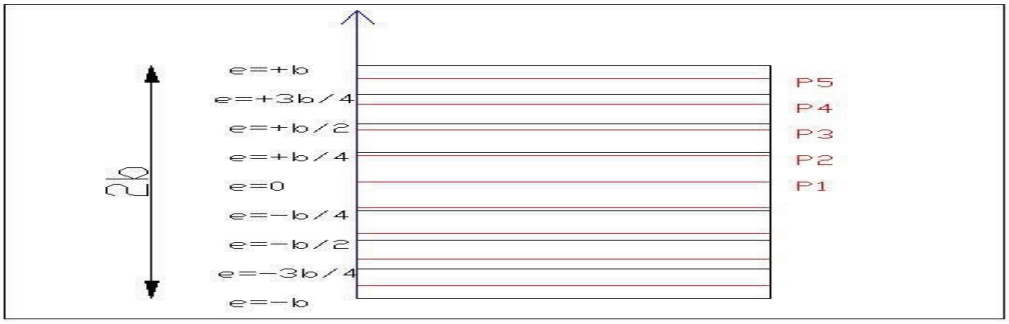


Figure IV.14 : disposition des poutres

- **Les positions des poutres :**

P1 = 0.00 m **P2** =1.54m **P3**=3.08m **P4**=4.62m **P5**=6.16m

IV.6.2. Coefficient de répartition transversale Kα :

On a θ =0.69 et α = 0.246 : **0.30 ≤ θ ≤ 1.00**

La valeur de K est :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{(1-e^{(0,065-\theta)/0,665})}$$

Alors : $K_\alpha = k_0 + 0.425\ (k_1-k_0)$

On déduire les valeurs de K pour θ =0.69 par l'interpolation des tableaux des valeurs de K pour θ=0,65 et les valeurs de K pour θ=0,70 par la formule suivante :

$$K_{0(0,69)} = \left(\frac{0.69 - 0.65}{0.70 - 0.65}\right) \times \left[\left(K_{0(0,7)} - K_{0(0,65)}\right)\right] + K_{0(0,65)}$$

La même façon pour calculer K_1.

Tableau IV.18 : les valeurs de K0 et K

Pour θ =0.69		Les valeurs de K_0								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,0528	0,56158	1,05688	1,47746	1,67144	1,47746	1,05688	0,56158	0,0528
b/4		-0,34174	0,12008	0,58924	1,06054	1,47746	1,6923	1,54744	1,20602	0,81512
b/2		-0,51326	-0,17428	0,18332	0,58924	1,05688	1,54744	1,93036	2,05764	2,08038
3b/4		-0,57982	-0,38958	-0,17428	0,12008	0,56158	1,20602	2,05764	3,0137	3,90672
b		-0,6163	-0,57982	-0,51326	-0,34174	0,0528	0,81512	2,08038	3,90672	6,16388
Pour θ =0.69		Les valeurs de K_1								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,7252125	0,8433325	0,994085	1,1622675	1,2581975	1,1622675	0,994085	0,8433325	0,7252125
b/4		0,5012425	0,6085625	0,7532375	0,94608	1,1622675	1,3099175	1,26931	0,58271	1,0540475
b/2		0,3546425	0,4457425	0,5718175	0,7532375	0,994085	1,26931	1,4889625	1,534095	1,5152775
3b/4		0,2605275	0,3373725	0,4457425	0,6085625	0,8433325	1,15771	1,534095	1,8928025	2,1239175
b		0,1947325	0,2605275	0,3546425	0,5012425	0,7252125	1,0540475	1,5152775	2,1239175	2,8522475

Après la détermination des valeurs de $\mathbf{K_1}$ **et** $\mathbf{K_0}$ on peut déduire les valeurs de $\mathbf{K_\alpha}$, les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.19 : Les valeurs de coefficient Kα.

Kα	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_1	0,33857531	0,68132481	1,03019213	1,34350319	1,49581194	1,34350319	1,03019213	0,68132481	0,338575313
P_2	0,05227486	0,36693907	0,70014804	1,04870306	1,36040946	1,50910989	1,38494102	0,91227673	0,852496322
P_3	-0,108675	0,1421667	0,4173641	0,7372951	1,0997472	1,4515574	1,6731621	1,6366609	1,63518395
P_4	-0,19684292	-0,02457312	0,17476618	0,43699884	0,79645103	1,2659246	1,80465216	2,30559745	2,717119163
P_5	-0,25007808	-0,16017158	-0,0416038	0,15343686	0,48938509	1,03494678	1,83797709	2,87987637	4,049176998

Les valeurs de Kα pour chaque poutre :

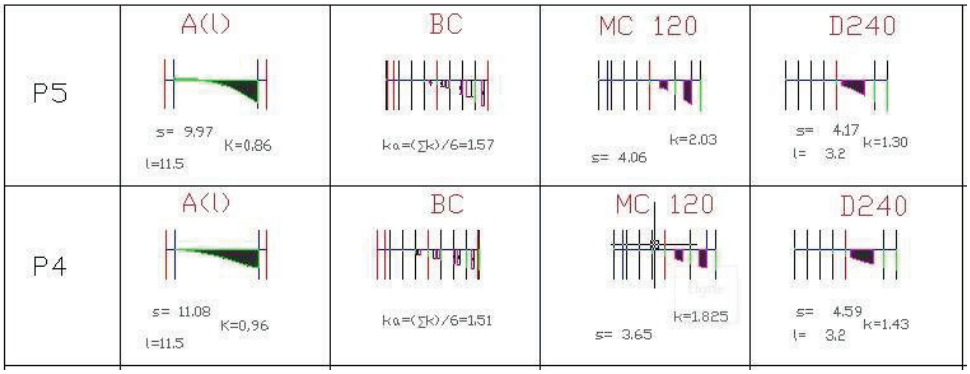


Figure IV.15 : disposition des poutres P4 et P5

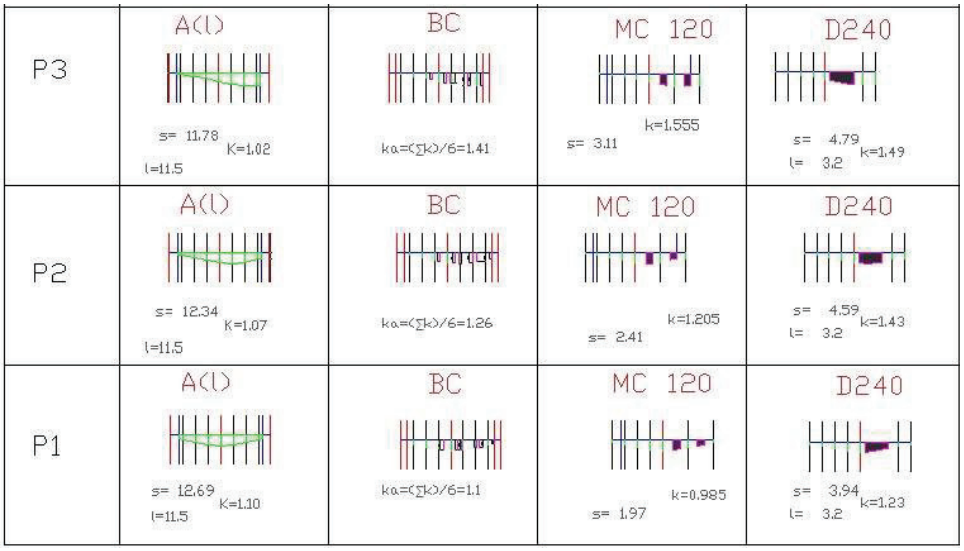


Figure IV.16 : disposition des poutres P1 et P2, P3

On résume les résultats des moments dans chaque poutre due au différent charges (A(L) et les charges Bc, Mc120, D240) dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.20 : les moments max a m-i-travée

Désignation		**Poutre 1**		**Poutre 2**		**Poutre 3**		Poutre 4		Poutre 5	
	M0 t.m	Kα moy	M (t.m)	Kα moy	M (t.m)	Kα moy	M (t.m)	Kα moy	M (t.m)	Kα moy	M (t.m)
G	**314.3**	**1**	**314.3**	**1**	**314.3**	**1**	**314.3**	**1**	**314.3**	**1**	**314.3**
Charge A(L) 3voie	**128,36**	**1,1**	**141,19**	**1,07**	**137,34**	**1,02**	**130,92**	**0,96**	**123,22**	**0,86**	**110,3**
Charge BC 3voie	**98,03**	**1,1**	**107,83**	**1,26**	**123,51**	**1,41**	**138,22**	**1,51**	**148,02**	**1,57**	**153,9**
Convoi MC120	**88,791**	**0,98**	**87,459**	**1,20**	**106,99**	**1,55**	**138,07**	**1,82**	**162,04**	**2,03**	**180,2**
Convoi D240	**126,98**	**1,23**	**156,18**	**1,43**	**181,58**	**1,49**	**189,20**	**1,43**	**181,58**	**1,3**	**165,0**

IV.7. MODELISATION ROBOT :

Les résultats de la modélisation par logiciel ROBOT sont :

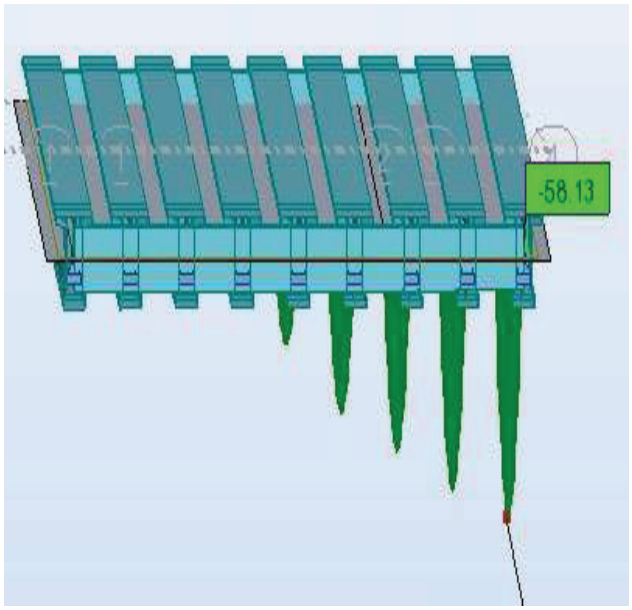


Figure IV.17 : Le moment due au chargement Mc120

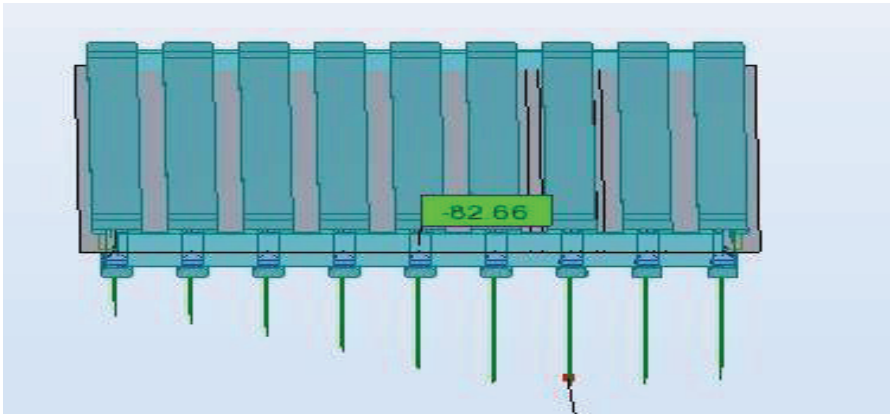


Figure IV.18 : Le moment due au chargement D240

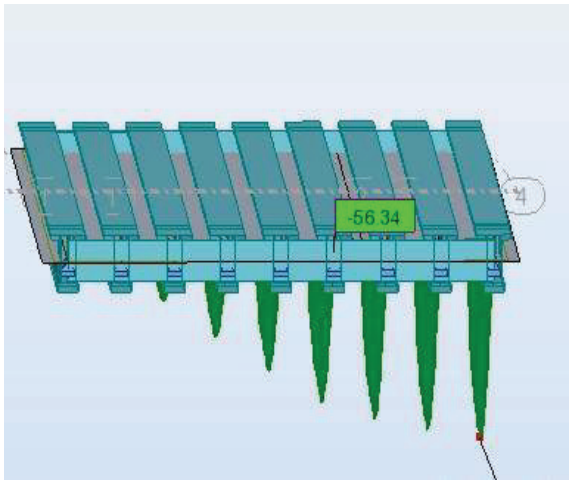


Figure IV.19 : Le moment due au chargement Bc

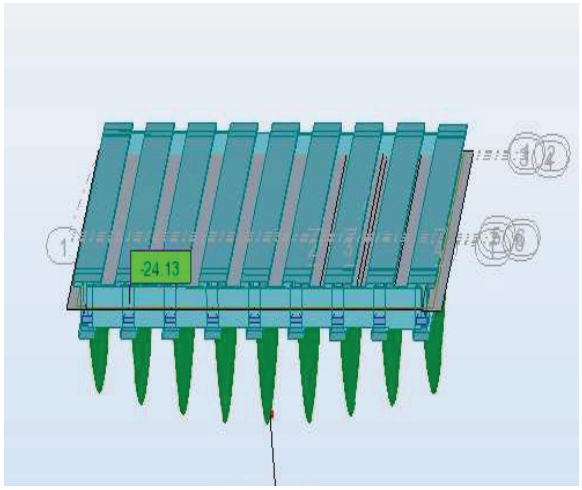


Figure IV.20 : Le moment due au chargement A(L)

Tableau : Moment fléchissant (t.m) pour chaque poutre à ELS

	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
G +1.2A(L)	**483.72**	**479.1**	**471.4**	**462.1**	**446.6**
G +1.2Bc	**443.6**	**462.5**	**480.1**	**491.9**	**498.9**
G +Mc120	**401.7**	**421.2**	**452.3**	**476.3**	**494.5**
G +D240	**470.4**	**495.8**	**503.5**	**495.8**	**479.3**

Tableau IV.21 : les moments max par la méthode GM et par Robot

	Moment max (t.m) méthode GM	Moment max Robot	%Pourcentage
D240(p3)	**503,5**	**477,7**	**5%**
Mc120(p5)	**180.24**	**171.3**	**4.96**
Bc3 V(p5)	**153.9**	**152.7**	**0.7**
A(l) (p1)	**141.46**	**127.5**	**9.8**

IV.8. CONCLUSION :

Ce chapitre permet d'évaluer les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en utilisent le guide RCPR. Pour amener les sollicitations due au chargement les plus réalistes possibles il faut avoir une bonne définition de chargement.

CHAPITRE V :

Dimensionnement du tablier

Pont a poutre

V.1. INTRODUCTION :

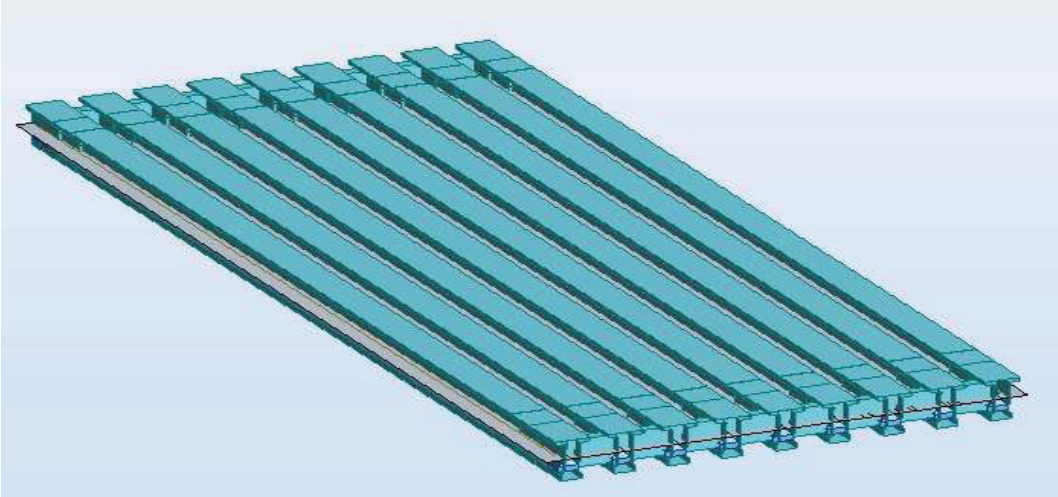
Dans ce chapitre on va étudier le tablier à poutres et on limite à étudier une seule travée (vu que travées sont indépendants), dans laquelle le dimensionnement sera standardisé à partir de la poutre la plus sollicitée.et on va entamer l'étude de la précontrainte.

V.2. ESTIMATION DES EFFORTS EN ETAT SERVICE :

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

V.2.1. 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 mailléeà la base d'éléments finis.



FigureV.1 : Modélisation de tablier partie poutre

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.

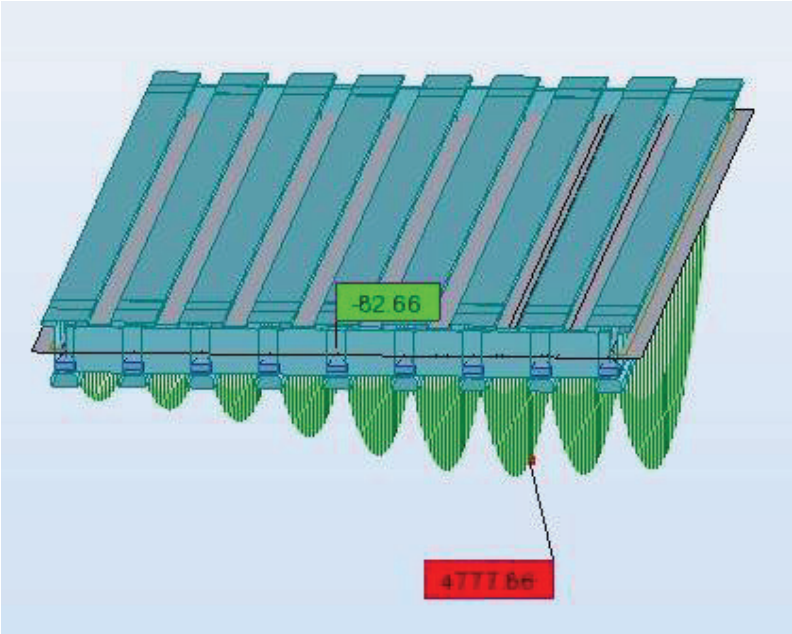


Figure V. 2: Moment maximal à l'ELS.

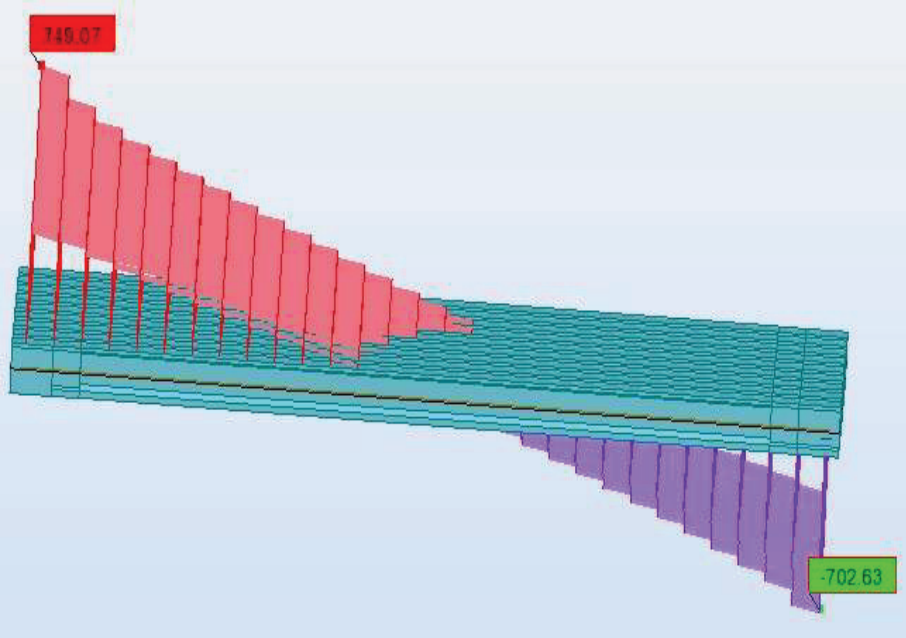


Figure V.3 : Effort tranchant maximal à l'ELS.

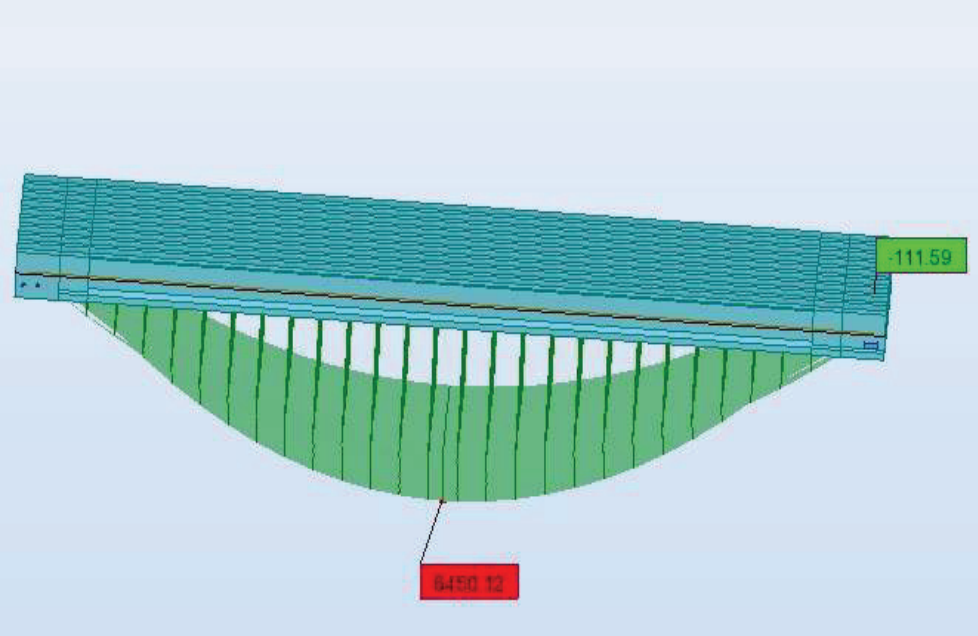


Figure V.4 : Moment maximal à l'ELU.

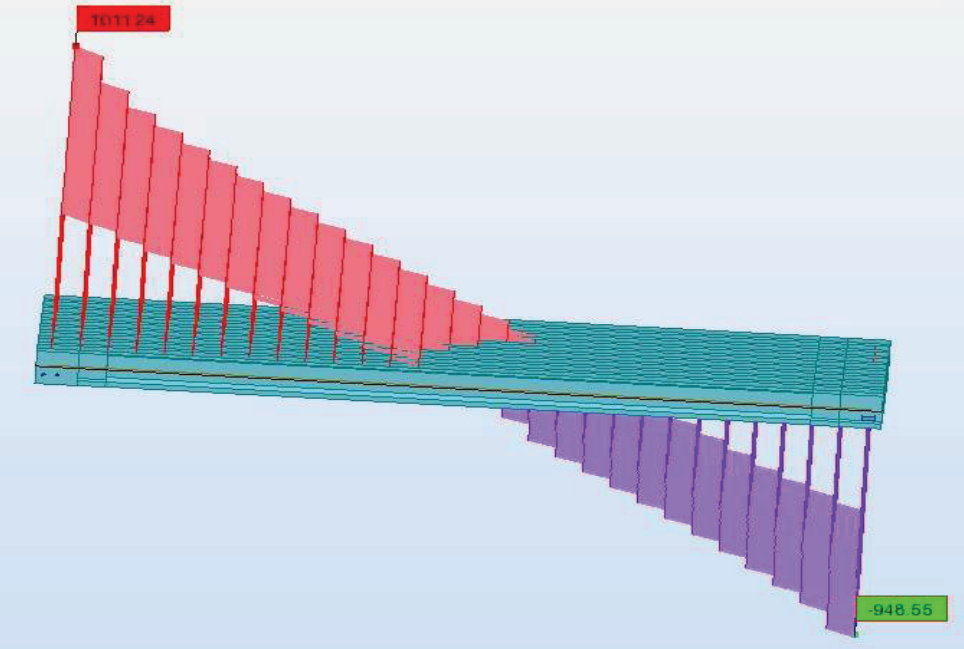


Figure V.5 : Effort tranchant maximal à l'ELU

V.3. L'ETUDE DE LA PRECONTRAINTE :

V.3.1. Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service :

Pour une section de classe II (contraintes de traction sont admises mais limitées), la valeur de la section minimale de la précontrainte est exprimé par l'expression suivant :

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

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{P_I = \dfrac{\Delta M + \dfrac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt1}} + \dfrac{1}{v}\overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h}} \textbf{ section sous critique} \\ \mathbf{P_{II} = \dfrac{M_M + \dfrac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times h - d'}} \quad \textbf{section sur critique.} \end{cases}$$

Les donnes géométriques et les résultats de logiciel sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1: les donnes géométriques et les résultats de logiciel

Les donnes	Signification	Désignation	La valeur
Les Donnes Géométrique	h	Hauteur de la section	1,75m
	v	La distance entre la fibre supérieure et CDG	0,65m
	v'	La distance entre la fibre inférieure et CDG (médian)	1,1m
	B	L'aire de (la section médiane +dalle)	0,97m^2
	I	Moment d'inertie par rapport CDG (médian)	0,33m^4
	ρ	Le rendement géométrique $\rho = \frac{I}{B\ v\ v'}$	0,48
	d'	L'enrobage des câbles de précontrainte	0,175m
Les Résultats de Logiciel	M_g	Moment due au poids propre	1,514 MN.m
	M'$_g$	Moment dû aux charges permanentes additionnelles	1,301 MN.m
	M_{Mq}	Moment maximal généré par les actions variables (D240)	1,192MN, m
	M_m	Valeur minimale de moment : M_m = Mg + M'g	2,815MN.m
	M_M	Valeur maximale de moment : M_M = Mg + M'g + M_{Mq}	4,777MN.m
	ΔM	ΔM = M_M - M_m = M_{Mq}	1,192MN, m

Les caractéristiques de béton sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2: les caractéristiques du béton

$f_c(sup)$	35 MPA
$f_c(inf)$	27MPA
f_{t28}	2,7 MPA
σ_{bc}	21 MPA
σ_{bt}	-4,05 MPA

La détermination de P_{min} :

$\overline{\sigma_{bt1}}$= -4,05 MPA et $\overline{\sigma_{bt2}} = -2{,}7$ MPA , d'=0,18m ça donne :

$$P_{min} = \sup \begin{cases} P_I = -0{,}75 \text{ MN} \\ P_{II} = 3{,}21 \text{ MN} \end{cases} \quad \text{Alors} \quad P_{min} = 3{,}21 \text{ MN}$$

Détermination du nombre de câbles :

Le nombre de câble est donné par :

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

$\begin{cases} \textbf{Po : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15 peut créer.} \\ \textbf{ΔP : pertes de tension estimées à 25 \%.} \end{cases}$

$$P_0 = \min\{(0{,}8 \times f_{prg} \times A_p); (0{,}9 \times f_{peg} \times A_p)\} = 1{,}77 \text{ MN}$$

$$\mathbf{n \geq 2{,}44}$$

On prendre le nombre du câble n=3 câbles

Détermination du nombre de câble à l'about :

On calcul les contraintes aux extrimités (sup et inf) :

Les valeurs de ces donnes sont mentionnées dans le tableau précédent (Tableau 1: les donnes géométriques et les résultats de logiciel).

Application numérique :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n}(Pe_0 + M_g) \geq -1{,}5f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n}(Pe_0 + M_g) \leq 0{,}6f_{tc} = \overline{\sigma_{bc}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P \leq 6{,}25 \\ P \leq 10{,}75 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} n \leq 3{,}51 \\ n \leq 6{,}08 \end{cases}$$

V.3.2. Vérification des contraintes :

On fait cette vérification à mi-travée selon les quatre phases suivantes :

- **Première phase : (**Après 7 jours) Après le coulage de béton de la poutre et les pertes sont estimées à 10 %.
- **Deuxième phase :** après 28 jours, la mise en tension à 100 %. Les pertes sont estimées à 10 %.

- **Troisième phase :** après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle. Les pertes sont estimées à 15%.
- **Quatrième phase :** à l'état de service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

Tableau V.3 : les caractéristiques géométriques pour chaque phase

Les Phase	I (m^4)	B(m^2)	v(m)	v'(m)
Phase 1	0,16	0,59	0,73	0,77
Phase 2	0,16	0,59	0,73	0,77
Phase 3	0,33	0,97	0,65	1,1
Phase 4	0,33	0,97	0,65	1,1

On fait la vérification des contraintes à partir le critère suivant :

$$\overline{\sigma_{bt2}} < \sigma_{inf} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Et} \quad \overline{\sigma_{bt1}} < \sigma_{sup} < \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec : $\begin{cases} \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \\ \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \end{cases}$ et : $e_0 = v' - d$

Tableau V.4: résultat de vérification des contraintes.

Les phase	f_{cj} (MPA)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bt1} (MPA)	σ_{bt2} (MPA)	ΔP (%)	M (KN.m)	e_0 (m)	P (MN)	σ_{sup} (MPA)	σ_{inf} (MPa)
Phase 1	23,18	13,91	-2,99	-1,39	10	1,51	0,6	2,38	4,48	3,58
Phase 2	35	21	-4,01	-1,89	10	1,51	0,6	4,77	2,05	14,45
Phase 3	35	21	-4,01	-1,89	15	2,499	0,93	4,5	1,36	10,20
Phase 4	35	21	-4,05	-2,7	25	4,78	0,93	3,97	6,27	0,42

Donc les contraintes sont vérifiées dans les quartes phases

V.3.3. Position des câbles :

La position des câbles est dans le talon à un excentrement maximum dans où se trouve la section la plus sollicité (la section médiane). La figure ci-dessous montre les dispositions des câbles de précontraintes.

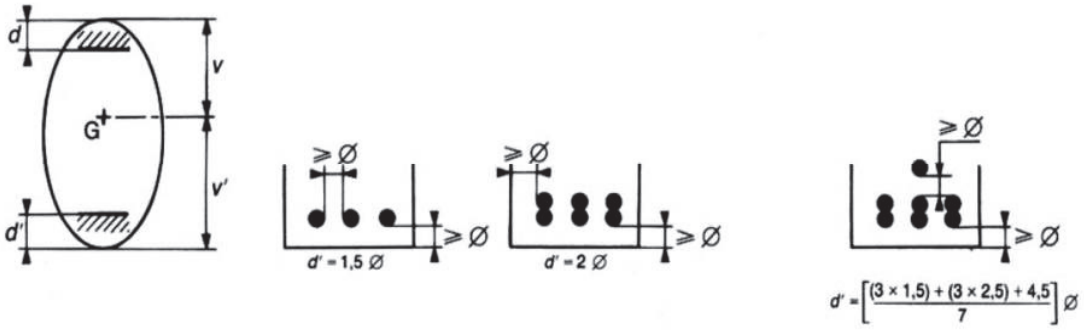


Figure V.6: disposition des câbles de précontrainte

✓ **Dans la section d'about (l'extimité de la poutre)** :

On respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage :

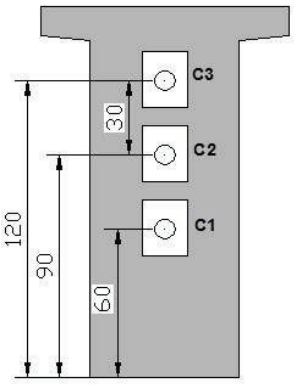
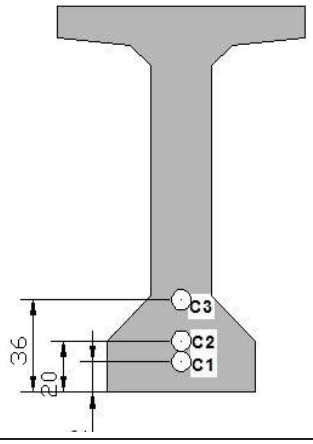
✓La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 9T15 est de dimensions A × B = 225× 185 mm², dont l'entraxe vertical est déterminé comme suit :

Pour : $f_{c28} = 35\ MPA \gg a = 336mm \rightarrow$ donc on prendre : $x \geq 0{,}85 \times a$

Alors on obtient x=30 cm

Le but d'ancré les câbles dans la section d'about a d'espacement constant « x » est pour limiter les effets de la diffusion, et repartie l'effort de précontrainte, et pour que la résultant coïncide avec le CDG de la section d'about.

Tableau V.5 : les positions des câbles

Câble	Yi (m)	Section d'about	Yi (m)	Section médiane
C1	**0.6**		**0.12**	
C2	**0.9**		**0.20**	
C3	**1.2**		**0.36**	

V.3.3.1. Tracé des câbles de précontrainte :

La répartition des charges permanente est uniformément répartie, d'où la forme ou bien le tracé des câbles de précontrainte est parabolique.

- ✓ **Rayon de courbure** :

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

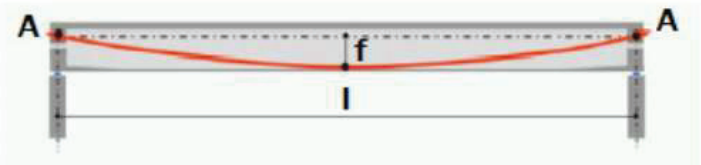


Figure V.7 : le trace des câbles de précontrainte

f : est la flèche maximale (mesurée à mi- longueur).

L : est la longueur de la poutre.

R : rayon de courbure.

- ✓ **L'angle de déviation β :** on peut calculer sur un longueur L par la relation suivant :

$$\beta = 4 \times \frac{f}{l}$$

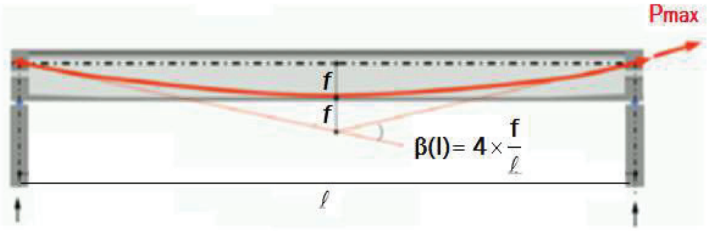


Figure V.8 : l'angle de déviation β

- ✓ **Détermination de l'angle de relevage :**

L'alignement droite est incliné d'un angle α qui est donné par la formule suivante :
L'angle de relevage est applique sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m

$$\boldsymbol{Arcsin\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha_{opt} \leq Arcsin\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right)}$$

Avec :

$\boldsymbol{\alpha_{opt}}$: l'optimum théorique de l'angle de relevage

$\mathbf{V_m}$: l'effort tranchant à vide sous G

$\mathbf{V_M}$ = Effort tranchant sous charge (G+D240)

$\bar{V}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'about $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0{,}8h$

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service. $\bar{\tau} = \sqrt{0{,}4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

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

$\mathbf{B_n}$: surface nette de la section d'about $B_n = B - n \times B_{gaine}$

$\mathbf{B_{gaine}}$: surface de la gaine.

n : nombre de gaines.

$\mathbf{b_n}$: largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n_{lit} \times 0.5\Phi$.

Φ : diamètre de la gaine.

b_0 : largeur brute.

Tableau V.6: les données pour la détermination de l'angle de relevage

$\mathbf{b_n}$	0,52 m
$\mathbf{B_n}$	1,32 m^2
P	3,97 MN
$\boldsymbol{\sigma_x}$	3 MPA
$\boldsymbol{\tau}$	2,48 MPA
$\bar{\mathbf{V}}$	1,81MPA
V_M	0,749
V_m	0,393

$\rightarrow \quad -15{,}43° \leq \alpha \leq 33{,}6°$

Les résultats :

On résume les résultats de calcul dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7: Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.

Câbles	α(°)	L(m)	Yi(m)			F(m)	R(m)	β(l)rad
			X=0	X=1	X=15			
C1	3,54	28	0,6	0,54	0,12	0,42	234,37	0,06
C2	5,17	28	0,9	0,81	0,2	0,61	160,78	0,087
C3	6,2	28	1,2	1,09	0,36	0,73	134	0,104

V.3.4. Calcul des pertes

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- ✓ **Les pertes instantanées :** se produisant lors de la mise en tension des câbles
- ✓ **Les pertes différées :** se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension
  - **Les Pertes par frottement :**

On pose $\beta = 0$ (en pratique n'existe pas un câble rectiligne) : Un câble rectiligne présent toujours des ondulations entre ses extrémités provoquant ainsi une déviation parasite $\varphi \times x$ telle que φ dépend la nature du câble.

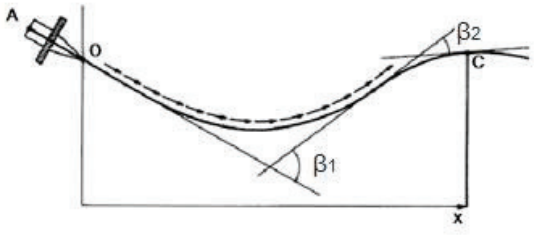


Figure V.9: perte par frottement

L'expression générale pour calcul les pertes par frottement :

$$\sigma_p(x) = \sigma_0 \times (1 - e^{-(f\times\beta+\varphi\times x)})$$

$\varphi = 0{,}002\ m^{-1}$

$f = 0{,}18\ rad^{-1}$

$\sigma_{p0} = 1416\ MP1$

Cas	Nature des armatures	f		φ
		$3 \leqslant R \leqslant 6$ (m)	$R \geqslant 6$ (m)	(m^{-1})
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22-R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24-R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24-R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26-R}{100}$	0,20	

Figure V.10: les valeurs moyennes des coefficients φ et f

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 8 :les valeurs de perte par frottement

Les câbles	$\mathbf{x = \frac{L}{2}}$ (m)	$\boldsymbol{\beta}$ (rad)	$\mathbf{f \times \beta + \varphi \times x}$	$\Delta\sigma_p$ (MPA)	$\Delta\sigma_{p\ moy}$ (MPA)	$\Delta\sigma_{p\ moy}$ (%)
C1	15	0,06	0,041	56,54	62,4	0,0441
C2	15	0,087	0,046	63,22		
C3	15	0,104	0,049	67,45		

- **Pertes dues au recul à l'ancrage :**

Après la mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les clavettes se bloque, ceux-ci reculent de quelque millimètre, ce mouvement en arrière provoque une diminution de tension du câble.

L'expression pour calcul les pertes par recul d'ancrage est :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k \times (d - x) \quad \text{Avec :} \quad k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$$

Les résultats de calculer sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : les valeurs des pertes par recul d'ancrage

Cable	L(m)	K(m^{-1})	d(m)	$\Delta\sigma_g\left(\frac{l}{2}\right)$ (MPA)	$\Delta\sigma_g(0)$ (MPA)	$\Delta\sigma_{g\ moy}\left(\frac{l}{2}\right)$ (MPA)	$\Delta\sigma_{g\ moy}\left(\frac{l}{2}\right)$ (%)
C1	15	0,0027	17,21	17,037	132,45	11,544	0,82
C2	15	0,003	16,26	10,87	140,22		
C3	15	0,0033	15,73	6,7263	144,95		

- **Pertes par déformation instantanée du béton : (raccourcissement) :**

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

Application numérique $\rightarrow$ $\begin{cases} M_g = 1{,}51\ MN \\ E_{ij} = 35981{,}73 MPA \\ e = 0{,}54 m \\ B = 0{,}59 m^2 \\ I_G = 0{,}16 m^4 \\ n_{cable} = 3 \end{cases}$ $\rightarrow$ $\sigma_{bi} = 12{,}63\ MP$

Donc on obtient :

$\sigma_e = 33{,}36\ MPA$

$\sigma_e = 2{,}63\ \%$

- **Pertes par retrait :**

Le retrait : est un phénomène différé (à long terme), A cause de l'évaporation de l'eau existant qui conduit à des pertes de précontrainte.

$\Delta\sigma_r \approx E_P \times \varepsilon_r$ Avec : $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$ (raccourcissement final du béton due au travail)

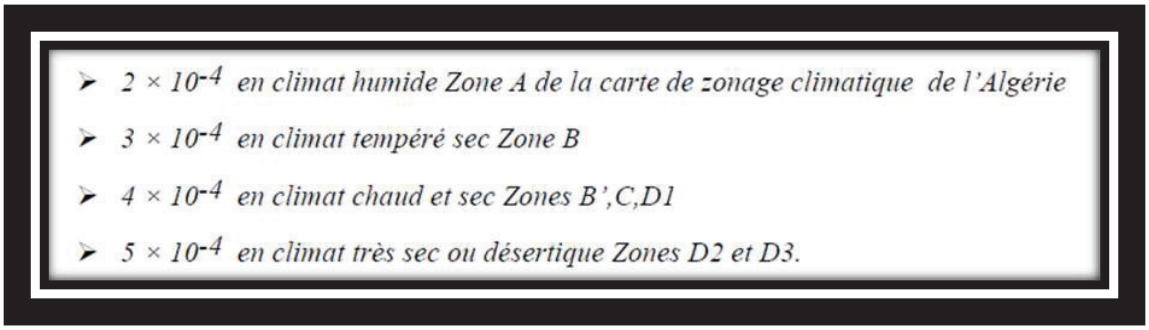


Figure V.11 : détermination du coefficient ε_r

Donc on obtient :

$$\Delta\sigma_r = 38\ MPA$$

$$\Delta\sigma_r = 2{,}68\%$$

- **Perte par fluage :**

Le fluage : est une déformation différée sous contraintes de compression.

$$\Delta\sigma_{fl} = 2{,}5 \times \sigma_b(x) \times \frac{E_P}{E_{ij}} \quad \text{Et :} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_P \times e}{I_G}$$

Application numérique : $\begin{cases} M_P = 2{,}82\ \text{MN.M} \\ I_G = 0{,}33\ \text{m}^4 \\ B = 0{,}97\text{m}^2 \\ v' = 1{,}1\ \text{m} \\ e_0 = 0{,}87\ \text{m} \\ P = 3{,}97\text{m} \end{cases} \rightarrow \quad \sigma_b = 5{,}83\ MPA$

Donc on obtient :

$$\Delta\sigma_{fl} = 76{,}97\ MPA$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 5{,}44\ \%$$

- **Perte par relaxation :**

Ce phénomène entraine pour les armatures de précontrainte (une chute de précontrainte), donc il faut tenir en compte. L'expression est donnée par :

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

Avec : σ_i= la tension initiale après les pertes instantanées

f_{prg} = La contrainte de rupture garantie dans les câbles.

Application numérique :

$$\begin{cases} \rho_{1000} = 2{,}5\ \% \\ \mu_0 = 0{,}43 \\ f_{prg} = 1770\ \text{MPA} \\ \sigma_{p0} = 1416\ \text{MPA} \\ \Delta\sigma_{\varphi moy} = 62{,}40\ \text{MPA} \\ \Delta\sigma_g = 11{,}544\ \text{MPA} \\ \Delta\sigma_{racc} = 33{,}36\ \text{MPA} \end{cases} \rightarrow \text{Donc on obtient :}$$

$\Delta\sigma_{relax} = 60{,}73\ MPA$ ou $\Delta\sigma_{relax}$ = 4,29 %

Les pertes totales :

- **Les pertes totales instantanées :**

$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{\varphi moy} + \Delta\sigma_{\varphi moy+}\Delta\sigma_{racc}$= 107,31 MPA =7,58 %

- **Les pertes totales différées :**

$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relax}$=165,58 MPA = 11,69 %

- **Les pertes totales :**

$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{diff} + \Delta\sigma_{inst}$= 272,88 MPA =19,27 %

Pour la suite du calcul on prend les pertes totales : $\Delta\sigma = 19{,}27\%$

V.3.5. Vérification des contraintes normales :

On fait la vérification des contraintes dans les sections suivantes :

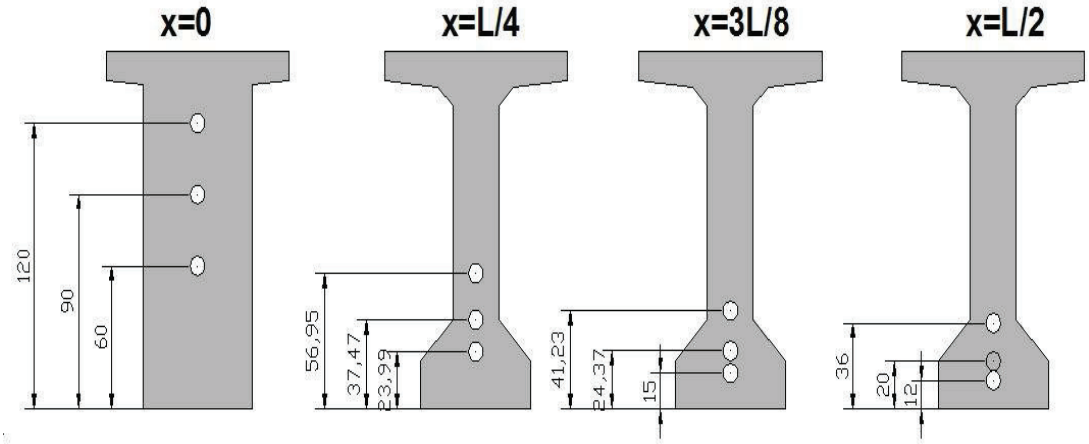


Figure V.12 : Sections de vérification

Les caractéristiques des sections sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : les Caractéristiques des sections.

Sections	X=0		X=$\frac{L}{4}$		X=$\frac{3L}{8}$		X=$\frac{L}{2}$	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,50	1,75	1,50	1,75	1,50	1,75	1,50	1,75
$\mathbf{B_{nette}}(m^2)$	0,94	1,32	0,570	0,950	0,570	0,950	0,57	0,95
V(m)	0,714	0,750	0,717	0,640	0,714	0,640	0,713	0,640
V'(m)	0,786	1,000	0,783	1,110	0,786	1,110	0,787	1,110
$\mathbf{I_G}(\mathbf{m^4})$	0,191	0,380	0,153	0,320	0,153	0,320	0,153	0,320
$\boldsymbol{\rho}$(%)	36,33	38,24	47,88	47,42	47,90	47,42	47,72	47,42

V.3.6. Effort de précontrainte :

On fait la vérification à l'ELS, et on introduit les valeurs caractéristiques de la précontrainte :

- Valeur caractéristique minimale : $\mathbf{P_2 = 0{,}98\ P_0 - 1{,}2\ \Delta P}$=
- Valeur caractéristique maximale **:** $\mathbf{P_1 = 1{,}02\ P_0 - 0{,}8\ \Delta P}$ **=**

Sachant que : P_0=1,77MN.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11: les caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres de

	N câbles	% Mt	ΔP	P1	P2	d x=0,5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase1	3	50	3,79	2,62	2,48	0,86	0,39	0,27	0,23
Phase2	3	100	7,58	5,08	4,71	0,86	0,39	0,27	0,23
Phase3	3	100	13,42	4,83	4,34	0,86	0,39	0,27	0,23
Phase4	3	100	19,27	4,59	3,97	0,86	0,39	0,27	0,23

Les distances des câbles à l'extrémité (en élévation) sont :

Tableau V.12 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres

	Y1	**Y2**	**Y3**	**Ymoy**
x=0,5	0,5690	0,8548	1,1457	**0,8565**
x=L/4	0,2399	0,3747	0,5695	**0,3947**
x=3L/8	0,1500	0,2437	0,4123	**0,2687**
x=L/2	0,1200	0,2000	0,3600	**0,2267**

V.3.6.1. Les contraintes admissibles :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.13 : les valeurs des contraintes admissibles

	Les cas	Exécution	Q. Rares
Pour t > 28j	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	21	21
	$\overline{\sigma_{t1}}$(MPA)	-4,05	-4,05
	$\overline{\sigma_{t2}}$(MPA)	-1,89	-2,7
Pour t=7j	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	13,91	13,91
	$\overline{\sigma_{t1}}$(MPA)	-2,99	-2,99
	$\overline{\sigma_{t2}}$(MPA)	-1,39	-1,99

V.3.6.2. Vérifications des contraintes :

On fait la vérification des contraintes par les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{t1}} < \sigma_{sup} < \overline{\sigma_{bc}} \\ \overline{\sigma_{t2}} < \sigma_{inf} < \overline{\sigma_{bc}} \end{cases} \qquad \text{Avec :} \quad \sigma(y) = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times e_0 + M}{I} \times y$$

Telle que : P_i: la valeur caractéristique de la précontrainte.
y: les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes
e_0 : excentricité du câble de précontrainte moyen.
M : moment extérieur

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Vérification des contraintes normales pour les phases 1 et 2

	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)	-0,07	0,39	0,52	0,56	-0,07	0,39	0,52	0,56
MEls	0,00	1,11	1,42	1,51	0	1,11	1,42	1,51
P1 (MN)	2,62	2,62	2,62	2,62	5,08	5,08	5,08	5,08

P2 (MN)		2,48	2,48	2,48	2,48	4,71	4,71	4,71	4,71
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,21	6,59	7,07	0,00	5,21	6,59	7,07
	σ_{inf}	0,00	-5,68	-4,91	-7,80	0,00	-5,68	-7,26	-7,80
σ_{p1} (MPa)	σ_{sup}	3,49	-0,16	-1,72	-2,26	6,76	-0,32	-3,34	-4,39
	σ_{inf}	2,04	9,80	11,56	12,17	3,96	18,99	22,41	23,59
σ_{p2} (MPa)	σ_{sup}	3,29	-0,16	-1,63	-2,14	6,26	-0,30	-3,09	-4,06
	σ_{inf}	1,93	9,25	10,92	11,49	3,67	17,60	20,77	21,86
$\sigma_{p\ max}$ (MPa)	σ_{sup}	**3,49**	**5,04**	**4,87**	**4,81**	**6,76**	**4,89**	**3,25**	**2,68**
	σ_{inf}	**2,04**	**4,11**	**6,65**	**4,37**	**3,96**	**13,31**	**15,15**	**15,79**
$\sigma_{p\ min}$ (MPa)	σ_{sup}	**3,29**	**5,05**	**4,96**	**4,93**	**6,26**	**4,91**	**3,49**	**3,00**
	σ_{inf}	**1,93**	**3,57**	**6,01**	**3,69**	**3,67**	**11,92**	**13,51**	**14,06**

Tableau V.15 : Vérification des contraintes normales pour les phases 3 et 4

		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)		0,14	0,72	0,84	0,88	0,14	0,72	0,84	0,88
M_{Els}		**0,00**	**1,84**	**2,34**	**2,499**	**0**	**2,066**	**4,505**	**4,77**
P1 (MN)		4,83	4,83	4,83	4,83	4,59	4,59	4,59	4,59
P2 (MN)		4,34	4,34	4,34	4,34	3,97	3,97	3,97	3,97
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	3,68	4,67	5,00	0,00	4,13	9,01	9,54
	σ_{inf}	0,00	-6,38	-8,10	-8,67	0,00	-7,17	-15,63	-16,55
σ_{p1} (MPa)	σ_{sup}	2,28	-1,83	-3,05	-3,45	2,16	-1,73	-2,89	-3,28
	σ_{inf}	5,48	17,09	19,20	19,90	5,19	16,21	18,22	18,88
σ_{p2} (MPa)	σ_{sup}	2,05	0,68	0,04	-3,10	4,21	1,30	0,08	-2,83
	σ_{inf}	4,91	15,33	17,23	17,86	4,49	14,02	15,75	16,33
$\sigma_{p\ max}$ (MPa)	σ_{sup}	**2,28**	1,85	**1,63**	**1,55**	2,16	2,40	6,12	6,26
	σ_{inf}	**5,48**	10,71	**11,10**	**11,24**	5,19	9,04	2,59	2,34

$\sigma_{p\ min}$ (MPa)	σ_{sup}	**2,05**	4,36	**4,71**	**1,90**	4,21	5,43	9,09	6,71
	σinf	**4,91**	8,96	**9,13**	**9,19**	4,49	6,85	0,13	-0,22

V.3.7. Vérification des contraintes tangentielles :

V.3.7.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

On vérifier par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0{,}4.f_{tj}.\left[f_{tj}+\sigma_x\right] = \overline{\tau_1}^2 \\ \text{et} \\ \tau^2 \leq 2.\dfrac{f_{tj}}{f_{cj}}.\left[0{,}6f_{cj}-\sigma_x\right]\times\left[f_{tj}+\sigma_x\right] = \overline{\tau_2}^2 \end{cases}$$

Si σ_x <0,4× f_{cj} on a : $\overline{\tau_1} < \overline{\tau_2}$ donc on vérifie Just que $\tau < \overline{\tau_1}$:

Avec : $\begin{cases} \sigma_x = \dfrac{P}{B_n} \\ P = \sum_{i=1}^{3} P_i \times \cos\alpha_i \end{cases}$ et $\begin{cases} \tau = \dfrac{V_{red}\times S_n(y)}{I_n \times b_n} \\ V_{red} = V_{ser} - \sum_{i=1}^{3} P_i \times \sin\alpha_i \end{cases}$

Les angles α_i sont : $\begin{cases} \alpha_1 = 3{,}54\,° \\ \alpha_2 = 5{,}17° \\ \alpha_3 = 6{,}2\,° \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P\cos\alpha_1 = 1{,}42 \\ P\cos\alpha_2 = 1{,}42 \\ P\cos\alpha_3 = 1{,}42 \end{cases}$ et $\begin{cases} P\sin\alpha_1 = 0{,}09 \\ P\sin\alpha_2 = 0{,}13 \\ P\sin\alpha_3 = 0{,}15 \end{cases}$

D'où : $\begin{cases} \sum_{i=1}^{3} P_i \times \cos\alpha_i = 4{,}26 \\ \sum_{i=1}^{3} P_i \times \sin\alpha_i = 0{,}37 \end{cases}$

Application numérique :

V_{ser} =0,749 MPA $\rightarrow$ $V_{red} = 0{,}38$ MPA et $S_n = 0{,}37m^3$, $I_n = 0{,}38m^4$, $b_n = 0{,}52m$

$B_n = 1{,}32m^2$,$\tau_1 = 2{,}53$ MPA

$\sigma_x = \dfrac{\sum_{i=1}^{3} P_i \times \sin\alpha_i}{B_n = 1{,}32m^2} = 3{,}22$ MPA

Alors :

$:\tau = 0{,}71$ MPA $< \tau_1 = 2{,}53$ MPA

Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées dans la section d'about.

V.3.7.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU :

Vérification des bielles comprimées : Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

Avec $\tau_u = \frac{V_{u,red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$ et $f_{c28} = 35\ MPA$

Application numérique :
$$\begin{cases} V_{u,red} = V_{ult} - \sum_{i=1}^{3} P_i \times \sin\alpha_i = 0,65\ MPA \\ V_{ult} = 1,02\ MPA \\ S_n = 0,37 m^3 \\ I_n = 0,38 m^4 \\ b_n = 0,52 m \end{cases}$$

On obtient : $\tau_u = 1,21$ MN

Alors : $\tau_u = 1,21 \leq \frac{f_{c28}}{6} = 5,83\ MPA$

D'où : Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées

V.3.7.3. Vérification de la résistance des armatures transversales :

- ✓ La première étape consiste à calculer l'angle β_u :

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

Application numérique :
$$\begin{cases} \tau_u = 1,21\ MN \\ \sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{3} P_i \times \cos\alpha_i = 4,26}{B_n = 1,32 m^2} = 3,22 MPA \end{cases} \rightarrow : \beta_u = 18,48°$$

Donc : on prendre : $\beta_u = 30°$.

- ✓ La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale At :

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

Application numérique :
$$\begin{cases} \tau_u = 1,21 \\ f_e = 50000 MPA \\ f_{t28} = 2,7\ MPA \\ b_n = 0,52 m \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

On obtient :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 2,13\ cm$$

$\mathbf{S_t}$: L'espacement des armatures tel que : $\mathbf{S_t} \leq$ Min (1 m ; 0.8h; $3b_0$)
b_0 : l'épaisseur brute minimale de l'âme. → b_0=25cm
$\mathbf{S_t} \leq$75 cm

V.4. ARMATURES PASSIVES DES POUTRES :

V.4.1. Armatures des zones tendues :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}}\right)$$

Avec :

B_t=l'aire de la section du béton de traction. σ_{bt} =La valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

$$\begin{cases} B_t = 0{,}03 m^2 \\ \sigma_{bt} = 0{,}22 MPA \\ N_{Bt} = 0{,}11 \times B_t = 0{,}0033\ MN \end{cases} \rightarrow A_s = 1{,}11\ cm^2$$

On prendre 2HA12

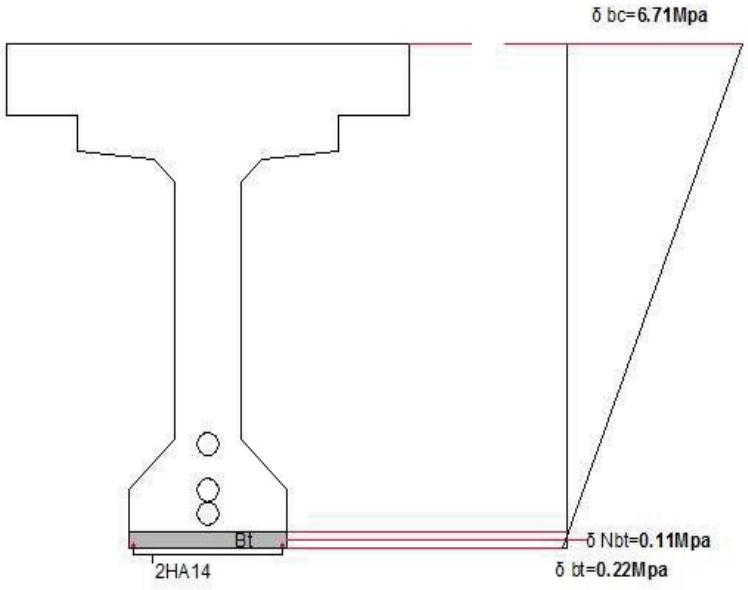


Figure V.13 : diagramme des contraintes à mi- travée

V.4.2. Section minimale (armature de peau) :

$$A_{min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_t}{f_e}$$

Application numérique :

$$\begin{cases} b = 0,6m \\ d = 1,75m \\ f_t = 2,7\ MPA \\ f_e = 500\ MPA \end{cases} \rightarrow \quad \mathbf{A_{min} \geq 13,04cm^2}$$

V.5. Vérification de la flèche :

Suivant les règles **BAEL**la flèche admissible est de 0,5(cm)+L/1000 (m), où **L : est** la portée de la travée considérée Donc : **δ_{adm} = 0,5(cm)+30/1000 = 3,5(cm)**

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

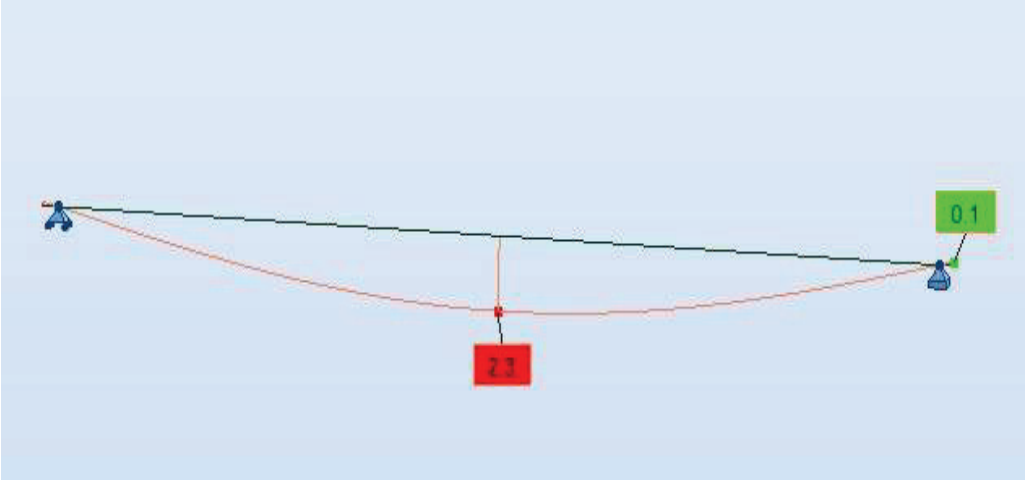


Figure V. 14 : La contre-flèche de la poutre seule avant le coulage de la dalle (Gpoutre)

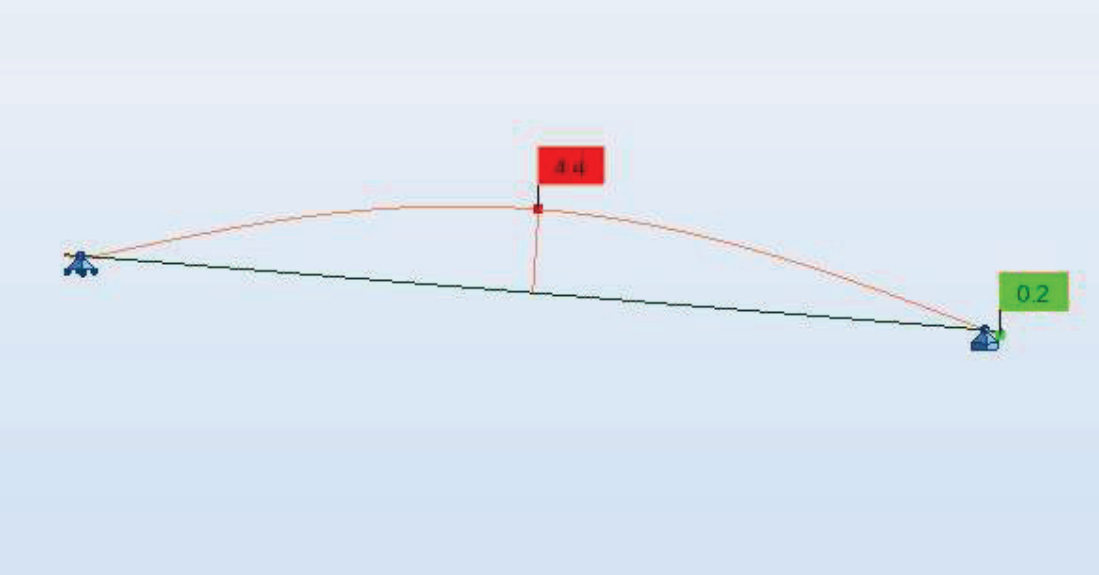


Figure V. 15 : La contre-flèche de la poutre seule avant le coulage de la dalle et mise tension de câble (Gpoutre + P).

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

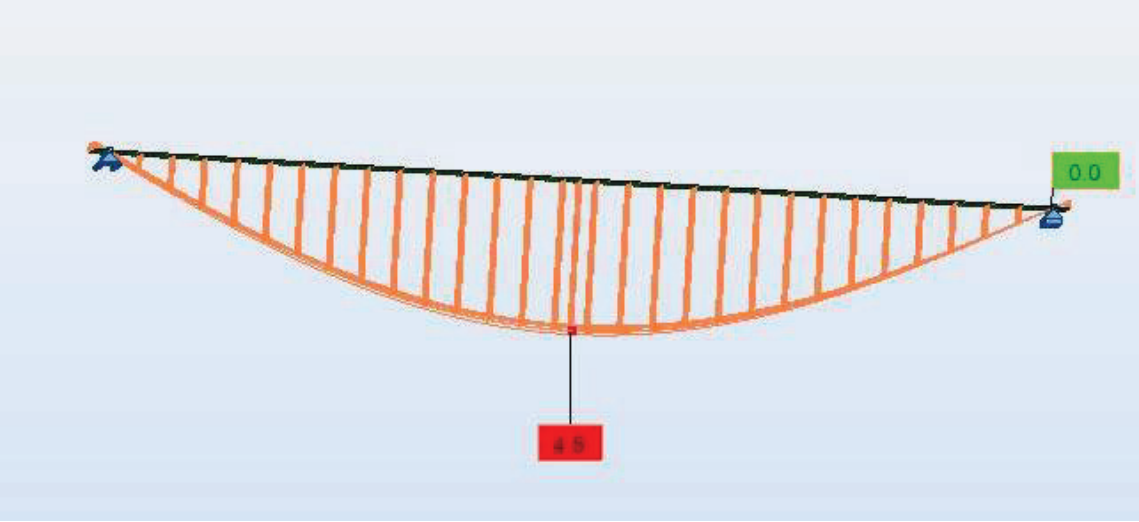


Figure V.16 : La flèche maximale du tablier en service (G + D240 + P).

Comme on a :4.5 cm > δ_{adm} =3,5 m La condition n'est pas vérifiée.

Donc il faut prévoir au minimum 1 cm de contre flèche.

V.6. ETUDE DE L'HOURDIS :

V.6.1. Principe de ferraillage :

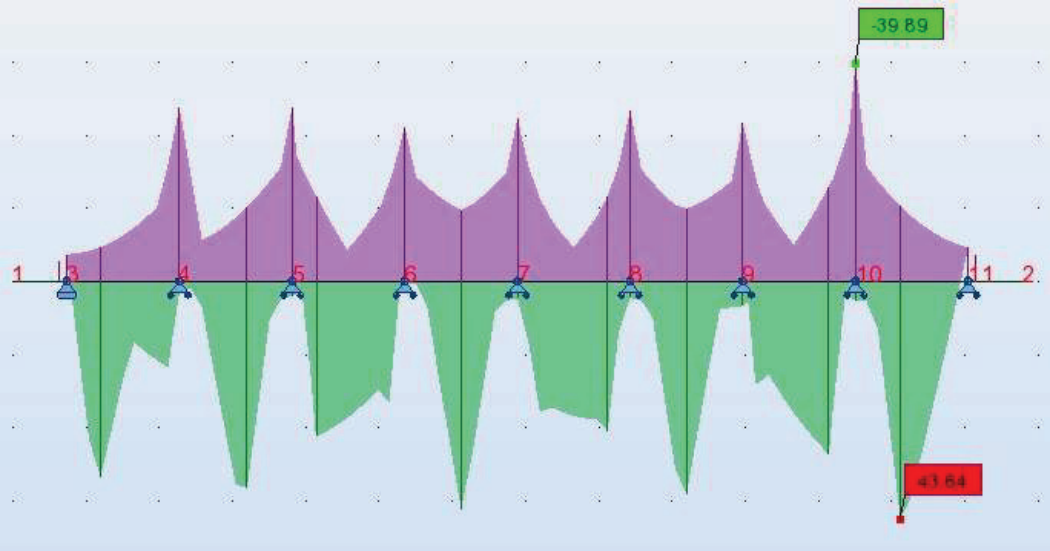
L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- 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.6.2. Évaluation des efforts :

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).



FigureV.17 : Diagramme des moments sous 1.35G + 1.6 Bt2 à l'ELU.

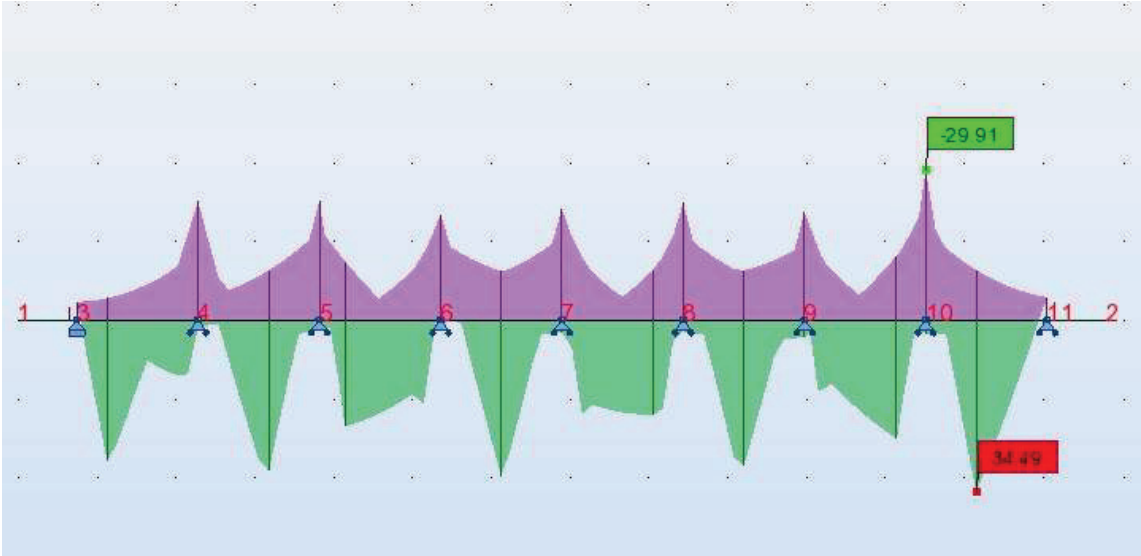


Figure V.18: Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt2 à l'ELS.

Ferraillage de la dalle :

Les résultats de calcul de ferraillage présentés dans le tableau ci-dessous sont
Le ferraillage longitudinal est le tiers de celui de ferraillage transversal, en respectant un ferraillage minimal de 2.43 cm² / ml :

Tableau V.16 : Résultats de calcul de ferraillage de la dalle.

L'état	La nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
		$A_s(cm^2)$	ϕ(mm)	St(cm)	$A_s(cm^2)$	ϕ(mm)	St(cm)
ELU	Inférieur	**5, 2**	**5HA12**	**20**	**1.63**	**HA12**	**20**
	Supérieur	**4,7**	**5HA12**	**20**	**1.23**	**HA12**	**20**
ELS	Inférieur	**7,6**	**5HA14**	**20**	**2.3**	**HA12**	**20**
	Supérieur	**6,6**	**5HA14**	**20**	**2.2**	**HA12**	**20**

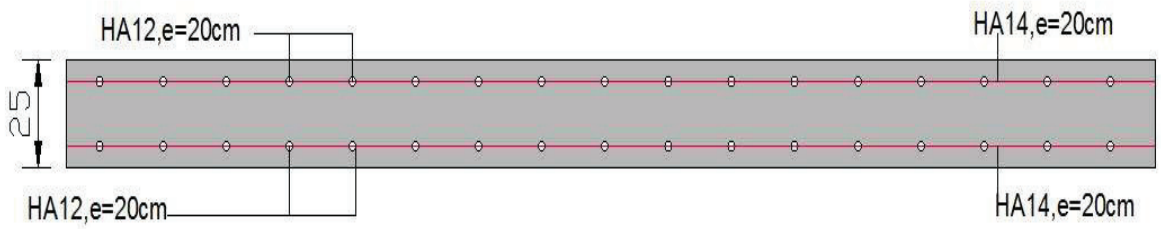


Figure V.19 : Ferraillage de la dalle (coupe transversale) A ELS

V.7. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer la précontrainte nécessaire pour s'opposer aux efforts dus au poids propre et les charges et surcharges appliquées à ce dernier. Et Nous avons effectué les vérifications nécessaires pour chaque phase, l'effort tranchant et la flèche maximale pour garantir la sécurité.

CHAPITRES VI :

ETUDE SISMIQUE

VI.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre sur le dimensionnement de l'ensemble des équipements nécessaires qui constituent le tablier tel que l'appareil d'appui.

L'appareil d'appui c'est : assurée la liaison des appuis au tablier. Ils ont pour but d'assumer la liaison entre une structure et son support tout en permettant d'absorber les déplacements, et les efforts horizontaux et les rotations.

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.
Le comportement de l'appareil d'appui en élastomère.

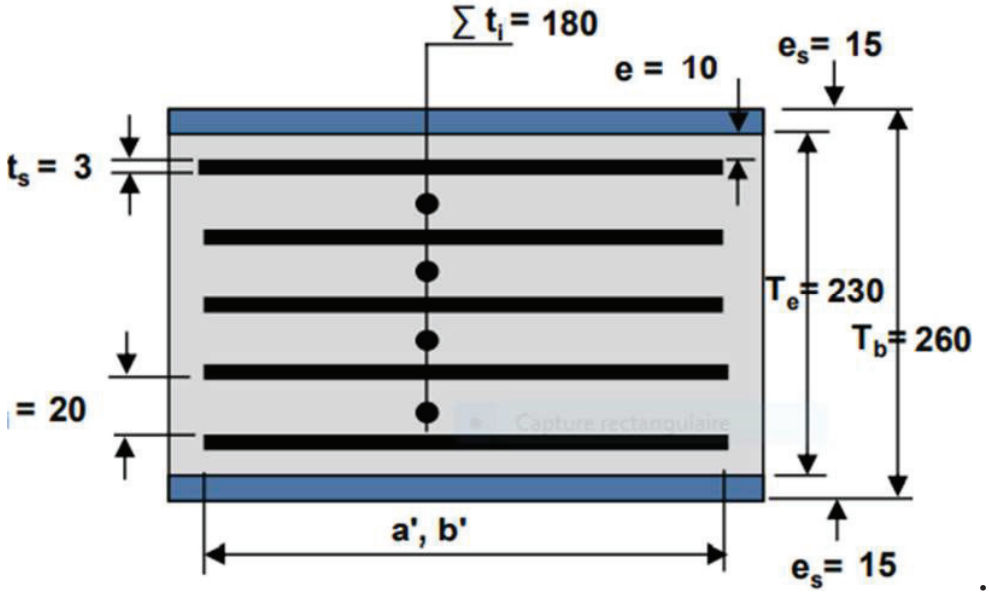


Figure VI. 1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

a : Dimension de l'élastomère dans la direction longitudinale du pont.

b : Dimension de l'élastomère dans la direction transversale du pont.

N_{bea} : Nombre d'appareils d'appuis en élastomère.

A : Surface de l'élastomère.

I : Moment d'inertie de l'élastomère.

t_i : Epaisseur de la couche d'élastomère.

n : Nombre de couches d'élastomère.

e : Epaisseur de l'enrobage extérieur.

$\mathbf{t_s}$ **:** Epaisseur de la plaque métallique.

Nombre de plaques métallique

$\mathbf{e_s}$: Epaisseur de la plaque métallique externe.

$\sum \mathbf{t_i}$: Hauteur totale des couches d'élastomère.

$\mathbf{T_b}$: Hauteur totale.

$\mathbf{T_e}$ **:** Hauteur totale d'élastomère.

G : Module de cisaillement de l'élastomère.

VI.2.1. Dimensionnement des appareils d'appui :

D'après la recommandation SETRA on définit :

VI.2.1.1. Aire l'appareil d'appui :

On utilise l'expression suivante :

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a \times b} = 20MPA$$

Avec :

$\mathbf{R_{max}}$= 1,02 MN (la réaction max de la poutre (résultats de robot)).

On prendra :

$$a \times b = 250 \times 350\ mm^2$$

VI.2.1.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Pour satisfaire la Condition de non flambement il faut que :

$$\frac{\mathbf{a}}{\mathbf{10}} \leq \mathbf{T} \leq \frac{\mathbf{a}}{\mathbf{5}}$$

Avec : **a** : est le plus grand côté.

D'où :

$$\mathbf{35\ mm \leq T \leq 70\ mm}$$

VI.2.2. Dimensionnement des frettes :

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

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \end{cases}$$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_e}$:235 Kg/m^3 (pour l'acier 24_1).

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}$, G : module d'élasticité statique **0,9 MN.** $\rightarrow \begin{cases} \sigma_m = 11{,}61 \text{ MPA} \\ \beta = 8{,}10 \end{cases}$

Donc on prendre : $t_s = 1{,}52$ mm

On résume les résultats dans le tableau ci-dessous

Tableur VI. 1:définition géométrique d'un appareil d'appui.

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

Avec :

$T_{caoisho}$ =45 mm

Td =55mm

VI.3. CALCUL SISMIQUE (SELON RPOA) :

VI.3.1. Définition de la Masse de la Structure :

La masse totale de la structure est :

M= 4 047, 414 t

VI.3.2. La vérification :

✓ **La masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse modale doit être supérieur à 70% de la masse totale de la structure, autrement dit la masse des piles doit être inférieur à 43% de la masse du tablier.

$$\mathbf{M_P} < 0{,}43\mathbf{M_{tot-tablier}}$$

$$\mathbf{M_P = 1420,215} < 0{,}43(\mathbf{4047{,}41})$$

$$\mathbf{1420,215} < 1740{,}39$$

Donc la condition vérifier

✓ **Le biais** : l'angle de biais de l'ouvrage est 100 gr > 70 gr.

Donc Condition vérifié.

✓ **La courbure** : L'ouvrage étudié présente une courbure $\alpha = \frac{L}{R}$=0,214rad

$$\alpha = 13\text{grade} < 30 grade$$

Donc condition vérifier

VI.3.3. Composante horizontale :

VI.3.3.1. La composante longitudinale

- **Détermination de la raideur longue de la structure :**

On définit les raideurs de la pile et l'appareil d'appui :

✓ **La raideur de la pile :** $K_{pile} = n \times \frac{3 \times E \times I}{h^3}$

Avec :

n : le nombre de futs de la pile.

E : le module de déformation instantanée du béton.

I : l'inertie longitudinale d'un lut.

h : la hauteur du fut de pile.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 2:les raideurs des piles

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	I (m^4)	n (fut)	K_{fut} (MN /m)	MASSE = Masse de fut et de chevêtre(kg)
P1	10,7	2	0,79	3	190,32	368595
P2	13,35	2	0,79	3	97,99	431002,5
P3	9,85	2	0,79	3	243,96	348577,5
P4	6,6	2	0,79	3	810,95	272040
La masse totale en (Kg)						1420215

✓ **La raideur de l'appareil** : $K_{appareil} = n \times \frac{G \times a \times b}{e}$

Avec :

G : le module de cisaillement de l'appareil.

a, b : les dimensions en plan de l'appareil.

e : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil.

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

Application numérique :

$$\begin{cases} \mathbf{a = 250\ mm} \\ \mathbf{b = 350\ mm} \\ \mathbf{e = 45\ mm} \\ \mathbf{G = 1,2\ MN} \end{cases} \rightarrow \mathbf{K_{appareil}} = 2{,}33\ \mathrm{MN/m}$$

Après on déduire la raideur de l'appui par cette formule suivant :

$$K_{app} = \frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{A-App}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 3 : les raideurs des appuis sur piles

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_{appuis} (MN/m)
P1	190,32	2,33	18	34,41
P2	97,99	2,33	18	29,40
P3	243,96	2,33	18	35,83
P4	810,95	2,33	18	39,93

Et pour les appuis sur culé :

Tableau VI. 4:les raideurs des appuis sur culées

Culées	$K_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_P (MN/m)
C1	2,33	9	21,00
C2	2,33	9	21,00

La raideur équivalent :

$$K=\sum_{i=1}^{2} k_{pi} + \sum_{i=1}^{4} k_{appui\ i} = 187{,}57\ (\frac{MN}{m})$$

VI.3.4. Détermination des actions longitudinales :

VI.3.4.1. Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage dans le GROUPE 2 qui concerne :

Les ponts importants :

Dans ce groupe sont les ponts qui franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après :

- ✓ Autoroutes, routes express et voies à grand circulation.
- ✓ Liaison assurant la continuité du réseau autoroutier.
- ✓ Grandes liaisons d'aménagement du territoire.[1]

On peut résumer la classification des ponts dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 5: Classification des ponts

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

VI.3.4.2. La zone sismique :

Selon RPOA 2008, la willaya de TIZI-OUZOU (DRAA-EL-MIZANE), est une zone de sismicité moyenne (Zone IIa).

On peut déterminer le coefficient d'accélération de zone A, en fonction de l'importance du pont (classe 2), et la zone sismique moyenne (Zone IIa).

On extrait la valeur de A dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 6: Coefficient d'accélération de zone a

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

D'où : le coefficient d'accélération de zone A=0,2

[1] Guide RPOA

VI.3.4.3. L'action sismique

Est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a = \begin{cases} A \times S \times g \times (1 + \left(\frac{T}{T_1}\right)) \times (2{,}5\eta - 1)) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5 \times A \times \eta \times S \times g & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5 \times A \times \eta \times S \times g \times \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3s \\ 2{,}5 \times A \times \eta \times S \times g \times \left(3\frac{T_2}{T^2}\right) & T \ge 3s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone soit A=0,2

S : Coefficient de site S=1,1

$\mathbf{T_1}$ et $\mathbf{T_2}$: des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

η : Facteur de correction d'amortissement soit : **η**=1

Comme on a dans la **catégorie S2 (site ferme)** :

- Dépôt de sable et graviers denses a très denses, marnes ou argiles raides très sur-consolidées sur 10 a20 m d'épaisseur avec $V_s \ge 400\frac{m}{s}$ à partir de 10m de profondeur.[2]
- D'après la détermination de la catégorie du site. Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont extrait suivant le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 7:les valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,5	0,7
S	1	1,1	1,2	1,3

Donc :

$T_1 = 0{,}15$ et $T_2 = 0{,}40$

S=1,1

[2] Guide RPOA

VI.3.4.4. Évaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée :

L'expression qui permet de calculer la période propre est :

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

Application numérique :

$$\begin{cases} K = 187{,}5 \,.\, 10^3 \text{KN/M} \\ M = \ 4047{,}41 \text{ t} \end{cases} \rightarrow T = 0{,}94 \text{ s}$$

VI.3.4.5. Évaluation des forces statiques équivalentes du tablier :

- **Le calcule de réponse sismique :**

Comme on a T=0,94s :

$$T_2 = 0{,}40 \text{ s} \leq T = 0{,}94 \text{ s} \leq 3s$$

Alors l'expression de la réponse sismique est :

$$S_a = 2{,}5 \times A \times \eta \times S \times g \times \left(\frac{T_2}{T}\right) = 2{,}3 \text{ m/s}^2$$

- **L'effort total :**

L'effort total (longitudinal) est donné par la relation suivant :

$$F_{long} = M \times S_a$$

M : la masse totale

S_a= la réponse sismique

Application numérique :

$F_{long} = M \times S_a = 9311{,}54$ KN

- **Déplacement du tablier par rapport au sol :**

Pour déterminer le déplacement du tablier on utilise l'expression suivant :

$$d_{long}^{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_a$$

Avec : $d_{long}^{tablier}$ = désigne le déplacement du tablier par rapport le sol

T=le période propre.

Application numérique : $d_{long}^{tablier} = \mathbf{0{,}051 \text{ m}}$

VI.3.4.6. Répartition des efforts :

Les résultats de calcule sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 8:les valeurs des efforts(long) dans les appuis

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (KN)	F_{appui} (KN)
C1	21,00	181,57	9311,5	1077,0
P1	34,41	181,57	9311,5	1764,5
P2	29,40	181,57	9311,5	1507,7
P3	35,83	181,57	9311,5	1837,6
P4	39,93	181,57	9311,5	2047,9
C2	21,00	181,57	9311,5	1077,0

Remarque :

Pour le calculer de l'effort dans chaque appui on utiliser la relation suivante :

La force se répartit dans chaque appui :

$$F_{appui} = \frac{K_{appui}}{K_{tot}} \times F$$

VI.3.5. Composante Transversale :

VI.3.5.1. Détermination de la raideur trans de la structure :

On donne :

$$K_{pile} = \frac{3EI}{h^3} \text{ et } K_{A-Appui} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

$$K_{A-Appui} = 2{,}33MN$$

Tableau VI. 9:les raideurs des piles (trans)

Piles	H_{moy} (m)	I (m^4)	$K_{Fût}$ (MN/m)
P1	10,7	116,92	9448,71
P2	13,35	116,92	4864,97
P3	9,85	116,92	12111,98
P4	6,6	116,92	40261,71

Les raideurs équivalent de l'appui est donne par :

$$K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{A-Appui}}}$$

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

Tableau VI. 10:les valeurs des raideurs des appuis (trans)

Piles	$K_{Fût}$ (MN/m)	$K_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_{appuis} (MN/m)
P1	9448,71	2,33	18	41,81
P2	4864,97	2,33	18	41,64
P3	12111,98	2,33	18	41,85
P4	40261,71	2,33	18	41,96
La somme des raideurs $\sum_{i=1}^{4} K_{appui\ i}$				**167,26**

Dans les culées :

Tableau VI. 11:les raideurs dans les culées

Culées	$K_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_P (MN/m)
C1	2,33	9	21,00
C2	2,33	9	21,00
La somme des raideurs $\sum_{i=1}^{2} K_{p_i}$			**42,00**

On obtient le raideur équivalent totale :

$$K_{T-tran} = \sum_{i=1}^{4} K_{appui\ i} + \sum_{i=1}^{2} K_{p_i} = \mathbf{209,27\ (MN/m)}$$

VI.3.5.2. Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée :

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

Application numérique :

$$\begin{cases} M = 4047{,}41\ t \\ K = 209{,}27\ 10^3\ \text{KN/m} \end{cases} \rightarrow\ T = 0{,}87\ s$$

VI.3.5.3. Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier :

On remarque que : $T_2 = 0{,}4 \leq T = 0{,}87s \leq 3s$

Donc le calculer de Sa est donnée par la 3eme branche de la formule :

$$S_a = 2{,}5 \times A \times \eta \times S \times g \times \left(\frac{T_2}{T}\right) = \mathbf{2{,}47\ m/s^2}$$

VI.3.5.4. Effort total :

L'effort total (transversal) est donné par la relation suivant :

$$F_{tran} = M \times S_a = \mathbf{9996{,}54\ KN}$$

VI.3.5.5. Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{trans}^{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_a$$

$d_{trans}^{tablier}$ = Désigne le déplacement du tablier par rapport le sol

Application numérique : $d_{trans}^{tablier} = \mathbf{0.048\ m}$

VI.3.5.6. Répartition des efforts :

Les résultats de calcule sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 12:les valeurs des efforts (trans) dans les appuis

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (KN)	F_{appui} (KN)
C1	21,00	209,27	9996,5	1003,2
P1	41,81	209,27	9996,5	1997,4
P2	41,64	209,27	9996,5	1989,2
P3	41,85	209,27	9996,5	1999,4
P4	41,96	209,27	9996,5	2004,2
C2	21,00	209,27	9996,5	1003,2

Remarque :

Pour le calculer de l'effort dans chaque appui on utiliser la relation suivante :

$$F_{appui_{trans}} = \frac{K_{appui_{trans}}}{K_{tot}} \times F_{tran}$$

Remarque :

Pour les composantes verticales sont négliger.

VI.4. COMBINAISON DES EFFORTS :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante[3] :

$\mathbf{E_{long}} = \mathbf{E_1} = E_x + 0.3\times (E_y + E_z)$.

$\mathbf{E_{trans}} = \mathbf{E_2} = E_y + 0.3\times (E_x + E_z)$.

Avec :

$\mathbf{E_X}$: L'effet de l'action sismique dans la direction X (longitudinal)

$\mathbf{E_Y}$: L'effet de l'action sismique dans la direction Y (transversale)

$\mathbf{E_Z}$: L'effet de l'action sismique dans la direction Z (vertical) (on négligera)

Les résultats de calcule sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 13:combinaisons des efforts

Appui	E_X(KN)	E_Y(KN)	E_1(KN)	E_2(KN)
C1	1076,96	1 003,16	1 377,91	1 326,25
P1	1764,51	1 997,44	2 363,75	2 526,80
P2	1507,70	1 989,15	2 104,44	2 441,46
P3	1837,56	1 999,39	2 437,38	2 550,66
P4	2047,86	2 004,23	2 649,13	2 618,59
C2	1076,96	1 003,16	1 377,91	1 326,25
			Long	Trans

VI.5. CALCUL DES EFFORTS DUS À VARIATION LINÉAIRE :

On déterminer les efforts et les déplacements due aux ces efforts.

VI.5.1. Fluage et le retrait :

Pour déterminer l'effort de (fluage + le retrait) et le déplacement on utilise les expressions suivantes :

L'effort : $F_{r+f} = \frac{n\times G\times a\times b\times \Delta L_{r+f}}{T}$

Le déplacement : $\Delta L_{r+f} = \frac{L}{2}\times \varepsilon$

[3] RPOA

Avec :

L : la portée

$\boldsymbol{\varepsilon_f}$**:** $3{,}5 \times 10^{-4}$

VI.5.2. La température :

On utilise les formules suivantes

L'effort : $F_T = \frac{n \times G \times a \times b \times \Delta L_T}{T}$

Le déplacement : $\Delta L_T = \alpha \times l_0 \times \Delta T$

Avec : Δ**T :** la variation de la température 35 C°

α : pour le BA on prendre $9{,}9 \times 10^{-6}$

l_0 = moitiée de la portée.

VI.5.3. Pour le système Bc et A(L) :

L'effort de freinage : F_{Bc}=Bc*1,2=360 KN et $F_{A(l)}$ =145,33 KN

Le depalecemnt : $\Delta L_{F_{Bc}} = \frac{F_{Bc} \times T}{n \times G \times a \times b}$ et $\Delta L_{F_{A(l)}} = \frac{F_{A(l)} \times T}{n \times G \times a \times b}$

Les resultats sont résume dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 14:Les résultats des efforts et les déplacements dus à variation linéaire

Les efforts	Valeur de l'effort (KN)	Variation de déplacement (m)
Fluage et le retrait	F_{r+f} =125,606	ΔL_{f+r}= 0,008
La température	F_T =79,13	$\Delta L_T = 0,005$
Effort de freinage de Bc	F_{Bc}=360	$\Delta L_{F_{Bc}} = 0,0114$
Effort de freinage A(L)	$F_{A(l)}$ =145,33	$\Delta L_{F_{A(l)}} = 0,0046$

VI.6. VÉRIFICATION DES APPAREILS D'APPUI :

VI.6.1. Résistance à la compression :

On doit vérifier :

$$\sigma_m \leq 20 \text{ MPA}$$

Avec : $$\sigma_m = \frac{N_u}{a \times b} = \frac{1{,}016 \text{ MN}}{0{,}25 \times 0{,}35} = 11{,}61 \text{ MPA}$$

D'où : $\sigma_m = 11{,}61 \text{ MPA} \leq 20 \text{ MPA}$

Donc la condition est vérifiée

VI.6.2. Sécurité au flambement :

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

Et : $$P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times \frac{d}{h}$$

Avec :

γ_s: Le coefficient de sécurité. $\gamma_s = 3$

P_u: La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_c : La charge critique de flambement.

B : L'aire nominale de l'appui.

d : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.

h : La hauteur totale de l'appareil d'appui

Application numérique :

✓ Le facteur de forme : $$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)}$$

$$\begin{cases} a = 250 \text{ mm} \\ b = 350 \text{ mm} \\ t = 10 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \quad \boxed{S = \mathbf{7{,}29}}$$

✓ La charge critique de flambement :

$$\begin{cases} G = 0{,}9 \text{ MPA} \\ B = 0{,}09\ m^2 \\ S = 7{,}29 \\ d = 0{,}012\text{m} \\ h = 0{,}055\text{m} \end{cases} \rightarrow \quad \boxed{Pc = 3{,}65 \text{ MN}}$$

✓ Vérification de la condition :

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

$$\boxed{3 \times 1{,}02 = 3{,}05 \text{ MN} \leq 3{,}65 \text{ MPA}}$$

La condition vérifier pour la sécurité au flambement

VI.6.3. Limitation de la distorsion :

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$ est le rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limité.

On doit vérifier : $\delta = \tan(\gamma) < \delta_c$

$$P = \frac{P_U}{P_C} = \frac{3{,}65}{1{,}02} = 0{,}278 > 0{,}25$$

Donc :

$$\delta \leq 1{,}4(1 - 2P) \quad E \quad t\,\delta = \frac{\gamma}{Td}$$

$\gamma = dl_{ong} + 0{,}4\Delta L_T + \Delta L_{r+f} = 0{,}061$ m

$\delta = 1{,}114 > \delta_c = 0{,}62$

Donc la condition non vérifier

VI.6.4. Condition de non glissement :

On vérifier la condition suivante :

$$H < f \times N$$

$$f = 0{,}1 + \frac{0{,}6}{\sigma_m}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b}$$

Avec :

H : l'effort horizontal.

N : l'effort de compression verticale.

f **:** le coefficient de frottement.

$\boldsymbol{\sigma_m}$ **:** la contrainte moyenne de compression.

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

Tableau VI. 15: résultats et vérification de non glissement

N(MN)	H (MN)	σ_m(MPA)	f	f × N (MN)	La condition	N(MN)
La pile	0,45	0,16	5,13	0,22	0,1	Non vérifier
La culée	0,45	0,15	5,13	0,22	0,1	

Donc la condition de non glissement n'est pas vérifiée.

CHAPITRES VII :

ETUDE DE

L’infrastructure

I.1. INTRODUCTION :

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est l'une des points fondamentaux du projet. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif.

VII.2. ETUDE DE LA PILE :

La 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 dépend de type et le mode de construction du tablier, et 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.

La géométrie est résumée dans les tableaux suivants :

Tableau VII. 1 : la géométrie de la pile

	H(m)	B(m)	L(m)	N°	D(m)
Semelle	2,50	9,60	13,80	/	/
Chevêtre	1,30	2,60	13,80	/	/
Futs	13, 35	/	/	3	2

Avec :

Le chevêtre : : c'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts

Les fûts : leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique.

VII.2.2. Evaluation des efforts pour 2 Travées chargées :

On peut définir comme une console encastrée dans sa base telle que :

- Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments.

On peut résumer les sollicitations sur la pile dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 2:: les sollicitations sur la pile

Désig	N (KN)	H (KN)	L'excentricité de f_v	L'excentricité f_h	M_{f_v}	M_{f_h}
Semelle	8280,00	/	0,00	1,25	0,00	/
Fûts	3145,52	/	0,00	9,18	0,00	/
Chevêtre	1166,10	/	0,00	16,50	0,00	/
G Tablier	8073,30	/	0,00	17,15	0,00	/
F_{r+f}	/	125,61	/	17,15	/	2154,15
F_T	/	79,13	/	17,15	/	1357,11
Somme	20664,92	173,09	/	/	0,00	2968,41
Les charges d'exploitation						
A(L)	2069,55	/	0,00	/	0,00	/
Bc	1557,97	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1142,73	/	0,00	/	0,00	/
D240	2060,69	/	0,00	/	0,00	/
Effort de freinage Al	/	91,95	/	17,15	/	1576,94
Effort de freinage Bc	/	**180,00**	/	17,15	/	3087,00

VII.2.2.1. Combinaison des actions :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à chercher la combinaison la plus défavorable pour trouver les efforts et les moments max afin de ferrailler la pile.

Les combinaisons de charges à appliquer sont résumé dans les tableaux ci-dessous (à L'ELU et L'ELS).

Tableau VII. 3 : moment et l'effort agissant sur la pile (ELS)

Combinaison à l'ELS					
	N	H	M_h	M_v	ΔM
G	20664,92	173,09	2968,41	0,00	2968,41
G+1.2Al	23148,38	283,42	4860,74	0,00	4860,74
G+1.2Bc	22534,49	389,09	6672,81	0,00	6672,81
G+Mc120	21807,65	173,09	2968,41	0,00	2968,41
G+D240	22725,61	173,09	2968,41	0,00	2968,41

Tableau VII. 4:moment et l'effort agissant sur la pile à L'ELU

Combinaison à l'ELU					
	N	H	M_h	M_v	ΔM
1,35G	27897,64	240,79	4129,50	0,00	4129,50
1.35G+1.6Al+1.6ST	31208,92	387,91	6652,60	0,00	6652,60
1.35G+1.26B	30390,40	528,79	9068,70	0,00	9068,70
1.36G+1.35Mc120	30679,57	240,79	4129,50	0,00	4129,50
1.35G+1.35D240	27897,64	240,79	4129,50	0,00	4129,50

VI.2.3.Calcul des réactions sur la pile :

Après de calculer des moments et les efforts agissant sur la pile, on peut déterminer les réactions dans chaque fils en utilisant les formules suivantes :

$$R_1 = \frac{N}{n} - \frac{\sum_{i=1}^{n} M_i \times y_i}{\sum_{i=1}^{n} y_i^2}$$

$$R_2 = \frac{N}{n}$$

$$R_3 = \frac{N}{n} - \frac{\sum_{i=1}^{n} M_i \times y_i}{\sum_{i=1}^{n} y_i^2}$$

Avec :

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

n : le nombre des pieux 12 (telle que on a 4 pieux par file).

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 5:les réactions sur la pile (ELU et ELS)

L'ELS			L'ELU		
1ère file	**2ème file**	**3ème file**	**1ère file**	**2ème file**	**3ème file**
R_1	R_2	R_3	R_1	R_2	R_3
1619,01	1722,08	1825,1466	2181,42	2324,80	2468,1889
1760,26	1929,03	2097,8073	2369,75	2600,74	2831,7364
1646,18	1877,87	**2109,5691**	2217,65	2532,53	**2847,4188**
1714,23	1817,30	1920,374	2413,25	2556,63	2700,0165
1790,73	1893,80	1996,8707	2181,42	2324,80	2468,1889

VI.2.4.Calcul des Pieux :

VI.2.4.1. Nombre des pieux :

Pour notre ouvrage on a 3 files et dans chaque fils on a 4 pieux donc le nombre total des pieux est 12 pieux.

VI.2.4.2. Sollicitations les plus défavorables :

$\mathbf{H_{max}^{ELS}}$= 32,42 KN (l'effort max à l'ELS par le nombre de pieux).

$\mathbf{H_{max}^{ELU}}$= 44,07 KN (l'effort max à l'ELU par le nombre de pieux).

VI.2.4.3. Actions sur les pieux :

On utilise la méthode de Warner :

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

$\overline{P} = \mathbf{H_{max}^{ELS}}$= 32,42 KN (L'ELS)

$\overline{P} = \mathbf{H_{max}^{ELU}}$= 44,07 KN (L'ELU)

- **Calcule λ :**

Application numérique :

$$\begin{cases} \mathbf{L} = 14\text{m} \\ \mathbf{E} = 33000\text{MPA} \\ \mathbf{Cu} = 30\ \text{MN}/m^3 \\ \mathbf{b} = 1{,}2\ \text{m} \\ \mathbf{I} = 0{,}102\ \text{m}^4 \end{cases} \rightarrow \quad \lambda = 0{,}228$$

- **Déterminer χ_{ep} et χ_{eM} :**

Le tableau suivant permet d'extrait les valeurs de χ_{eM} et χ_{ep} **:**

$$\lambda \times l = 3{,}19$$

Tableau VII. 6: les valeurs de λ×l

$\lambda \times l$	1	1,5	2	3	4	6
χ_{ep}	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
χ_{eM}	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

La valeur de $\lambda \times l = 3,19$ est compris entre 3 et 4, pour obtenir les valeurs exactes de χ_{ep} et χ_{eM} on faire l'interpolation suivant :

Tableau VII. 7: la valeur de χ_{eP}

	χ_{eP}	
1	**3**	**1,16**
2	3,191	X
3	4	1,26

Donc la valeur χ_{eP}**=1,18**

Tableau VII. 8: la valeur de χ_{eM}

	χ_{eM}	
1	3	1,48
2	3,191	X
3	4	1,54

Donc la valeur χ_{eM}**=1,49**

Donc les valeurs des moments :

$$\begin{cases} M_{ELS} = 112{,}45 \text{ KN. M} \\ M_{ELU} = 153{,}83 \text{ KN. M} \end{cases}$$

VI.2.4.4. Ferraillage des pieux :

On résume les efforts appliqués sur les pieux dans le tableau suivant :

Tableau VII. 9: les résultats des moments et les efforts (ELU+ELS)

	L'ELS	L'ELU
M (KN.m)	112,45	152,83
H (KN)	32,42	44,07
Ncor (KN)	1646,18	2217,65

On donne les résultats de ferraillage par logiciel Robot expert :

As =113,1 cm² 24T25, l'espacement St=0,15 m

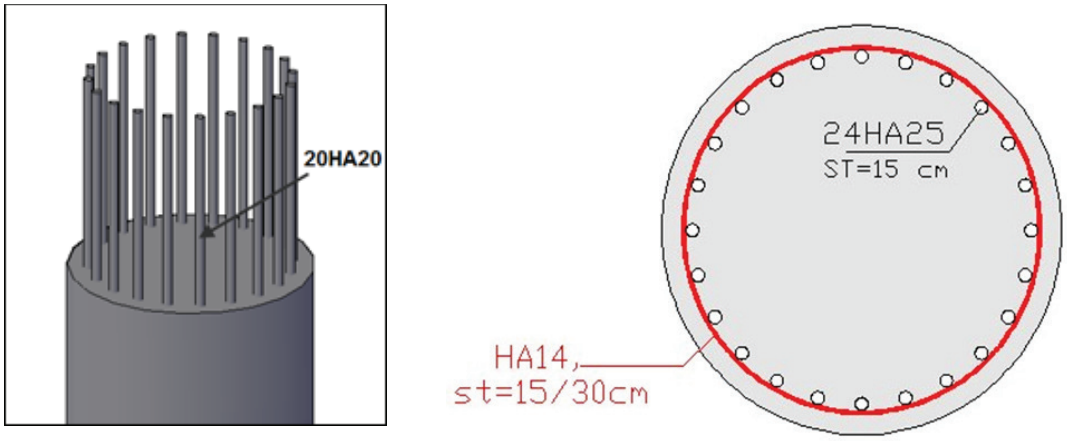


Figure VII. 1 : ferraillage des pieux

VI.2.5.Etude du chevêtre :

L'étude du chevêtre dans notre cas se fait en flexion simple sur une poutre isostatique. Le chevêtre est sollicité principalement par un moment longitudinal et un effort tranchant.

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

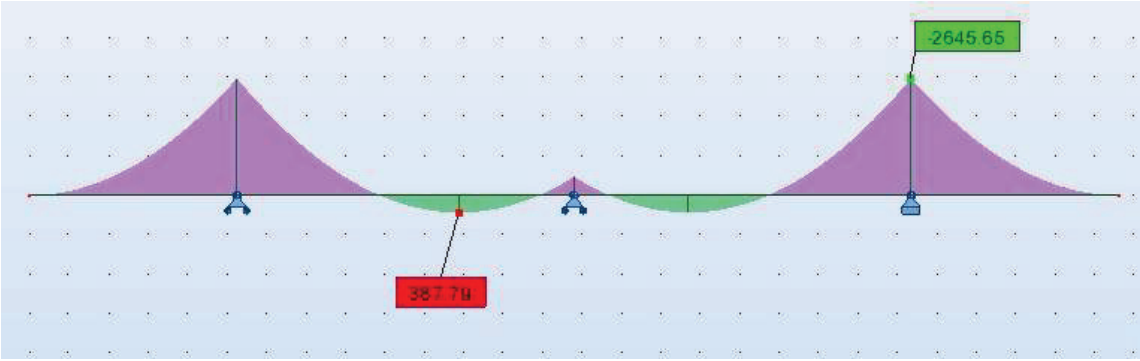


Figure VII. 2::moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).

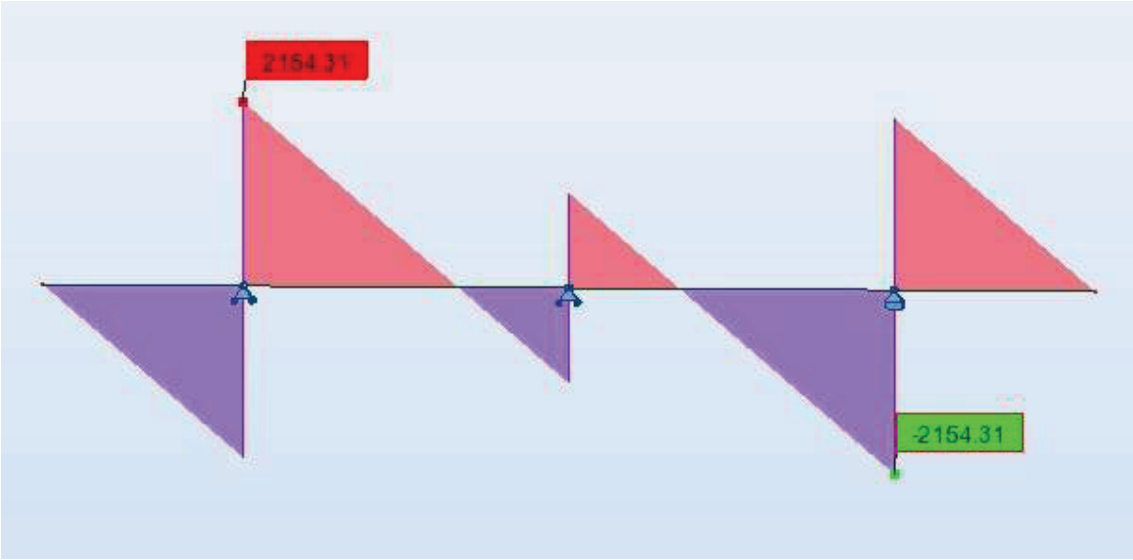


Figure VII. 3:effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).

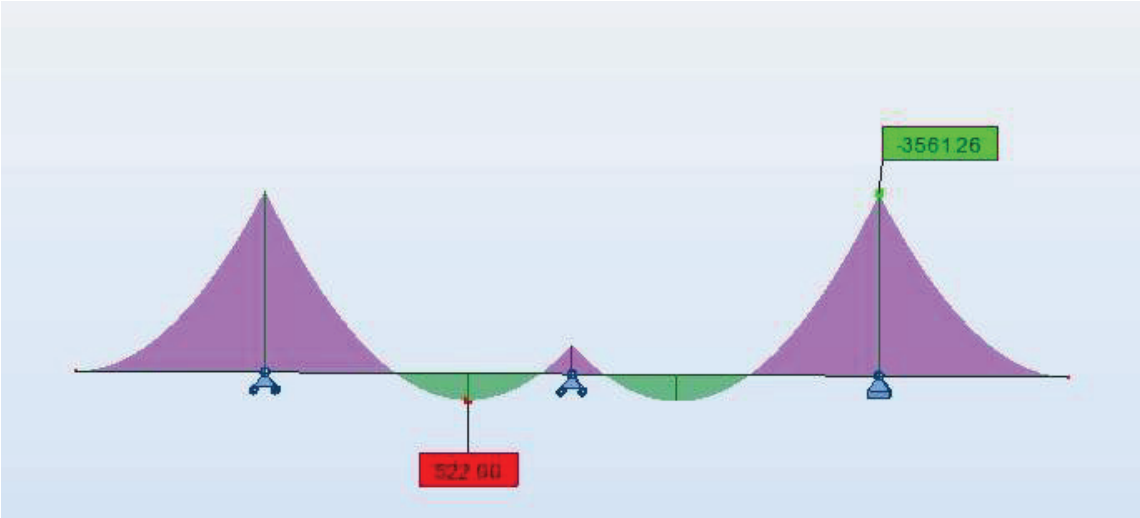


Figure VII. 4:Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

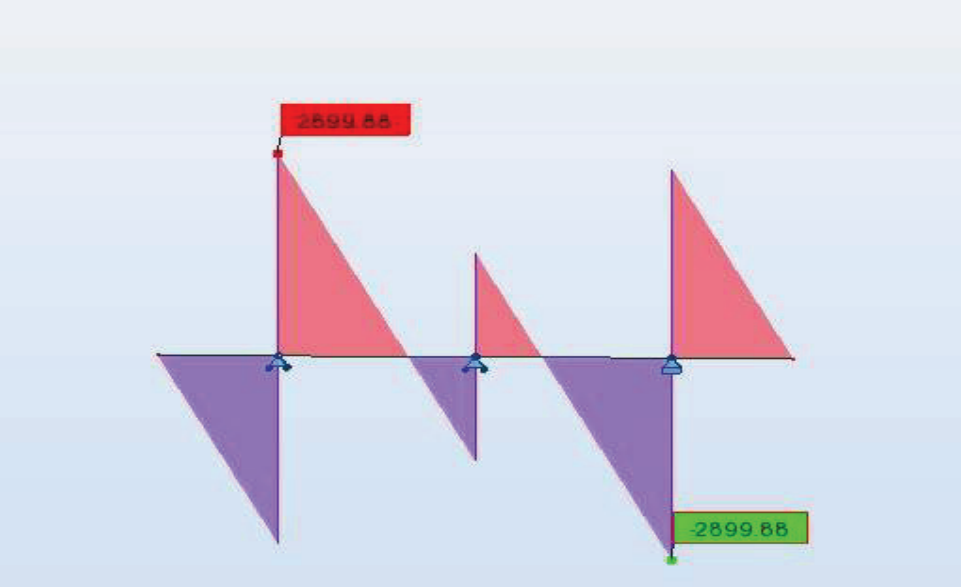


Figure VII. 5:effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 10:Ferraillage de chevêtre.

Les armature		Effort ELU	Effort ELS	As (cm^2)	ϕ	e(cm)
Longitudinale	**Nappe sup**	2645.65 KN.m	3561.26 KN.m	92.4	HA25	15
	Nappe inf	387.79 KN.m	522 KN.m	32.5	HA16	15

Transversale	2154.31 KN	2899.88 KN	2.3	HA12	25

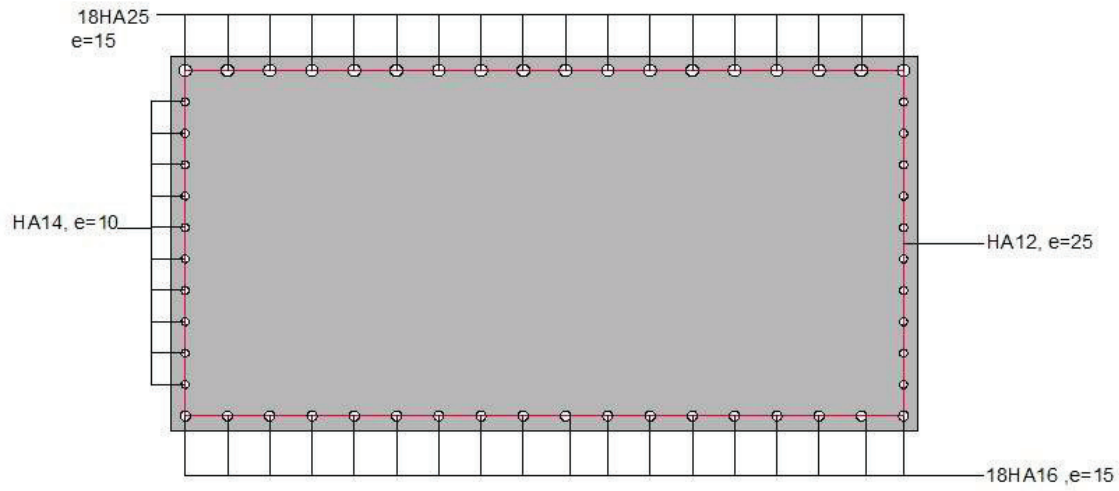


Figure VII. 6:ferraillage du chevêtre

VI.2.5.1. Dimensionnement à la torsion :

Déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion. On considère une section rectangulaire de hauteur **h** et largeur $\mathbf{l_t}$ avec les conditions suivantes :

$$\begin{cases} l_t = l_c & si\ \ l_c \leq \phi + h_c \\ l_t = \phi + h_c & si\ \ l_c > \phi + h_c \end{cases}$$

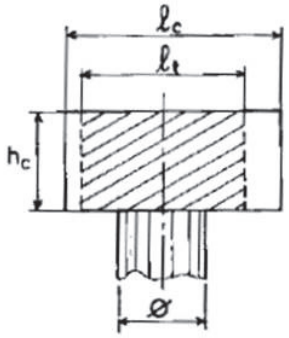


Figure VII. 7:notation sur le dimensionnement de le chevêtre a la torsion

Avec :

H_c =1,3 m

ϕ =2 m

l_c =2,6 m

l_t =2,6 m

VI.2.5.2. Calculer de la contrainte tangente de torsion :

La formule est :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_n}$$

Avec :
$\mathbf{b_n}$: L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalent, $\mathbf{b_n} = \frac{H_c}{6}$
C : le moment de torsion maximal par ml.
Ω : l'aire de la torsion $\mathbf{\Omega} = (\mathbf{H_c} - \mathbf{b_n}) \times (\mathbf{L_t} - \mathbf{b_n})$

Application numérique :

$b_n = 0{,}22$ m, $\Omega = 2{,}58\ m^2$,P=7,37 m (périmètre de la chevêtre)

VI.2.5.3. Evaluation du moment de torsion :

- **En phase de construction :**

Le moment de torsion est donné par la relation suivant :

$C=P_g \times e$

Avec :
e : entraxe entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appui des poutres. **(e= 0,55 m)**

$P_g = \frac{\frac{n}{2} \times P_P}{L}$ (Par ml) **P_g =155,87 KN /ml**

Avec :

n : le nombre des poutres.

P_P: Poids propre des poutres.

L : la largeur totale.

Donc : **C= 85,73 KN.m/ml**

- **En phase de service :**

Le moment de torsion est donné par la relation suivant :

$$C = \text{Sur}\ (D_{240}) \times e$$

Sur (D_{240})= 121,14 KN/ml (la réaction max due au chargement D240)

e=0,55m

Donc : **C=66.63 KN.m/ml**

Alors : $C = \max(C_1, C_2) =$ **85,73 KN.m/ml**

Le ferraillage :

Après la détermination de la valeur maximum de torsion on peut calculer le ferraillage du chevêtre à partir de la relation suivante :

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

$\overline{\sigma_a} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ =333,33 MPa

Application numérique :

$A_s = 3,67\ cm^2$, 4HA12, St=0,25m

VI.2.6.Etude des Futs :

Les futs ont pour rôle de transmettre les efforts aux fondations, ils sont encastrés sur la semelle et le chevêtre.

On définit les caractéristiques géométriques des futs qui ils sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VII. 11:les caractéristiques des futs

	H(m)	N°	D(m)
Fûts	13,35	3,00	2,00

VI.2.6.1. Vérification de flambement :

On a : $l_c = 0,7 \times l_0 = 9,345m$

$$\lambda = \frac{L_c}{i} \quad \text{avec:} \quad i = \frac{D}{4} = 0,5$$

Donc : $\lambda = 18,69$

Et : $\bar{\lambda} = \max\left\{\min\left(\frac{67e_0}{D}, 100\right)\right.^{50}$

Avec : $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,4$

D'où : $\bar{\lambda}$=50

Comme : $\lambda = 18,69 \leq \bar{\lambda} = 50$

Alors : **pas de risque de flambement**, condition vérifiée

VI.2.6.2. Efforts du aux chargement verticales et horizontales :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VII. 12:Les sollicitations sur les futs

Désig	N (KN)	H (KN)	Bras de levier de f_v	Bras de levier De f_h	M_{f_v}	M_{f_h}
Fûts	3145,52	/	0,00	6,68	0,00	/
Chevêtre	1166,10	/	0,00	14	0,00	/
G Tablier	8073,30	/	0,00	14,65	0,00	/
F_{r+f}	/	125,61	/	14,65	/	1840,13
F_T	/	79,13	/	14,65	/	1159,28
Somme	12384,92	204,74	/	/	0,00	2999,41
Les charges d'exploitation						
A(L)	2069,55	/	0,00	/	0,00	/
Bc	1557,97	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1142,73	/	0,00	/	0,00	/
D240	2060,69	/	0,00	/	0,00	/
Effort de freinage Al	/	91,95	/	14,65	/	1347,06
Effort de freinage Bc	/	**180,00**	/	14,65	/	2637,00

VI.2.6.2.1. Combinaison des actions : (ELU et ELS)

Pour déterminer le ferraillage des futs on fait les combinaisons des actions qu'ils sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VII. 13:Combinaison des actions à l'ELS (des futs)

Combinaison à l'ELS					
	N	H	M_h	M_v	ΔM
G	12384,92	173,09	2535,70	00.00	2535,70
G+1.2Al	14868,38	283,42	4152,18	00.00	4152,18
G+1.2Bc	14254,49	389,09	5700,10	00.00	5700,10
G+Mc120	13527,65	173,09	2535,70	00.00	2535,70
G+D240	14445,61	173,09	2535,70	00.00	2535,70

Tableau VII. 14:Combinaison des actions à l'ELU (des futs)

Combinaison à l'ELU					
	N	H	M_h	M_v	ΔM
1,35G	16719,64	240,79	3527,53	0,00	3527,53
1.35G+1.6Al+1.6ST	20030,92	387,91	5682,83	0,00	5682,83
1.35G+1.26B	19212,40	528,79	7746,73	0,00	7746,73
1.36G+1.35Mc120	19501,57	240,79	3527,53	0,00	3527,53
1.35G+1.35D240	16719,64	240,79	3527,53	0,00	3527,53

On extrait les sollicitations les plus défavorables :

ELS : $\mathbf{M_{max}}$= 1900,03 KN.m /ml, $\mathbf{N_{corr}}$ = 4751,5 KN/ml, $\mathbf{T_{max}}$ =129,70 KN/ml.

ELU : $\mathbf{M_{max}}$= 2582, 42KN.m /ml, $\mathbf{N_{corr}}$ = 6404,13KN/ml, $\mathbf{T_{max}}$ =176,26KN/ml.

Le calcule de ferraillage fait par Robot expert donne les résultats suivants : (ELU)

- **Armature longitudinale :** $\mathbf{A_s}$ = 314,2 cm², **40HA32**, **St**=15 cm
- **Armature transversale :** **HA16,** $\begin{cases} St = 25\ cm\ (zone\ courant) \\ St = 12,5\ cm\ (zone\ critique) \end{cases}$

VI.2.6.2.2. Combinaisons d'action (sismique) :

On fait les combinaisons suivantes :

1. $E_1 + R_{max} + PP_P$.
2. $E_2 + R_{max} + PP_P$.
3. $E_3 + R_{max} + PP_P$.
4. $-E_1 + R_{max} + PP_P$.
5. $-E_1 + R_{max} + PP_P$.
6. $-E_1 + R_{max} + PP_P$.

Remarque :

Le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 15:combinaison des actions à L ELA (sismique)

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L(MN)	3,29	1,10	1,10	2,98	0,78	0,78
V_T(MN)	0,82	2,72	0,82	0,82	2,72	0,82
M_L	12,17	35,66	12,17	7,97	31,47	7,97
M_T	10,07	33,57	10,07	10,07	33,57	10,07
N (MN)	12,83	12,83	13,87	11,94	11,94	10,90

On obtient **29HA32** **As=225,1** $< A_s = 314{,}2\ cm^2$.

Conclusion :

Donc on prendre le ferraillage précédent à **L'ELU (**avec pourcentage de disposition sismique).

VI.2.7.Etude de la semelle :

Le ferraillage de la semelle se fait par la méthode des bielles :

VI.2.7.1. Armatures transversales inférieur :

Les conditions de la méthode :

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

Avec :

H : la hauteur de la semelle **2,5m.**

b : la largeur de la semelle **9,6 m.**

L : l'entraxe entre les pieux **3,6m.**

ϕ: Diamètre du fut 2**m**

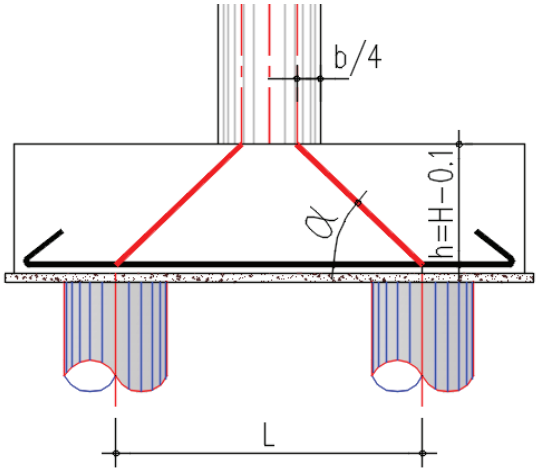


Figure VII.8:dimensionnement de la semelle (méthode des bielles)

- ✓ $\mathbf{h} = 2{,}5\text{m} \geq \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{2}} - \frac{\mathbf{b}}{\mathbf{4}} = \frac{3{,}6}{2} - \frac{9{,}6}{4} = 1{,}3\text{m}$ donc la condition vérifiée
- ✓ $\tan\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$ → $\alpha = 61{,}59° \geq 45°$ Donc la condition vérifiée

VI.2.7.1.1. Condition normale :

La section As donnée par l'expression suivant :

$$A_s = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Avec :

$\mathbf{N_{max}}$: L'effort normal maximum **2,1MN**

$\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{a}}$ **:** la contrainte admissibles d'acier $\overline{\sigma}_a = \frac{f_e}{\gamma_s} = 333{,}33$ MPA

Application numérique :

As=34,28 cm^2, on prendre **7HA25** avec St=15cm

Ces armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux et de largeur égale à la somme du diamètre ∅ des pieux de la hauteur h de la semelle $\mathbf{L=h+\emptyset_{pieux}}$.

VI.2.7.2. Armature longitudinal inferieures :

Les armatures longitudinales sont disposées dans le sens de la longueur de la semelle, leur pourcentage par mètre de longueur est égal au moins au tiers de la section des armatures.

$$A_{s1} \geq \frac{\text{As}}{3} = 11{,}42\ cm^2$$

On prendre **7HA16** avec St=15cm.

VI.2.7.2.1. Armature de construction :

- ✓ **Armature transversale supérieure :**

$A_{s2} \geq \frac{\text{As}}{4} = 8{,}57 cm^2$, On prendre **7HA14** avec St=15cm

- ✓ **Armature longitudinal supérieure :**

$A_{s3} \geq \frac{\text{As}}{4} = 8{,}57 cm^2$, On prendre **7HA14** avec St=15cm

Le schéma suivant explique le plan de ferraillage de la semelle :

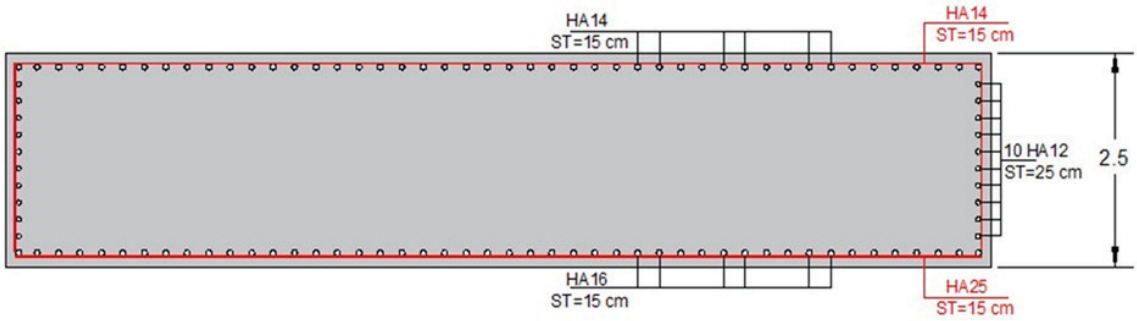


Figure VII. 8:ferraillage de la semelle

VI.3. La culée :

La culée assure à la fois les fonctions d'appui du tablier et du mur de soutènement. En tant qu'appui du tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

VI.3.1.Conception de culée :

VI.3.1.1. Prédimensionnement de la culée :

On s'intéresse au dimensionnent de la culée sur pieux

- **Mur garde Greve :**

La hauteur **H(m)= 2,20m,** la longueur **L=13,8m,** l'épaisseur $\mathbf{e_p = max\left(0,3m, \frac{h}{8}\right) = 0,3m}$

- **Mur frontale :**

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leur dimension :
La hauteur : **H=5,10m,** la largeur : L= **13,8m,** l'épaisseur : **1,40m.**

- **Mur en retour :**

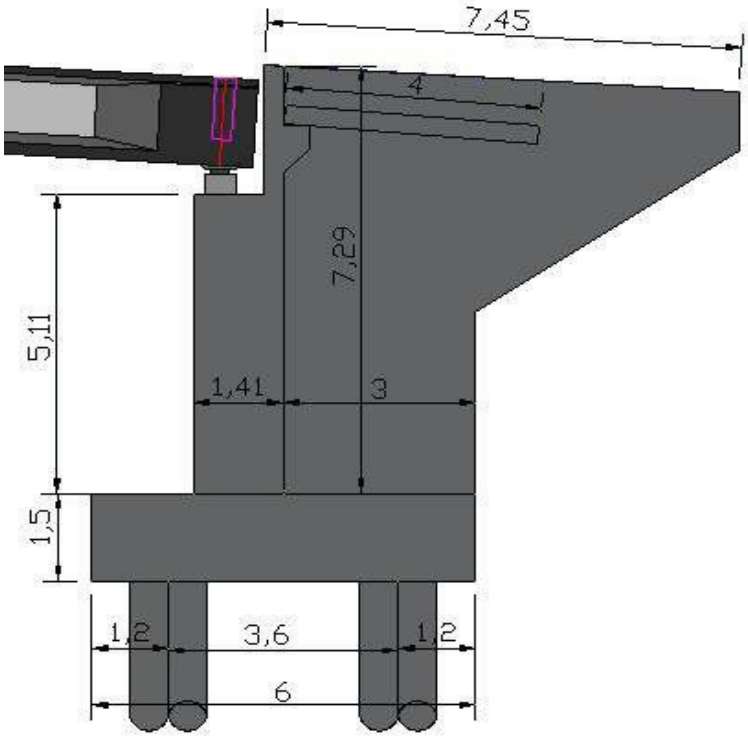
Largeur : **7,45m**, épaisseur : **0,60m,** l'hanteur **H=7,29m**

- **Le corbeau :**

Le corbeau sert d'appui pour la dalle de transition, de forme trapèze avec :
L'hanteur : **0,4m**

- **Semelle sur culée :**

La longueur :**13,8m,** la largeur : **6m,** l'épaisseur : **1,50m.**



FIGURES VII. 9:Dimensions de la culée CG02

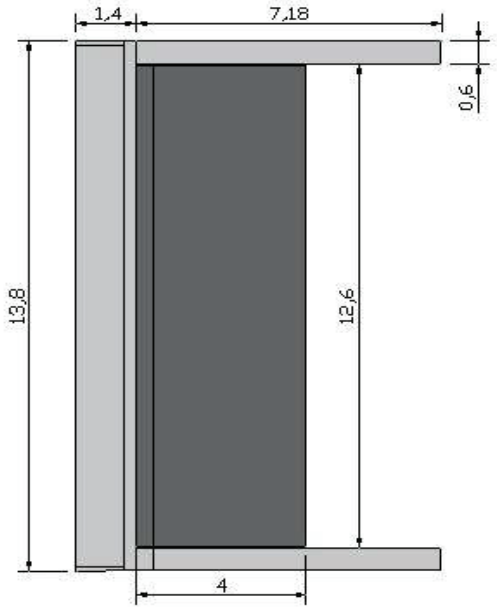


Figure VII. 10:Dimensions de la culée CG02

VII.3.2. Etude de la Stabilité :

VII.3.2.1. Détermination du coefficient de poussée k_{ad} :

La poussée dynamique des terres est calculée par la méthode de MONONOBE - OKABE comme décrite ci-dessous :

La poussée dynamique globale :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_{ad} \times H^2 \times (1 \mp k_v)$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule : (selon RPOA) :

$$\mathbf{k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta\left(1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta\cos\beta}}\right)}}$$

Et :

$$\mathbf{\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}}$$

Avec :
$\gamma = 18\ KN/m^3$
$\varphi = 30$
$K_h = 0{,}2$
$k_v = 0{,}3K_h = 0{,}06$
$k_a = 0{,}33$
Application numérique :

$$\rightarrow \begin{cases} \theta_1(1+k_v) = 10{,}68 \\ \theta_2(1-k_v) = 12{,}01 \\ k_{ad}(1+k_v) = 0{,}46 \\ k_{ad}(1-k_v) = 0{,}48 \end{cases}$$

Tableau VII. 16:coefficient de poussé

Désignation		k_h	k_v	θ°	k_{ad}
Condition normale (pas de séisme)		**0**	**0**	**0**	**0,33**
Condition sismique	1 cas « séisme horizontale +verticale vers le bas »	**0,2**	**-0,06**	**12,01**	**0,48**
	2 cas « séisme horizontale +verticale vers le haut »	**0,2**	**0,06**	**10,68**	**0,46**

VII.3.2.2. Calculer des sollicitations :

Les tableaux suivants donnent l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour, en tenant compte les poids volumiques spécifiques suivants :

$$\text{Ka= } 0.33, \gamma_{sol} = 18\text{KN}/m^3 \text{ Et } \gamma_{béton} = 25\ KN/m^3$$

Tableau VII. 17: les moments et les efforts agissant sur culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	e_x(x/o)	e_y(y/o)	M_x/o	M_Y/o
Semelle	3105,00	/	0,00	0,75	0,00	/
Mur F	2463,30	/	-0,70	4,05	-1724,31	/
DDT	187,50	/	0,20	7,78	37,50	/
Mur en R	951,00	/	2,53	5,74	2406,03	/
Corbeau	75,60	/	0,18	7,48	13,61	/
MGG	227,70	/	-0,15	7,70	-34,16	/
Poids des Terres Amot	4157,24	/	1,51	4,56	6277,44	/
Poids des T sur DDT	327,73	/	0,20	7,78	65,55	/
Poussée des terres	/	2767,73	/	-2,87	/	-7934,16

Poussée Semelle	/	0,00	/	0,00	/	0,00
Poussée DDT	/	0,00	/	0,00	/	0,00
Poids Sur 10kN/m²	378,00	/	1,50	/	567,00	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	357,59	/	-4,30	/	-1537,63

VII.3.2.3. Efforts dus au tablier :

Sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII. 18:effort due au tablier

Tableau 1: effort due au tablierDesign	**N(KN)**	**H (KN)**	**e_x(x/o)**	**e_y(y/o)**	**M_x/o**	**M_Y/o**
G	4036,65	/	-1,20	/	-4843,98	/
A(l)	1541,03	/	-1,20	/	-1849,23	/
Bc	1407,31	/	-1,20	/	-1688,77	/
Mc120	1080,44	/	-1,20	/	-1296,52	/
D240	1671,72	/	-1,20	/	-2006,07	/
F_{r+f}	/	62,80	/	-6,60	/	-414,50
F_T	/	39,57	/	-6,60	/	-261,14
Effort de freinage A(l)	/	145,33	/	-6,60	/	-959,17
Effort de freinage Al Bc	/	180,00	/	-6,60	/	-1188,00

VII.3.2.4. Charge sismique :

Les résultats de calculs sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 19:effort due aux charges sismiques

Désignation	N (KN)	H (KN)	e_x(x/o)	e_y(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	186,30	621,00	0,00	0,75	0,00	465,75
Mur F	147,80	492,66	-0,70	4,05	-103,46	1995,27
DDT	11,25	37,50	0,20	7,78	2,25	291,75
Mur en R	57,06	190,20	2,53	5,74	144,36	1091,75
Corbeau	4,54	15,12	0,18	7,48	0,82	113,10
MGG	13,66	45,54	-0,15	7,70	-2,05	350,66
Poids des Terres Amot	249,43	831,45	1,51	4,56	376,65	3791,41
Poids des T sur DDT	19,66	65,55	0,20	7,78	3,93	509,94
Somme	689,70	2299,01	/	/	422,50	8609,62

VII.3.2.5. Récapitulative des efforts :

Les sollicitations agissant sur la culée sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 20:récapitulatif des efforts maximums

	N^{max}(KN)	M^{corr}(KN.m)	M^{max}(KN.m)	N^{corr}(KN.m)
ELS	17380,95	-11215,37	-11297,42	17220,49
ELU	23433,46	-13032,29	-13141,68	23219,51
ELA	12759,53	-4621,01	-20875,81	12108,45

VII.3.3. Ferraillage des éléments des culées :

VII.3.3.1. Mur frontal :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations due aux charges permanents, surcharge sur remblais et les surcharge d'exploitation, il est encastré dans la semelle et il travaille à la flexion composée.

- **Récapitulatif des efforts maximums :**

L'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal sont résumé dans les tableau suivant :

Tableau VII. 21:Récapitulatif des efforts max sur le mur frontal

	N (KN)	H (KN)	$\mathbf{M_N}$ (KN.m)	$\mathbf{M_H}$ (KN.m)	$\mathbf{M_O}$ (KN.m)	$\mathbf{N_0}$ (KN/ml)	$\mathbf{M_O}$ (KN.m) /ml	T_{max} KN/ml	N_{cor} KN/ml
ELU	9879,94	3282,18	-9572,73	-640,97	10213,70	879,10	-740,12	237,184	715,94
ELS	7318,48	2433,09	-7100,21	-474,80	-7575,01	652,172	-548,91	176,31	530,32

Donc la sollicitation le plus défavorable à L'ELU on utilise (Robot expert) on obtient :

$A_s = 14cm^2$, soit 5HA20/ml, St=20cm.

Armature de construction :

$A_{S1} = \frac{A_S}{3} = 4{,}67cm^2$, soit 5HA14, St=20cm**.**

Armature transversale :

$A_{S1} = 3{,}5cm^2$Soit 5HA12, St=20cm

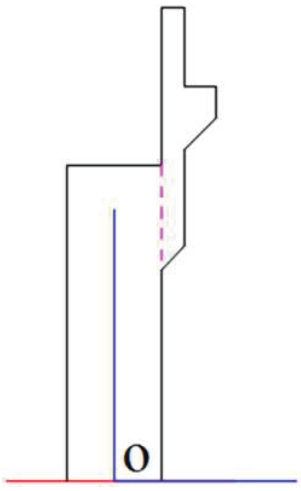


Figure VII. 11:mur frontal

VII.3.3.2. Mur Grade Greve :

Le mur garde grève est soumis à des actions verticale (le poids propre, la réaction de la dalle de transition), et des charges horizontales (poussées des terres, les forces de freinage).

La détermination des efforts :

- **Poussée des terres :**

Le moment dû à l'effort de poussé est donnée par :

$$M_P = P \times \frac{h}{3} \quad \text{et} \quad P = 0{,}5 \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec : $\begin{cases} K_{ah} = 0{,}33 \\ \gamma = 18\ KN/m^3 \\ H = 2{,}2m \\ L = 1m \end{cases}$ → **Application numerique**: $\begin{cases} P = 14{,}37\ KN \\ M_P = 10{,}54\ KN.m \end{cases}$

Alors :

$\mathbf{M_u} = 1{,}35 M_P = 14{,}23\ KN.m$

$\mathbf{M_s} = M_P = 10{,}54 KN.m$

- **Moment dû à la force de freinage :**

Le moment due à la force de freinage d'un camion (Bc) donnée par l'expression suivants :

Dans le cas d'une roue :

$$M_f = \frac{2 \times \mu \times P \times h}{0{,}25 + 2h}$$

Avec :

On prendre :

μ =1,6 (à L'ELU)

μ=1,2 (à L'ELS)
P=60KN.

Application numérique :

$$\mathbf{M_u} = 90{,}84\ KN.m$$

$$\mathbf{M_s} = 68,13 KN.m$$

- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

On admet qu'une seule sollicitation engendrée par les camions de system Bc (d'après le guide SETRA).

On a les charges : deux roues de 6 tonnes distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12 tonnes répartie sur un rectangle de (0.25m × 0.75m).

La figure suivante explique l'impact de l'effort Bc et la modélisation de charge pour étudier l'impact de l'effet :

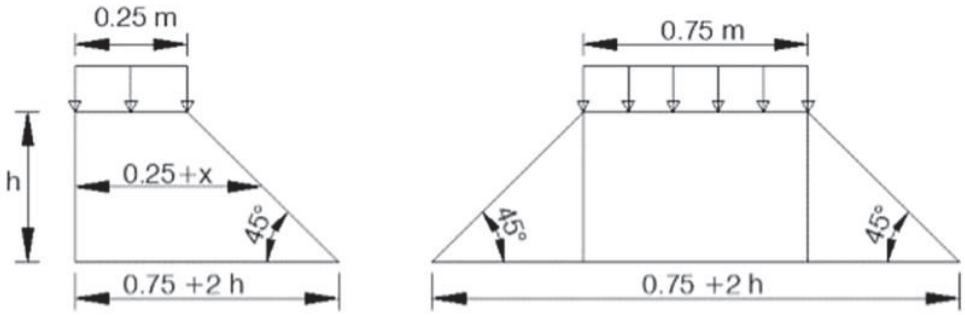


Figure VII. 12: Impact de la charge BC localisé derrière le mur garde grève.

Le moment d'encastrement à la base du mur grade Greve :

Le calculer de moment selon L'expression suivant :

$$M_p = \frac{12K}{0{,}75 + 2h}\int_0^h \frac{h - x}{(0{,}25 + x)}dx$$

Avec : $K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$

Avec :

$\boldsymbol{\gamma}$: Coefficient de pondération (γ =1,6 a (ELU) et γ =1,2 a (ELS))

$\mathbf{b_c}$:Coefficient de pondération du système Bc. $\mathbf{b_c = 1,2}$

$\boldsymbol{\delta}$: Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai. $\boldsymbol{\delta = 1,07}$

$\boldsymbol{h}$ **:** la hauteur de mur garde grève.

Donc : $\mathbf{K_u = 0,68}$ **et** $\mathbf{K_s = 0,51}$

Pour le calculer de Mp on utilise le tableau (extrait de document technique Sevra Piles et Palées PP73 page 394)

On lire les valeurs de $\mathbf{Mp_{/k}}$ pour les différentes valeurs de la hauteur :

$h(m)$	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
$\mathbf{Mp_{/k}}(t.\frac{m}{ml})$	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Figure VII. 13:les valeurs$\mathbf{Mp_{/k}}$

On a $h = 2{,}2m$ on faire l'interpolation :

$$\begin{cases} h_1 = 2 \quad \rightarrow \quad Mp_{/k} = 6{,}11 \\ h = 2{,}2 \quad \rightarrow \quad Mp_{/k} = \left(\frac{7{,}45 - 6{,}11}{2{,}5 - 2}\right) \times (2{,}2 - 2) + 7{,}45 = 7{,}894 \\ h_2 = 2{,}5 \quad \rightarrow \quad Mp_{/k} = 7{,}45 \end{cases}$$

Donc : $\mathbf{M_{p/k} = 7,89\ t.m}$

Alors :

$\mathbf{M_{pELU} = 53,53\ KN.m}$ $\mathbf{M_{pELS} = 40,15\ KN.m}$

Combinons d'action :

- ✓ **ELU :** $M_u = 1{,}35M_G + 1{,}6M_Q$

$$M_u = 158{,}60\ KN.m$$

- ✓ **ELS :** $M_S = M_G + 1{,}2M_Q$

$$M_s = 118{,}82\ KN.m$$

Le ferraillage :

Résultats de ferraillage par (Robot expert) :

- **Armature longitudinale :**

$\mathbf{A_S = 21,9cm^2}$ Soit : **5HA25/ml** avec un espacement de **St=20cm.**

- **Armature de construction :**

$\mathbf{A_{S1} = 7,30cm^2}$ Soit : **5HA14/ml** avec un espacement de **St=20cm.**

- **Armature transversale :**

$\mathbf{A_t = 5,48}$ Soit : **5HA12/ml** avec un espacement de **St=20cm.**

VII.3.3.3. Dalle de transition :

Son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyé, travail a flexion simple et elle est soumise à son poids propre, et poids du remblai, et les surcharges.

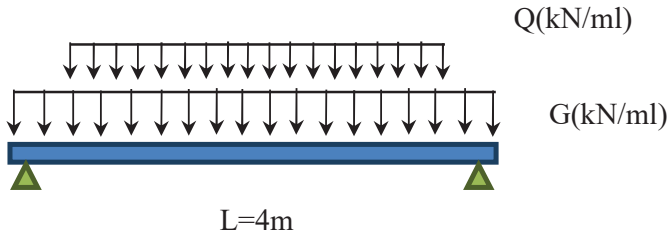


Figure VII. 14: modélisation de la dalle de transition

- **Evaluation des efforts** :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Figure VII. 15:EVALUATION DES EFFORTS AGISSANTS SUR LA DALLE DE TRANSITION

Type de charge	Les caractéristiques		Q (kN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN)
Poids propre	$\gamma_{béton}$ =25KN/m^3	e=0,3m	7,5	15	15
Revêtement	$\gamma_{revetment}$ =24KN/m^3	e=0,08m	1,92	3,84	3,84
Remblai	γ = 18KN/m^3	H=0,7m	12,96	25,92	25,92
Surcharges	Q=10 KN/m^2		10	20	20

- **Combinaison des efforts :**

A L'ELS :

$M_{ser} = M_G + 1{,}2M_Q$=68, 76 KN.m/ml.

$V_{ser}=V_G + 1{,}2V_Q$=68,76KN/ml.

A L'ELU :

$M_{ELU} = 1{,}35M_G + 1{,}6M_Q$= 92,43 KN.m/ml.

$V_{ELU}=1{,}35V_G + 1{,}6V_Q$=92,43KN/ml.

- **Ferraillage :**

Résultats de ferraillage par (Robot expert) :

- **Armature longitudinale :**

$\mathbf{A_S = 13,5cm^2}$ Soit : **7HA20/ml** avec un espacement de **St=20cm.**

- **Armature de construction :**

$\mathbf{A_{S1} = 4,50cm^2}$ Soit : **5HA14/ml** avec un espacement de **St=20cm.**

- **Armature transversale :**

$\mathbf{A_t = 3,38cm^2}$ Soit : **5HA12/ml** avec un espacement de **St=20cm.**

VII.3.3.4. Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

- **Réaction due au poids des charges - Permanentes :**

  La réaction est donnée par :

  $$R = \frac{q \times L}{2}$$

  Avec :

L : la longueur de la dalle de transition. **4m**
q : la charge permanent. **22,38 KN/ml.**

D'où : R_G=**44.76KN/ml.**

- **Réaction des surcharges de remblai :**

  $$R = \frac{q \times L}{2}$$

  Avec :

L : la longueur de la dalle de transition. **4m**
q : la charge permanent. **10KN/ml.**

D'où : R_{rem}=**20KN/ml.**

- **Combinaison d'action :**

A L'ELS :

$R_{ser} = R_G + 1{,}2R_Q$ =68,76 KN.

A l'ELU :

$R_{Ult} = 1.35R_G + 1{,}6R_Q = 92{,}43$ KN

- **Ferraillage :**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.
Donc le ferraillage correspondant est :

As=10,4cm^2, 10HA12

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet est une étape importante dans la carrière de l'ingénieur, il permet de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant la formation dans notre école nationale supérieure des travaux publics, comme (la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, Pont, Béton précontrainte).

Pendant le travail on a essayé d'étudier ce projet tout en respectant les normes de calculs et de réalisation.et avant commencer touts les calculs il faut faire une bonne conception qui répondre touts les besoins et les objectives de projet. Aussi il faut que chaque élément de la structure de pont satisfait strictement aux conditions de résistance imposées.

Ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques Ceci grâce à la lecture des déférentes références bibliographiques, et l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul.

À travers ce mémoire nous avons pu maitriser la modélisation et la conception des ponts, et renforcer les acquis théoriques, et augmenter l'esprit de recherche. Finalement ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHI

- CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
- 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.
- Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
- Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
- Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- RCPR, Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.
- RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- https://www.wsp.com/fr-FR/services/methodes-de-construction-de-ponts

ANNEXE I :

LES DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

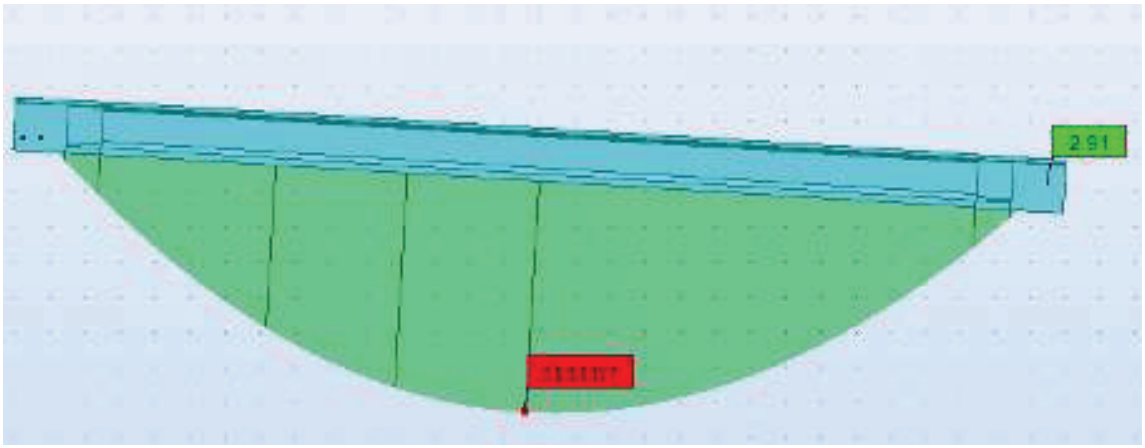


Figure : Moment fléchissent longitudinal sous le poids propre d'une seule poutre.

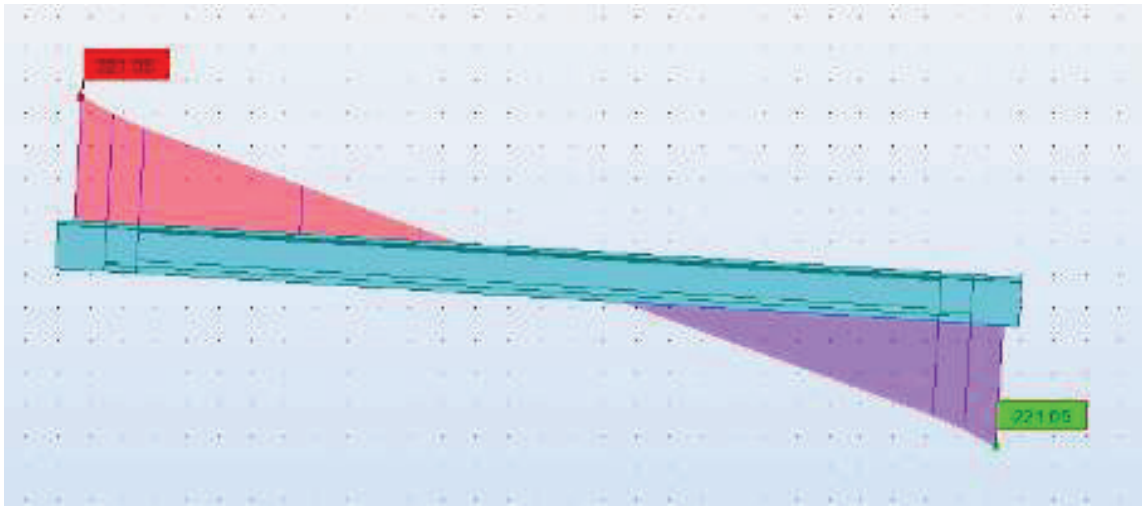


Figure : Effort tranchant longitudinal sous le poids propre d'une seule poutre

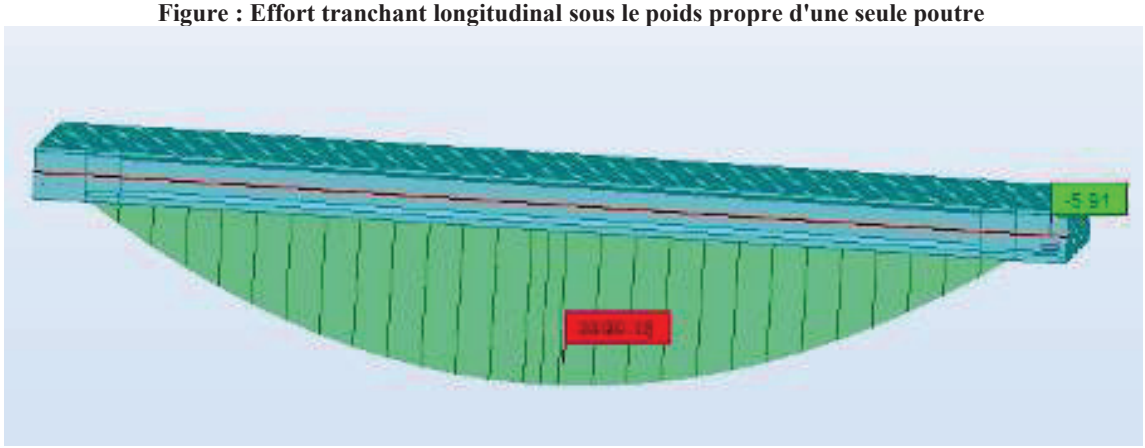


Figure : Moment fléchissant longitudinal sous le poids propre de poutres + dalle.

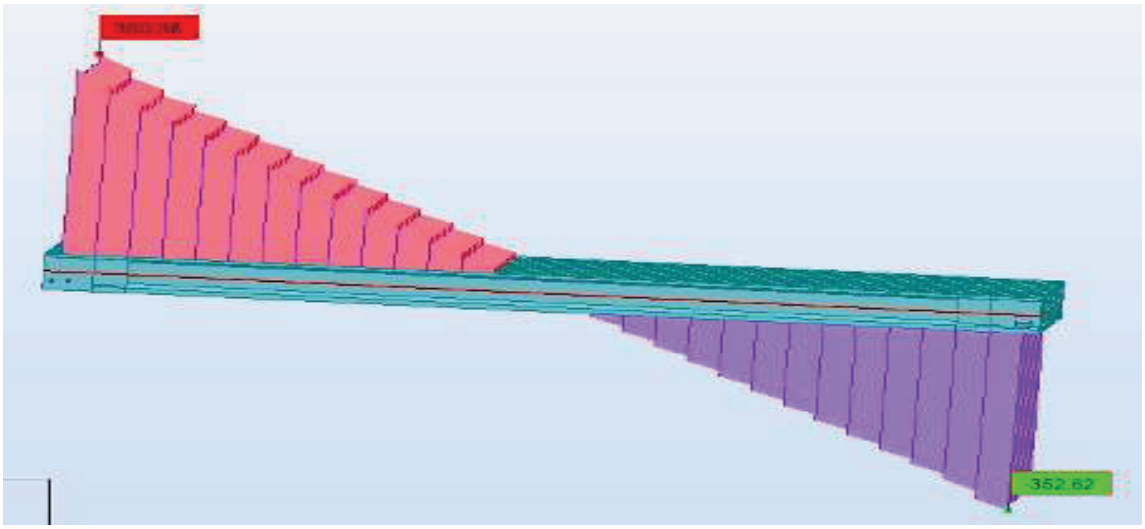


Figure : Effort tranchant longitudinal sous le poids propre de poutres + dalle.

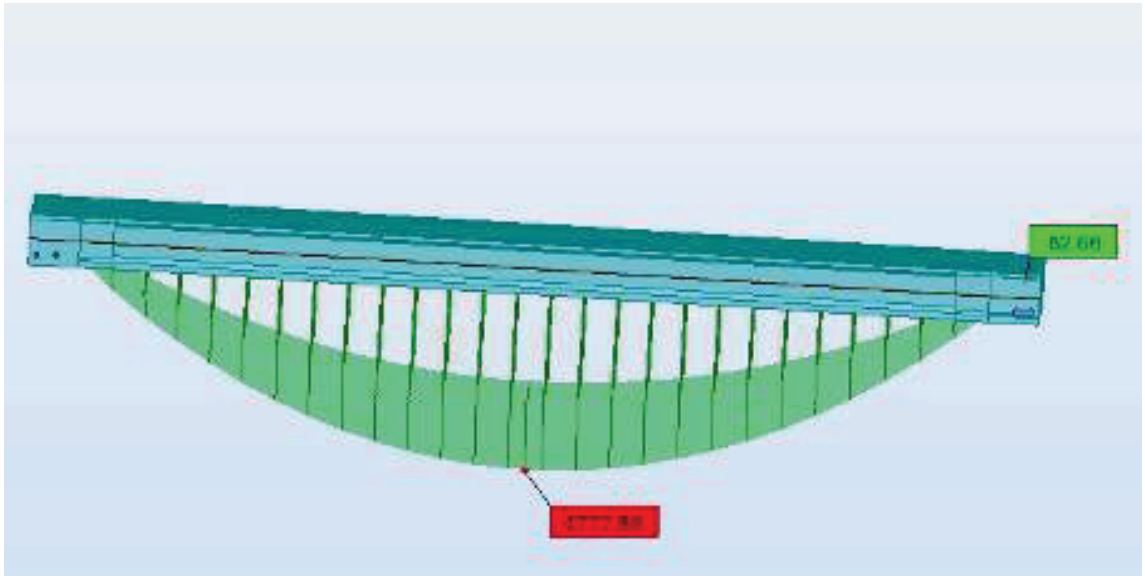


Figure : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.

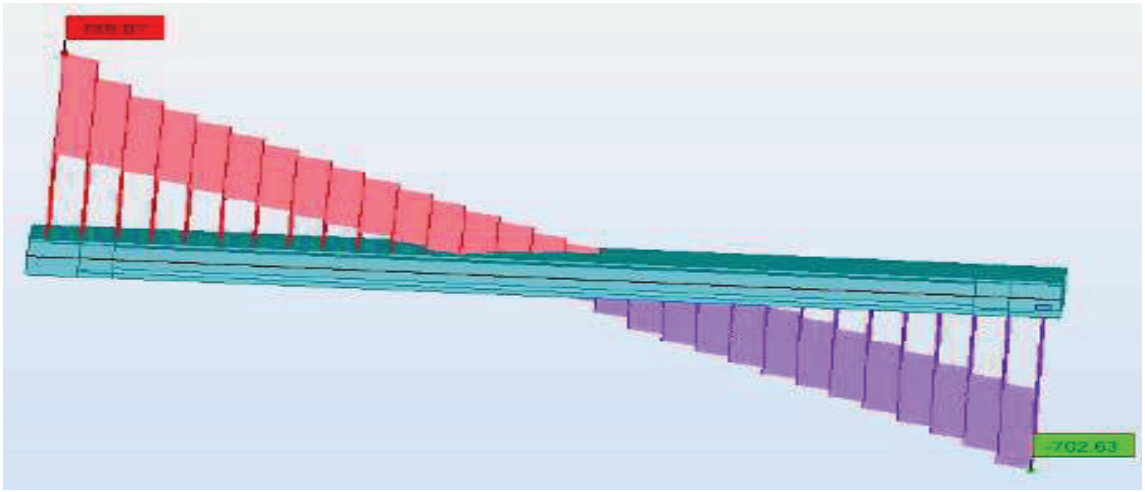


Figure: Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+D240.

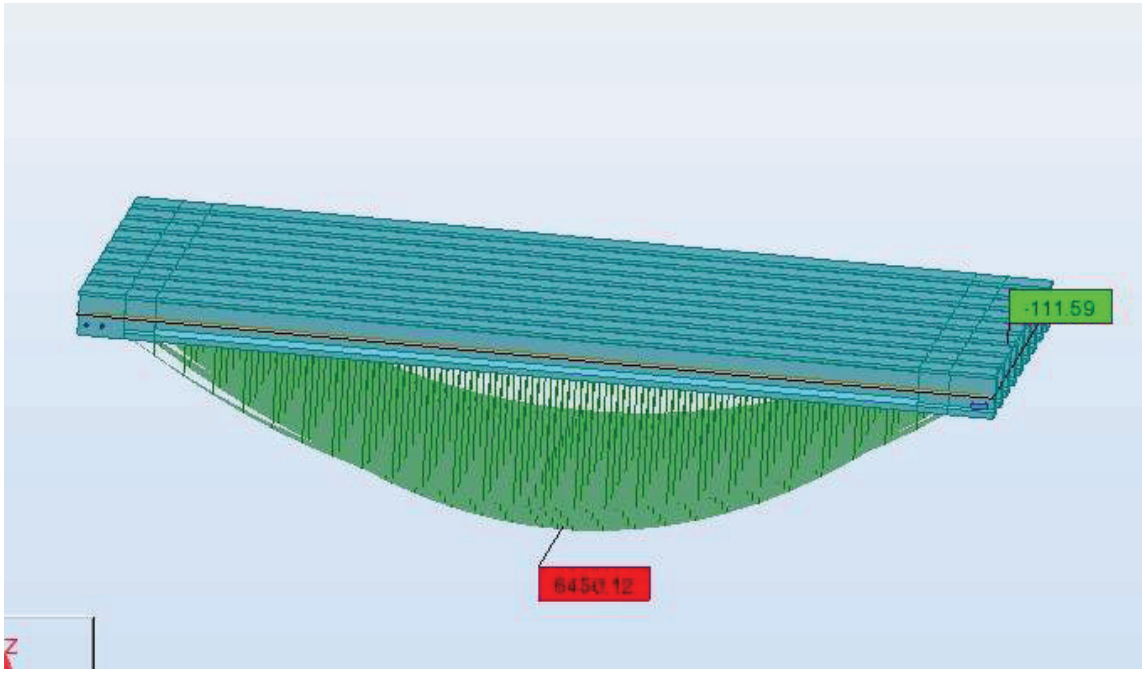


Figure : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

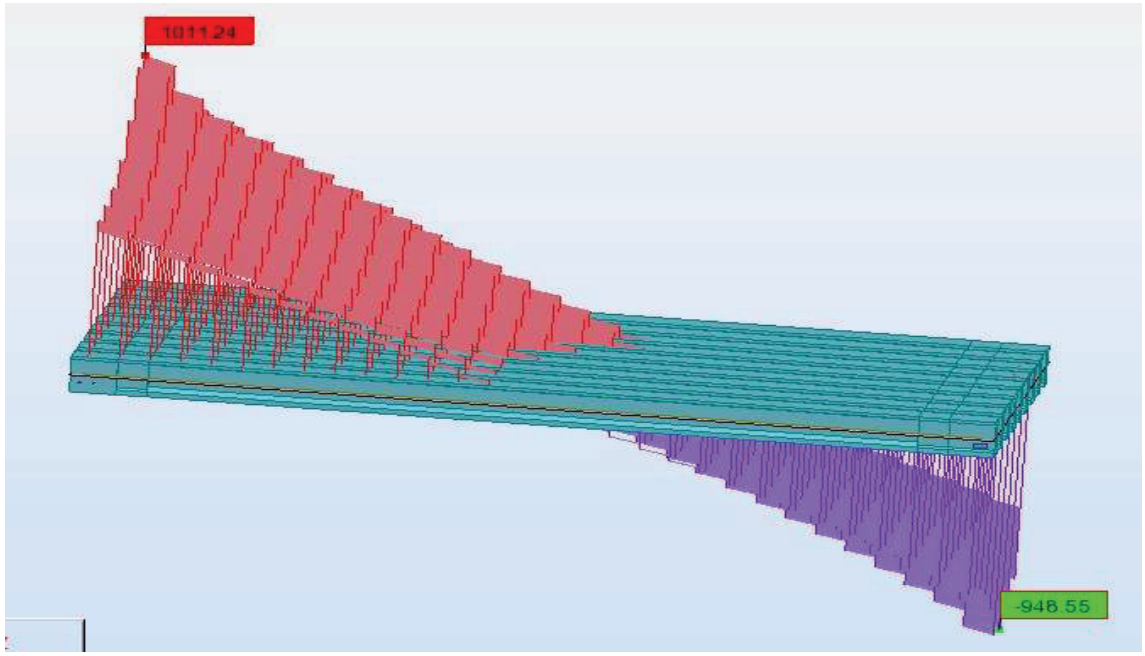


Figure: Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240

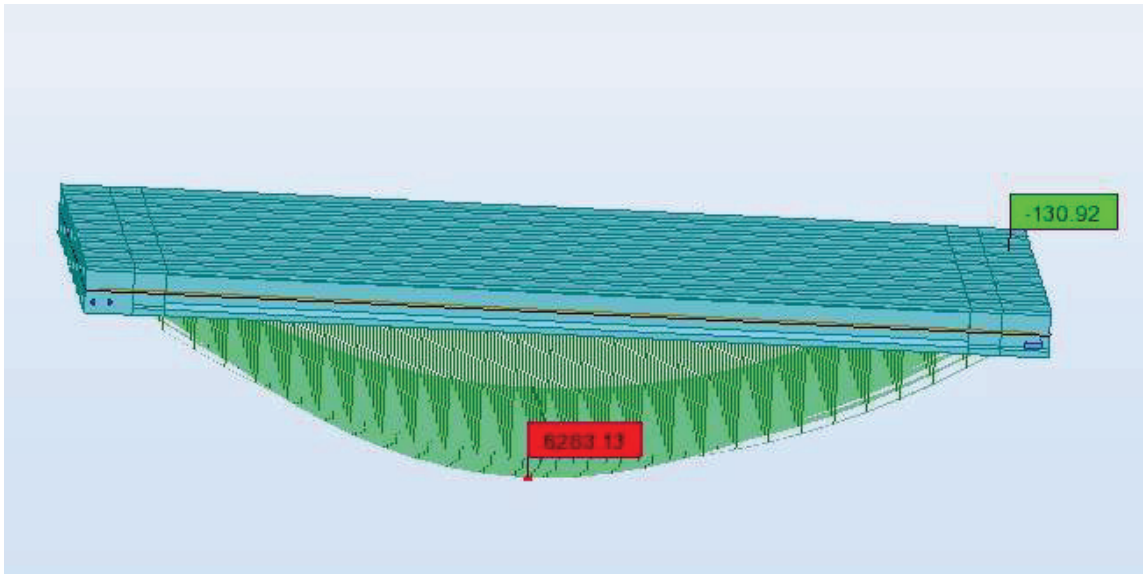


Figure: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison1.35G+1.35Mc120..

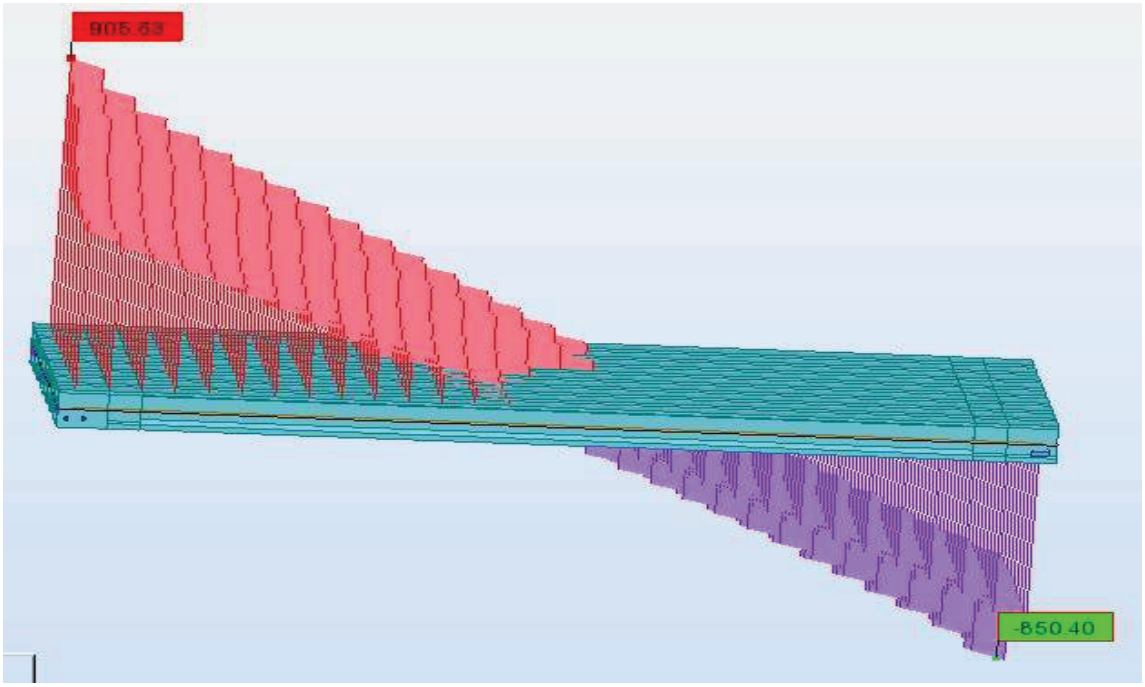


Figure : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

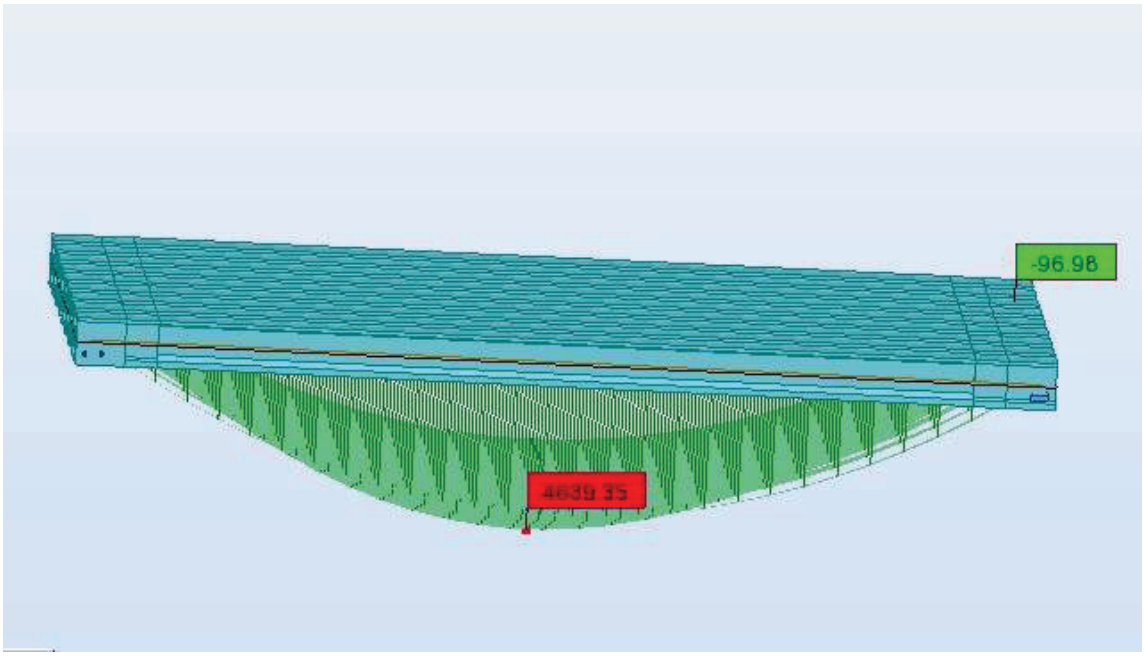


Figure : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.

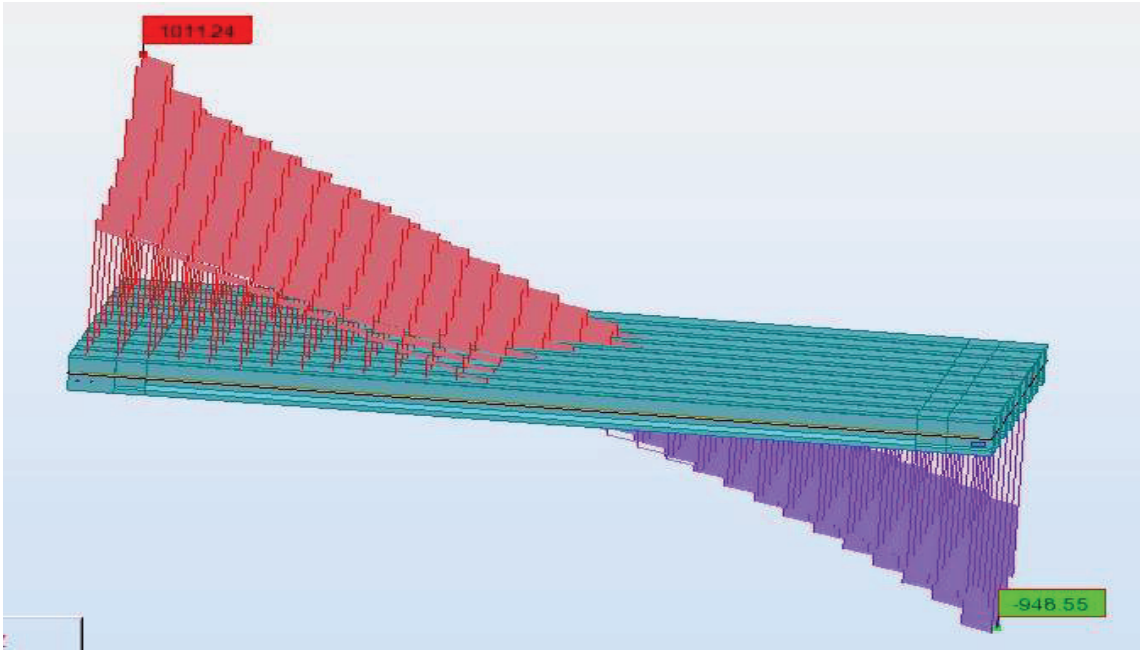


Figure: Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240

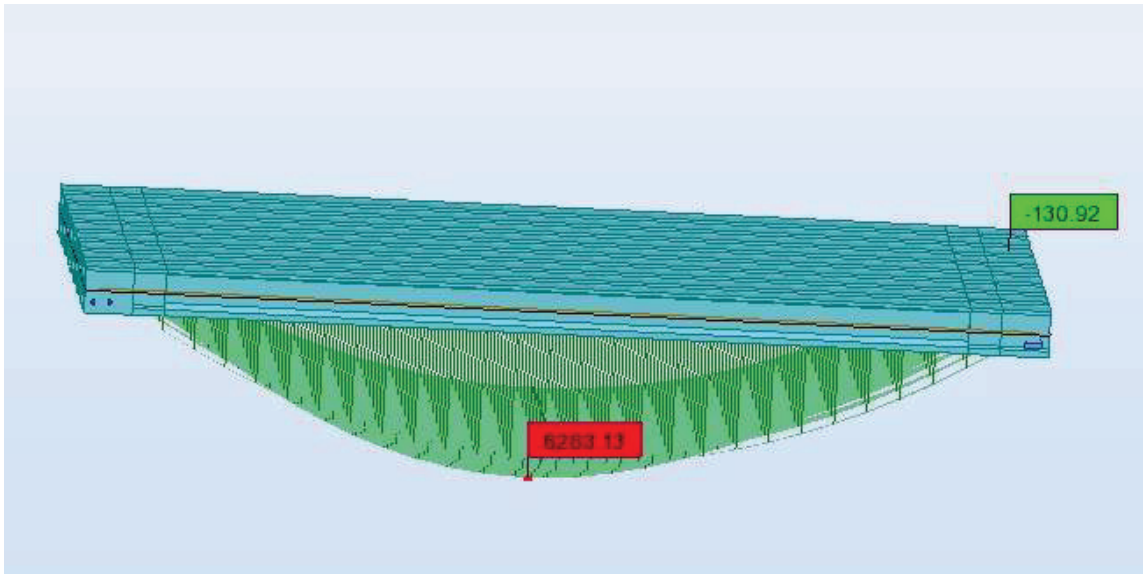


Figure: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison1.35G+1.35Mc120.

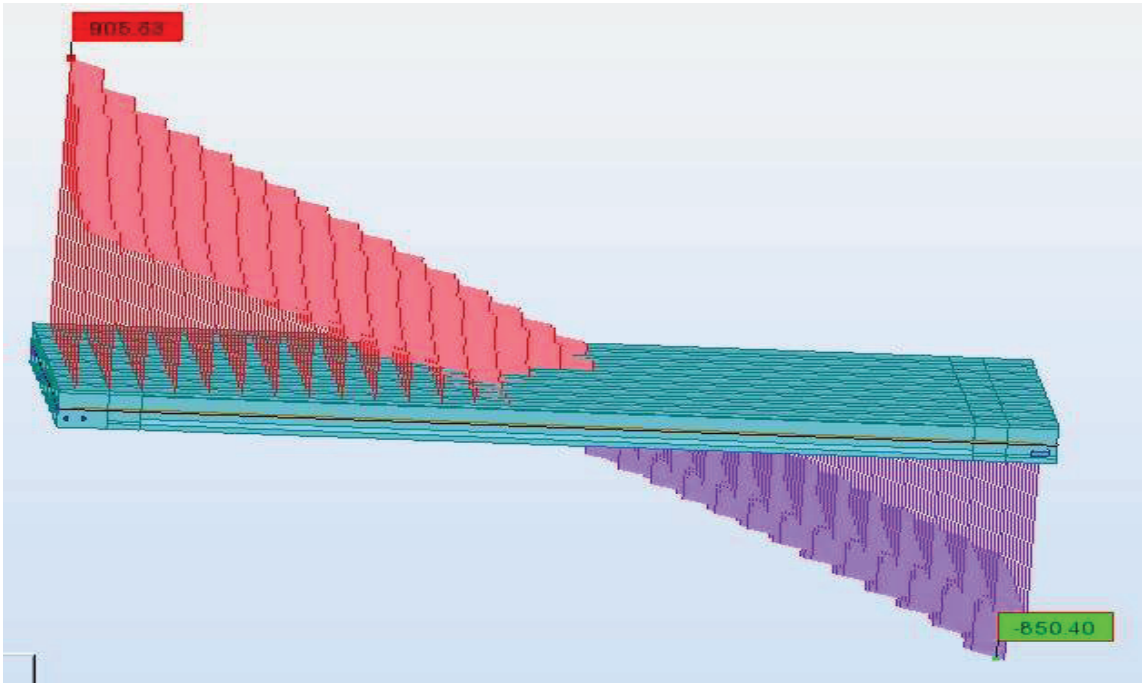


Figure: Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

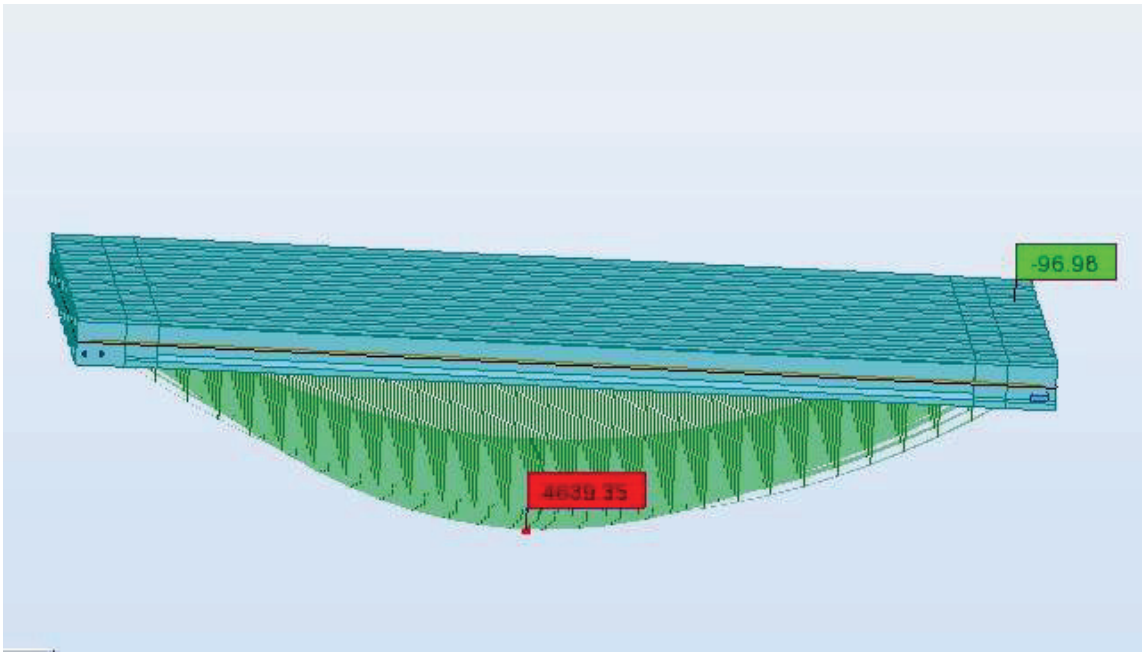


Figure : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.

ANNEXE
DE FERRAILLAGE

Ferraillage de l'Hourdis A ELU

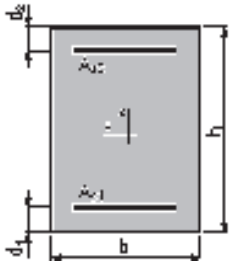
Nappe supérieure Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

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

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

2. Section :



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

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	39,89	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 4,7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,1 (cm2)		
Théorique	ρ = 0,24 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU **M_{max} = 39,89 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité :	1,00	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	y = 1,3	(cm)
Bras de levier :	Z = 19,5	(cm)
Déformation du béton :	ε_b = 0,69	(‰)
Déformation de l'acier :	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	σ_s = 434,8	(MPa)

Ferraillage de l'Hourdis A ELU

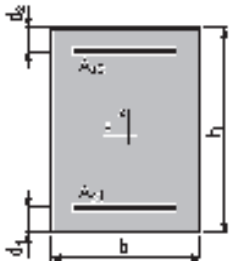
Nappe inférieure Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

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

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

2. Section :



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

3. Moments appliqués :

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	43,64	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 5,2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,1 (cm2)		
Théorique	ρ = 0,26 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 43,64 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,00	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	y = 1,4	(cm)
Bras de levier :	Z = 19,4	(cm)
Déformation du béton :	ε_b = 0,76	(‰)
Déformation de l'acier :	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	σ_s = 434,8	(MPa)

Ferraillage de l'Hourdis

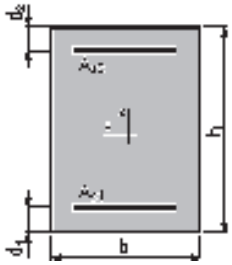
Nappe supérieure A ELS Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

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

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

2. Section :



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

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	29,91	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 6,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,1 (cm2)
Théorique ρ = 0,33 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 29,91 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 5,4 (cm)
Bras de levier : Z = 18,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de l'Hourdis

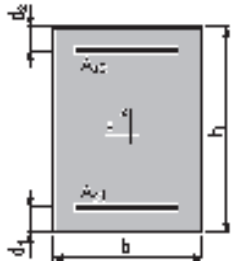
Nappe inférieure A ELS Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

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

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

2. Section :



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

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	34,49	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 7,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,1 (cm2)
Théorique ρ = 0,38 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 34,49 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 5,7 (cm)
Bras de levier : Z = 18,1 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 6,7 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de chevêtre

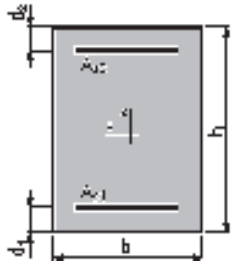
Nappe supérieure A ELS Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) **Acier : Fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section :



b = 260,0 (cm)
h = 130,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	2645,65	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 92,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 32,5 (cm2)
Théorique ρ = 0,28 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 2645,65 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 31,6 (cm)
Bras de levier : Z = 114,5 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 5,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de chevêtre

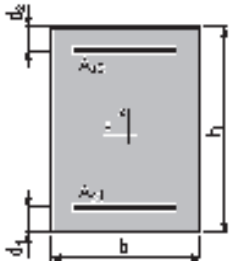
Nappe inférieure A ELS Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) **Acier : Fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section :



b = 260,0 (cm)
h = 130,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	388,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 32,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 32,5 (cm2)
Théorique ρ = 0,10 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 388,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 2,48
Position de l'axe neutre : y = 19,9 (cm)
Bras de levier : Z = 118,4 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 0,5 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 7,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de chevêtre

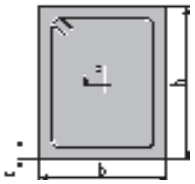
Armatures transversales Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) **Acier : Fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 260,0 (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	2899,88	0,00
2.	ELU	0,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,9 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,6 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 13,8 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,3 (cm2)
Cadres : 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 10,9 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Escapement maximum: $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 5 + 11*10 + 2*11 + 1*13 + 2*16 + 1*20 + 2*25 + 1*35 + 10*40 (cm)

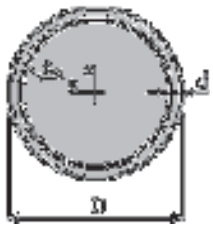
Ferraillage des Futs Calcul de Section en Flexion Composée

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 = 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	6404,00	2582,00	0,00
2.	ELS	4751,00	1900,00	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 = 6404,00 (kN) M_y = 2582,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 5,30 Pivot: B

Position de l'axe neutre : y = 149,8 (cm)

Bras de levier : Z = 121,4 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,93 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =186,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 4751,00 (kN) M_y = 1900,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,81

Position de l'axe neutre: y = 161,7 (cm)

Bras de levier: Z = 125,8 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,3 (MPa)

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

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 6,4 (MPa)

comprimée: σ_s' = 45,9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

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

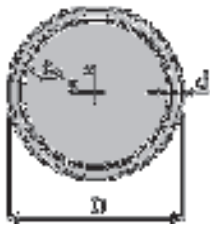
Ferraillage des pieux Calcul de Section en Flexion Composée

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 = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	2217,00	152,83	0,00
2.	ELS	1646,00	112,45	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 = 2217,00 (kN) M_y = 152,83 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,19 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 127,6 (cm)

Bras de levier: Z = 54,8 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,35 (‰)

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 = 1646,00 (kN) M_y = 112,45 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,87

Position de l'axe neutre: y = 197,8 (cm)

Bras de levier: Z = 56,3 (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' = 25,8 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

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

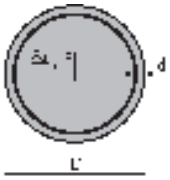
Ferraillage des pieux Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) Acier : Fe = 500,0 (MPa)

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

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	44,07	2217,65

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 : $S_{t,max}$ = 30,0 (cm)