

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
École Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin
d'étude

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en Génie Civil

**Étude d'un pont à poutre routier en béton
arme sur oued Barous RN85 à Skikda**

Réalisé par :
Cheraït Malek Ikram

Supervision :

Dr.Djamila CHERID et Dr.Hafida MOHABEDDINE

Soutenu le 7 juillet 2025, devant le jury composé de :

Président du jury : A. TADJADIT MCB

Encadrante : D. CHERID MCA

Co-Encadrante : H. MOHABEDDINE MCA

Examineur : M. M. Bouzoualegh MAA

ENP 2025

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
École Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin
d'étude

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en Génie Civil

**Étude d'un pont à poutre routier en béton
armé sur oued Barous RN85 à Skikda**

Réalisé par :
Cherait Malek Ikram

Supervision :

Dr.Djamila CHERID et Dr.Hafida MOHABEDDINE

Soutenu le 7 juillet 2025, devant le jury composé de :

Président du jury : A. TADJADIT MCB
Encadrante : D. CHERID MCA
Co-Encadrante : H. MOHABEDDINE MCA
Examineur : M. M. Bouzoualegh MAA

ENP 2025

ملخص

تمت دراسة وتصميم جسر ذو عوارض من خرسانة المسلحة على واد باروس ، بولاية سكيكدة في إطار مشروع إزدواجية الطريق الرابط بين القرية و الطريق و الوطني رقم 85 . يتكون هذا الجسر من فضاءين متساويين طول 20 مترا لكل منهما. بعد تحديد الجهود الداخلية بشكل تحليلي باستخدام طريقة الخطوط التأثيرية ، وبشكل عددي باستخدام برنامج Autodesk Robot Analysis Professional تم الإنتقال إلى تحديد التسليح العناصر إنشائية للطبقة العليا والسفلية للجسر ، بالإضافة إلى التحقق من مطابقتها للمعايير التنظيمية المعمول بها ، لضمان إستقرار المنشأة و ديمومتها ، و كذا سلامة مستعملي الطريق

الكلمات الرئيسية: جسر تحتية عوارض ، خرسانة مسلحة،تسليح ، بنية فوقية، بنية

Abstract

The aim of this work is to study and calculate a viaduct for crossing the Oued Barous Located in the wilaya of Skikda. The bridge comprises two isostatic spans of 20m each . After determining the stresses analytically and numerically using Autodesk Robot Structural Analysis Professional. We determine the reinforcement of the superstructure and substructure elements, and check them in accordance with current regulations, to guarantee the stability and durability of the structure, and the safety of users.

Key words : girder bridge, reinforced concrete, reinforcement, superstructure, infrastructure

Résumé

Le but de ce travail est l'étude et le calcul d'un viaduc pour le franchissement de l'oued Barous Situé dans la wilaya de Skikda. Ce pont est composé de deux travées isostatiques de 20m Chacune. Après la détermination des sollicitations analytiquement et numériquement à l'aide du Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Nous procédons à la détermination du ferrailage des éléments de la superstructure et l'infrastructure ainsi que à leurs vérifications Selon les règlements en vigueur afin de garantir la stabilité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers

Mot clé : pont a poutre, béton armé, ferrailage, superstructure, l'infrastructure

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et réussir, À toi je dédie ce travail en témoignage de mon profond amour, Toi qui es la lumière de ma vie, ma très chère mère ABIDA

Au guide de ma vie, celui qui a répondu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là, À toi cher père MOHAMED TAHAR.

Mon frère, Mon bras droit, mon exemple dans la vie au prés de qui j'ai trouvé réconforts et Encouragements, Docteur Zakaria qu'Allah tout puissant te protège et te bénisse.

À mes chers amis : Kenza, Asma, Melissa et bien sûr RYM.

Et a tous mes amis qui m'ont apporté l'aide et le soutien durant ces années de formation.

Tous les membres de ma famille

À tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire Enfin À tous ceux qui m'aiment.

REMERCIEMENTS

Je remercie ALLAH tous puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience de Mener ce modeste travail à sa fin.

Je ne remercierai jamais assez mes encadreurs Mme .Dr .D. Cherid et Mme .Dr .H .Mohabeddine pour m'avoir si bien orienté dans notre travail, à qui sincérité, et patience et Dévouement et minutie ne font pas faute.

Je remercie l'ensemble des ingénieurs de la société d'Étude Technique Annaba, et Spécialement L'ingénieur expérimenté et le chef de département Ouvrage d'art Mr. Tarek Menna et Mme Soraya Bentria pour leur Accueil et leur disponibilité remarquable, et le directeur technique Mr .Mohammed . Mendili pour son accueil chaleureux.

Mes remerciements s'adressent, également, aux membres du jury (Mr. Dr. A. Tadjadit et Mme. Dr .D. Cherid et Mme ; Dr .H . Mohabeddine et Mr. M. M. Bouzoualegh) Pour l'intérêt qu'ils ont porté à travail, et aussi à tous les enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique qui ont contribué à notre formation de manière professionnelle notamment madame Racha Zeghmar .

Enfin, mes plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidés, encouragé et soutenu

Table des matières

Résumé	
Dédicace	
Remerciements	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des abréviations	
INTRODUCTION GENERALE.....	18
Chapitre I : Généralités et caractéristiques du pont	
I.1. Introduction.....	20
I.2. Différentes parties d'un pont	20
I.3. Présentation de l'ouvrage	20
I.3.1 Données fonctionnelles.....	21
I.3.2. Données naturelles.....	22
I.3.2.1. Données géologiques	22
I.3.2.2. Contexte topographique.....	23
I.3.3. Données géotechniques	24
I.3.4. Analyse chimique	25
I.4. Caractéristiques des matériaux	26
I.4.1. Béton	26
I.4.2. Aciers	28
I.5. Conclusion	29
Chapitre II : Détermination des efforts	
II.1. Introduction.....	31
II.2. Charges agissantes sur le tablier.....	31
II.2.1 Charges permanentes.....	31
II.3. Les Surcharges	32
II.3.1. Caractéristiques du Pont.....	32
II.3.2. Système de charge A.....	33
II.3.3. Système B	34
II.3.4. Le Coefficient de majoration dynamique	36
II.4. Les Combinaisons des charges.....	40
II.5. Les moments fléchissant longitudinaux.....	41
II.5.1. Moments fléchissant dus au poids propre.....	41
II.5.2. Moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges	42
II.6. Les efforts tranchants	45
II.6.1. Effort tranchant dû aux surcharges.....	45

II.7. Conclusion	49
Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure	
III .1.Introduction	51
III.2. Modélisation	51
III.3. Résultats de calcul obtenu par le logiciel ROBOT.....	52
III.4. Étude de la superstructure	54
III.4.1. Étude de la poutre	54
III.4.1.1. Calcul des efforts tranchants	59
III.4.1.2. Dimensionnement des cadres	59
III.4.1.3. Dimensionnement des armatures de la liaison entre la dalle et la poutre.....	60
III.4.1.4. Calcul de la fléché.....	62
III.4.2. Étude de la dalle	63
III.4.2.1. Les dimensions géométriques.....	63
III.4.2.2. Les sollicitations dans la dalle	64
III.4.2.3. Dimensionnement de la dalle	65
III.4.2.4. Justification des armatures d'effort tranchant	66
III.4.3. Étude de l'entretoise	67
III.4.4. Calcul la section d'armatures transversales (At)	69
III.5. L'infrastructure	71
III.5.1. Introduction	71
III.5.2. Les dimensions des éléments de la pile.....	71
III.5.3. Les dispositions des charges	72
III.5.4. Les sollicitations du chevêtre.....	75
III.5.5. Le Dimensionnement du chevêtre.....	76
III.5.6. Étude du Chevêtre à la torsion	77
III.5.7. Les sollicitations du chevêtre.....	78
III.5.8. Le Dimensionnement du chevêtre (cas de torsion).....	79
III.5.9. Calcule des contraintes et des armatures du chevêtre.....	80
III.6. Étude du Fût	82
III.6.1. Introductions	82
III.6.1.1. Les dispositions des charges	82
III.6.1.2. Sollicitation de la colonne (fût).....	88
III.6.2. Calcule sismique.....	90
III.6.2.1. Les sollicitations du au cas sismique	100
III.6.3. Justification de la semelle.....	104
III.6.4. Dimensionnement des pieux	107
III.7. Étude de la culée.....	111

III.7.1. Introductions	111
III.7.1.2. Les dimensions des éléments	112
III.7.2. Calcul sismique.....	114
III.7.3. Justification de la semelle	125
III.7.4. Dimensionnement du pieu.....	128
III.8. Conclusion	131
Conclusion Générale.....	132
La bibliographique.....	133
Annexes	135

Liste des Figures :

Figure I. 1: les différentes composantes du pont.....	20
Figure I. 2 : Plan de Situation de l'ouvrage.....	21
Figure I. 4 : profil en long du pont	22
Figure I. 5 : Profil en travers	22
Figure I. 6 : Levé Topographique.....	23
Figure I. 7 : Implantation de l'ouvrage.....	23
Figure I. 8 : Extrait des cartes topologiques de Ramdane Djamel et Zighoud Yousef à l'échelle 1 :50.000	24
Figure I. 9 : Essai préssiométrique	25
.....	
Figure II. 1 : Largeur chargeable et largeur roulable	33
Figure II. 2 : la charge de A.....	33
Figure II. 3 : Système Bc	34
Figure II. 4 : coupe Longitudinale	35
Figure II. 5 : coupe Transversale du système du système Br.....	35
Figure II. 6: coupe plan du système Br.....	35
Figure II. 7 : système Bt.....	35
Figure II. 8 : Convoi Me 80	37
Figure II. 9 : Convoi Me 120	38
Figure II. 10 : Convoi type D280	39
Figure II. 11 : Convoie type D240.....	39
Figure II. 12 : Convoi type E400	39
Figure II. 13 : Convoi type E360	40
Figure II. 14 : Coupe longitudinale de la poutre.....	41
Figure II. 15 : Ligne d'influence sous le chargement A	42
Figure II. 16 : Les charges et leurs ordonnées.	42
Figure II. 17 : Résultante à droite de l'axe de la poutre, système Bc	43
Figure II. 18 : Résultante à gauche de l'axe de la poutre, système Bc.....	43
Figure II. 19 : Poutre sous le chargement Mc120	44
Figure II. 20 : Poutre sous le chargement D240.....	45
Figure II. 21: Poutre sous le chargement E360	45
Figure II. 22 : Poutre sous la charge du poids propre	46
Figure II. 23 : Poutre sous la surcharge A.....	46
Figure II. 24 : Poutre sous la surcharge Bc à (x=0L)	47
Figure II. 25 : Poutre sous la surcharge Bc à (x=0,25L	47
Figure II. 26 : Poutre sous la surcharge Mc120 (x = 0 L).....	47
Figure II. 27 : Poutre sous la surcharge Mc120	48
Figure II. 28 : Poutre sous la surcharge D240 (x = 0 L)	48
Figure II. 29: Poutre sous la surcharge D240 (x= 0 ,25 L)	48
Figure II. 30 : Poutre sous la surcharge E360 (x= 0L).....	48
Figure II. 31 : Poutre sous la surcharge E360 (x=0 L).....	49
.....	
Figure III. 1: Vue en 3D de l'ouvrage sur le logiciel Robot.....	51

Figure III. 2: Exemple d'introduction d'étanchéité	52
Figure III. 3: Exemple d'introduction (glissière de sécurité)	52
Figure III. 4 : Introduction de la surcharge de trottoir	52
Figure III. 5 : Diagramme des moments fléchissant à (L/2) ELU dus aux charges permanentes	53
Figure III. 6: Diagramme des moments fléchissant à (L/2) sous combinaison la plus défavorable à L'ELU (Sup+E360)	53
Figure III. 7 : Diagramme des moments fléchissant à (L/2) sous combinaison la plus défavorable à L'ELS (Sup+ E360)	53
Figure III. 8 : Diagramme des efforts tranchants à ELU sous charges permanentes	54
Figure III. 9 : Diagramme des efforts tranchants max a ELU (Sup + E360).....	54
Figure III. 10 : Coupe transversale au milieu de la poutre en béton armé L =20 m	55
Figure III. 11 : La contrainte de jonction Poutre –dalle (2ème étape) en flexion.....	57
Figure III. 12 : La contrainte de jonction	58
Figure III. 13 : Schéma de ferrailage à L/2.....	62
Figure III. 14 : Schéma de ferrailage à L/4.....	62
Figure III. 15 : modélisation de flèche.....	62
Figure III. 16 : Schéma des caractéristiques géométriques.....	64
Figure III. 17 : La représentation de la Coupe A-A2 du moment transversale maximale	64
Figure III. 18 : La représentation du moment transversale M _{yy} ELU 360.....	64
Figure III. 19: La représentation du moment transversale M _{yy} ELS 360	65
Figure III. 20 : La représentation du moment longitudinale M _{xx} ELU E360	65
Figure III. 21 : La représentation du moment longitudinale M _{xx} ELS 360	65
Figure III. 22 : Schéma ferrailage du moment longitudinal.....	67
Figure III. 23 : Schéma ferrailage du moment transversal.....	67
Figure III. 24 : Les vérins de levage du tablier	68
Figure III. 25 : Image plus détaillée sur les vérins de Levage du tablier	68
Figure III. 26 : Modélisation des entretoises	68
Figure III. 27 : Schéma de ferrailage pour entretoise (Ra).....	70
Figure III. 29 : Coupe transversale de la pile.....	71
Figure III. 30 : Coupe longitudinale du chevêtre.....	71
Figure III. 31 : Coupe transversale du Fût	72
Figure III. 32 : Vue latérale Gauche de la semelle.....	72
Figure III. 33 : Coupe transversale Des pieux.....	72
Figure III. 34 : modélisation de l'élément pile par logiciel AUTODESK Robot	72
Figure III. 35 : Disposition de la charge a ELU.....	74
Figure III. 36 : Disposition de la charge a ELS	75
Figure III. 37 : Moment max en travée et en appui sous la combinaison ELU	76
Figure III. 38 : Moment max en travée et en appui Sous la combinaison ELS	76
Figure III. 39 : Effort Tranchant Sous la combinaison ELU une travée chargée	77
Figure III. 40 : Disposition du moment a ELU.....	78
Figure III. 41 : Disposition du moment a ELS	79
Figure III. 42: Moment de torsion Sous la combinaison ELU une travée chargée.....	79
Figure III. 43: Moment de torsion Sous la combinaison ELS une travée chargée	80
Figure III. 44 : Schéma d'une section (chevêtre) en creux	80
Figure III. 45 : Schéma de ferrailage du chevêtre.....	82
Figure III. 46 : Schéma de ferrailage du chevêtre cas torsion	82
Figure III. 47 : Fût extrait vue latérale gauche	83
Figure III. 48 : Disposition des charges a ELU.....	85

Figure III. 49 : Disposition des charges a ELS	88
Figure III. 50 : Moment Sous la combinaison ELU	89
Figure III. 51: Moment Sous la combinaison ELS	90
Figure III. 52 : Effort normal max a Elu.....	90
Figure III. 53 : Effort normal max a Els	90
Figure III. 54 : moment sous le poid du tablier a ELU	101
Figure III. 55 : effort normal sous le poid du tablier a ELU.....	101
Figure III. 56: Effort normal sous le poid de la pile a ELU.....	102
Figure III. 57 : Schéma du ferrailage du fût	103
Figure III. 58 : Vu transversale de la semelle	106
Figure III. 59 : Coupe vu au-dessus de la semelle	106
Figure III. 60 : Schéma du ferrailage de la semelle pile	108
Figure III. 61 : Schéma de ferrailage du pieu	112
Figure III. 62: Coupe longitudinale de la culée	113
Figure III. 63: Coupe longitudinale du mur garde grève A	113
Figure III. 64: Coupe longitudinale du Garde grève B.....	113
Figure III. 66: Coupe longitudinale du mur frontale A.....	114
Figure III. 67 : Vu latérale gauche du mur retour A.....	114
Figure III. 68 : Vu latérale gauche du mur retour	114
Figure III. 69 : Coupe longitudinale de la dalle.....	114
Figure III. 70 : Coupe transversale d'un corbeau de la culée	114
Figure III. 71 : Vu dessus de la semelle.....	126
Figure III. 72 : Vu transversale	126
Figure III. 73 : Schéma du ferrailage de la semelle de la pile	128
Figure III. 74 : Schéma de ferrailage du pieu	132

Liste des Tableaux :

Tableau II. 1: Les charges permanentes structurales des éléments porteurs.....	31
Tableau II. 2: les charges permanentes non structurales des éléments annexes	32
Tableau II. 3: Les différentes valeurs des charges permanentes des éléments	36
Tableau II. 4: Coefficients de majoration des différentes combinaisons	40
Tableau II. 5: Moment fléchissant dû à la surcharge A pour $x = L/2$	42
Tableau II. 6: Moment fléchissant dû à la surcharge A (L) pour $x = L/2$	42
Tableau II. 7: Calcul des ordonnées	43
Tableau II. 8: Résultante à gauche de l'axe de la poutre, système Bc.....	44
Tableau II. 9: Le calcul des ordonnées.	44
Tableau II. 10: Récapitulatif du moment fléchissant dû aux surcharges	45
Tableau II. 11: Effort tranchant dû aux poids propre	46
Tableau II. 12: Effort tranchant dû à la surcharge A(L)	46
Tableau II. 13: Effort tranchant dû à la surcharge Bc à ($x=0L$).....	47
Tableau II. 14: Effort tranchant dû à la surcharge Bc à ($x=0,25L$).....	47
Tableau II. 15: Récapitulatif de l'effort tranchant dû aux surcharges	49
.....	
Tableau III. 1: Les caractéristiques des matériaux	56
Tableau III. 2 : Moment max Pour Ra a (ELU, ELS).....	68
Tableau III. 3 : moment max pour Rb en différents position	69
Tableau III. 4 : la sollicitation verticale et combinaison à ELU pour Ra.....	73
Tableau III. 5 : La sollicitation verticale et combinaison à ELU pour Rb	73
Tableau III. 6 : Combinaison à ELU	74
Tableau III. 7 : La sollicitation verticale et combinaison à ELS pour Ra.....	74
Tableau III. 8 : la sollicitation verticale et combinaison à ELS pour Rb	75
Tableau III. 9: Combinaison à ELU	78
Tableau III. 10 : Combinaison à ELS	78
Tableau III. 11 : Combinaison elu poid propre du tablier	83
Tableau III. 12 : Combinaison elu surcharge Bc	84
Tableau III. 13 : Combinaison elu charge sur trot	84
Tableau III. 14 : Combinaison elu totale	85
Tableau III. 15 : Combinaison els Poids du tablier	85
Tableau III. 16 : Combinaison els surcharge Bc	86
Tableau III. 17 : Combinaison els charge sur trottoir	87
Tableau III. 18 : Combinaison els totale.....	87
Tableau III. 19 : Des valeurs T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale.....	92
Tableau III. 20 : Tableau récapitulatif à détermination des sollicitations au niveau de la semelle de la pile	104
Tableau III. 21 : tableau récapitulatif de surcharge d'exploitation	104
Tableau III. 22 : tableau récapitulatif de justification Des états limites (ultime, sismique, service) de mobilisations de la capacité portante du sol au niveau de la pile.....	104
Tableau III. 23 : justification des pieux cas etat limite ultime	108
Tableau III. 24 : Justification des pieux cas etat limite sismique	110
Tableau III. 25 : Justification des pieux etat limite de service.....	111

Tableau III. 26 : tableau des valeurs T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale	115
Tableau III. 27 : tableau des valeurs T_1 , T_2 pour la composante verticale	119
Tableau III. 28 : tableau récapitulatif de surcharge d'exploitation	124
Tableau III. 29 : Justification des pieux cas etat limite ultime	129
Tableau III. 30 : Justification des pieux cas etat limite sismique	130
Tableau III. 31 : Justification des pieux etat limite de service	131

Lise des abréviations

A : coefficient d'accélération de la zone

A : La largeur de la semelle

a 2 : Coefficient

A(I) : Le système de charge

A1 : les armatures transversales relatives à un couple de pieux

A2 : Les armatures longitudinales

As : section d'armature longitudinale

As peau : armatures de peau

At : section d'armature transversale

B : Le système de charge

b : largeur

b0 : la largeur de l'âme

b0 : épaisseur de la paroi (cas chevêtre a la torsion)

Bc : camions types,

bc : Coefficient de classe.

Br : roue isolée,

Bt : essieux-tandems

Bt : Un tandem du système.

bt : Coefficient de classe.

B' : la largeur apparente du pieu

C : coefficient de réaction du sol

d : Entre axe des poutres

d' : la hauteur utile

E : Module d'élasticité

e : épaisseur

E : le module de déformation instantanée du béton

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

E : Module d'Young du matériau de l'appui

Ee : Module d'élasticité

Eij : Module de déformation instantanée du béton (E_{ij})

Ev : la force verticale totale

Evj : Module de déformation longitudinal différée du béton

f : La flèche

fc28 : La Résistance à la compression

fc_m : La Résistance à la compression moyenne

fck : la résistance caractéristique à la compression du béton, mesurée sur éprouvette normée (généralement un cylindre de 16 × 32 cm) à 28 jours.

F long : composante longitudinale du séisme

F mur frontal : Effort sismique de la rupture du sol derrière la culée

F mur frontal : Effort statique de la rupture du sol derrière la culée

F semelles : Effort sismique de la rupture du sol derrière la culée

F semelles : Effort statique de la rupture du sol derrière la culée

F trans : composant transversal du séisme

F transversale : Effort transversal global

F vert : composante Verticale du séisme

F verticale : Effort Vertical global

Fad : Force de poussée dynamique des terres

Fy : l'effort de freinage

G : la charge permanente.

G : Module de cisaillement

g : accélérateur de la pesanteur

G : le module de cisaillement de l'appui mobile en élastomère

Gmax : l'ensemble des actions permanentes défavorable

h : hauteur

H : est la hauteur du mur ;

hs : hauteur de semelle

HSL : Composante longitudinale du séisme

HST : Composante transversale du séisme

I : le moment d'inertie

i : Rayon de giration

I : l'inertie longitudinale d'un fût

I : moment d'inertie de la section du pieu

I_g : Le moment d'inertie de la section brut

K : La Raideur de l'ensemble des appuis du système

K_{ad} : Coefficient de poussée dynamique des terres

l : la hauteur du fût de la pile

L : (hauteur de la pile) : (hauteur de la colonne + hauteur chevêtre)

L : entraxe des pieux sens de A

L_c : La largeur chargeable

L_{ic} : Largeur incliné

L_k : Longueur de flambement effective

L_r : La largeur roulable

L_v : La largeur d'une voie

M : moment fléchissant

M : Masse Totale de la Structure en Mouvement.

M_{pl} : moment du au composante longitudinale

M₀ : moment maximal dans chaque poutre

M_{0U} : le moment sollicitant la tête d'un pieu sous la combinaison fondamentale défavorable

M₈₀ ou M₁₂₀ : Les charges militaires

M_L : moment longitudinale dû aux composantes longitudinales du séisme

M_{max} : moment fléchissant maximale

M_{pT} : moment du au composante transversale

M_s : moment a els

M_{TR} : moment transversale dû aux composantes longitudinales du séisme

M_{tu} : Moment de torsion

M_u : moment a elu

M_x : le moment longitudinal rapporté au centre de la semelle

M_{XX} : Moment longitudinale

M_{YY} : Moment Transversale

N : Nombre de voies

N : nombre de poutre

n : le nombre de fûts de la pile

n : le nombre d'appareils d'appui par appui

N : effort vertical total rapporté au centre de la semelle

n : nombre de pieux

N adm : Effort normal admissible

N max : effort normal maximale

N0U : effort normal sollicitant la tête d'un pieu sous la combinaison fondamentale défavorable BC

P : la charge

P : charge surcharge trottoir : La charge sur le trottoir

P_{Bc} : La charge du système Bc.

P_{Bt} : La charge du système.

Q_r : les charges de chaussées A(1) ou B avec les charges de trottoirs

Q_{rp} : les charges militaires ou exceptionnelles

RA : réaction à gauche

RB : réaction à droite

R_{max} : la charge verticale supportée par la file des pieux avant

R_{min} : la charge verticale supportée par la file des pieux arrière

RO : Poids volumique

S : la charge B maximale.

S : coefficient de site

S : section de l'appui

S_{ae} (T) : le spectre élastique de réponse longitudinal

S_d : le moment statique de l'aire de la dalle

S_t : espacement

T : effort tranchant

T : l'effort tangentiel

T : est la période fondamentale du système

T₀ : effort tranchant maximale dans chaque poutre

T_{0U} : effort horizontal sous la combinaison fondamentale et L'effort de freinage de BC

T₁, T₂ : période caractéristiques associées à la catégorie du site

T_{max} : effort tranchant maximale

τ_u : contrainte de cisaillement

V_{pl} : effort tranchant longitudinale

V_{pT} : effort tranchant transversale

Vs : Composante Verticale du séisme

Vu : la valeur de calcul de l'effort tranchant

Y0 : Axe neutre

Yi : cordonnée du pieu selon y

Zh : bras de levier pour les

Introduction Générale

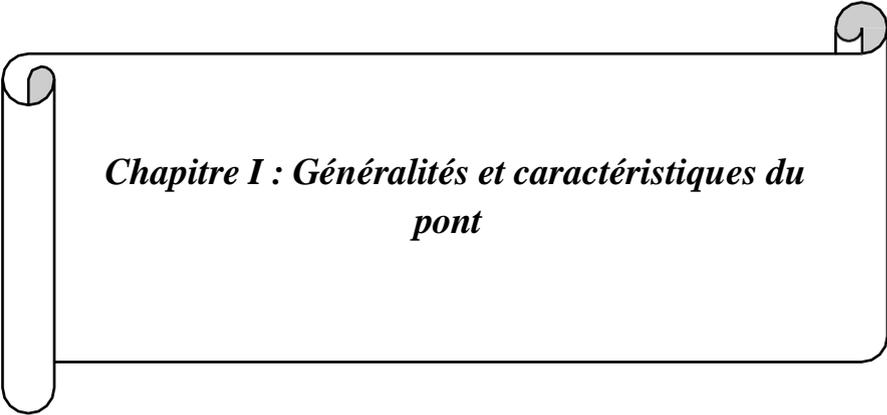
Le développement des infrastructures de transport est un levier essentiel pour la croissance économique, la fluidité des échanges et la réduction des disparités régionales. Dans ce contexte, la construction d'ouvrages d'art, et en particulier de ponts, constitue un enjeu majeur pour assurer la continuité du réseau routier, franchir des obstacles naturels et répondre à une demande croissante en mobilité. Les ponts sont des éléments structurants qui doivent non seulement répondre à des critères de sécurité, de durabilité et de fonctionnalité, mais aussi s'adapter aux contraintes géographiques et environnementales du site.

La présente étude s'inscrit dans le cadre de la réalisation d'un projet de franchissement de l'oued Barous, situé dans la wilaya de Skikda, dans le but de relier un axe local au niveau de la RN85. Cette initiative s'intègre dans une opération de dédoublement routier visant à améliorer la circulation, réduire les temps de trajet et renforcer la sécurité des usagers. Le projet retenu consiste en un pont à poutres en béton armé, alliant efficacité structurale, facilité de mise en œuvre et maîtrise des coûts.

Ce travail de fin d'études a pour objectif, l'étude la modélisation et le dimensionnement de cet ouvrage, en se basant sur les normes du BAEL, pour le dimensionnement en béton armé et le RPOA 2008 pour la prise en compte des actions sismiques. L'étude a été menée à l'aide de logiciels professionnels de calcul et de modélisation, notamment **Autodesk Robot Structural Analysis**, permettant d'effectuer une analyse détaillée des efforts, des déformations et des contraintes agissant sur les différents éléments structuraux du pont.

Le mémoire est structuré en plusieurs chapitres : une première partie est consacrée à l'étude préliminaire, comprenant l'analyse du site, le choix du type de pont et la définition des paramètres géométriques. Ensuite, une étude approfondie de la répartition transversale des efforts est réalisée, suivie par le dimensionnement de la superstructure (poutres principales, dalle de roulement, entretoises) et de l'infrastructure (culées, semelles, fondations). Une attention particulière est portée à l'étude sismique, compte tenu du contexte géographique de la région de Skikda classée en zone sismique active. Enfin, une synthèse des résultats obtenus est présentée, accompagnée de recommandations techniques et de propositions d'amélioration.

Ce travail constitue une mise en pratique concrète des connaissances théoriques acquises au cours de ma formation en génie civil. Il vise également à développer une méthodologie rigoureuse pour l'analyse et la conception d'ouvrages d'art, en prenant en compte les exigences normatives, les contraintes du terrain et les besoins réels du maître d'ouvrage.



*Chapitre I : Généralités et caractéristiques du
pont*

I.1. Introduction :

Les ponts sont des structures conçues pour franchir des obstacles naturels ou artificiels, assurant sécurité, durabilité et fonctionnalité. Le pont joue un rôle central dans les infrastructures de transport, facilitant les échanges et reliant des zones isolées, sa conception nécessite des compétences avancées en ingénierie, matériaux et géotechnique.

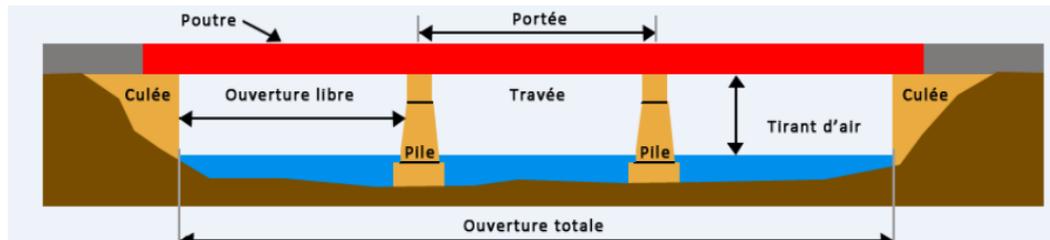


Figure I. 1 : les différentes composantes du pont

I.2. Différentes parties d'un pont :

Un pont est composé de plusieurs parties citées (tablier, appuis, fondations)

-Tablier

Le tablier est la partie horizontale du pont qui supporte la circulation (véhicules, piétons, trains). Il peut être réalisé en acier, en béton armé, en béton précontraint ou en structure mixte acier-béton

- **Les appuis :**

Les appuis sont les éléments qui supportent le tablier et transmettent les charges vers les fondations.

- **Les fondations :**

Les fondations peuvent être, superficielles ou profondes, assurent la transmission des charges au sol et garantissent la stabilité du pont face aux sollicitations diverses.

I.3. Présentation de l'ouvrage

-L'ouvrage d'art OA01, situé au PK 43+800 sur l'Oued Barous à Skikda, s'inscrit dans le projet de dédoublement de la RN 85 afin de renforcer la sécurité, améliorer la fluidité du trafic et répondre à l'augmentation de la mobilité, en complément de l'ouvrage existant devenu insuffisant.

Le projet consiste en la réalisation d'un pont à poutres en béton armé à deux travées isostatiques de 20 m chacune, composé de 7 poutres principales

-L'ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

- Pont à poutre en béton armé.
- longueur totale **L= 40m**

- largeur $L = 10,35$ m.



Figure I. 2 : Plan de Situation de l'ouvrage

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers, on distingue :

- **Les exigences fonctionnelles** qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.
- **Les exigences naturelles** qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble.

I.3.1 Données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles définissent les caractéristiques nécessaires pour que le pont remplisse sa fonction de franchissement, incluant la géométrie de la voie, les charges, le trafic, et les dispositifs de sécurité, tout en guidant le choix de la structure et des matériaux dans le respect des contraintes techniques, économiques et environnementales.

a) Tracé en plan :

Le tracé en plan est la projection horizontale de son axe, composé d'alignements, de courbes et de raccordements progressifs. Il est conçu en fonction des contraintes du terrain et des exigences de sécurité, de confort et de visibilité pour les usagers.

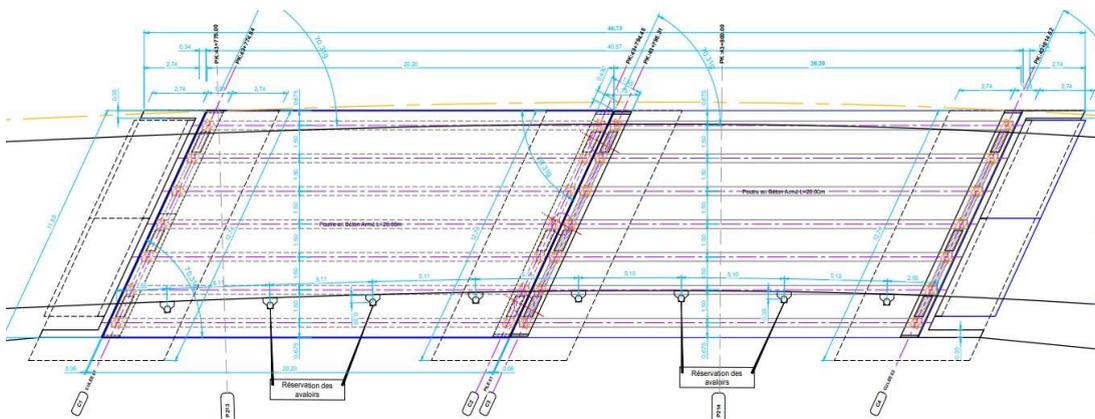


Figure I. 3 : Tracé en plan

b) Profil en long

Le profil en long est une coupe verticale suivant l'axe de la route, montrant la variation d'altitude en fonction de la distance. Il permet de visualiser pentes, rampes et reliefs, facilite la conception et la perception du tracé, et sert à estimer les volumes de terrassement et à optimiser les coûts d'aménagement.

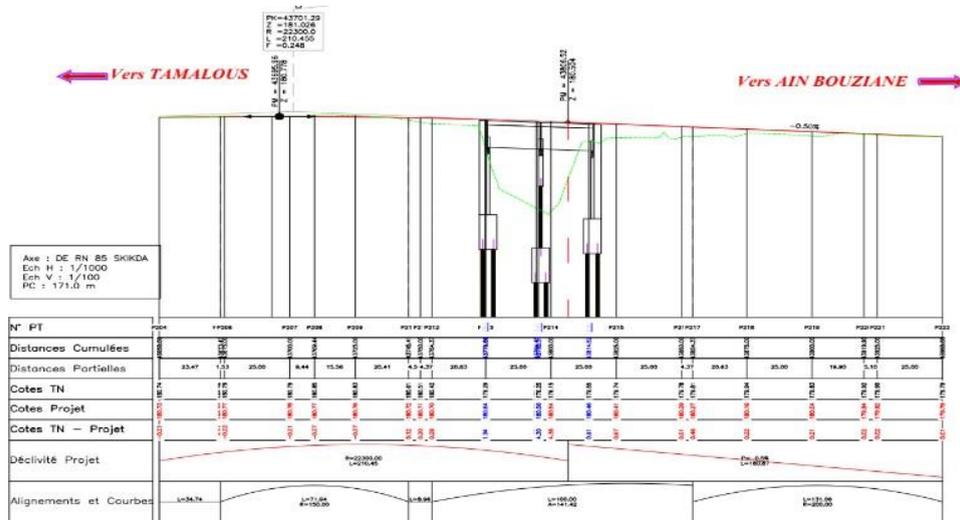


Figure I. 4 : profil en long du pont

c) Profil en travers :

Représentation verticale perpendiculaire à l'axe d'un ouvrage montrant sa structure et ses dimensions latérales

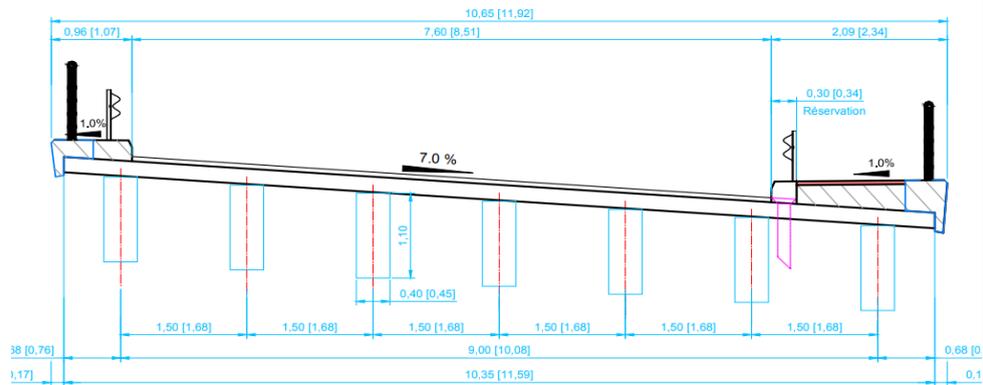


Figure I. 5 : Profil en travers

I.3.2. Données naturelles

I.3.2.1. Données géologiques

Les données géologiques regroupent les informations sur la nature, la structure et la résistance du sol et du sous-sol. Elles sont cruciales pour dimensionner les fondations et assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Ces données incluent les types de sols, la stratigraphie, la nappe phréatique, les risques géotechniques et les caractéristiques géomorphologiques.

I.3.2.2. Contexte topographique

Le site du projet, situé le long de la RN 85 dans la wilaya de Skikda, présente une topographie vallonnée avec des altitudes entre 174 m et 189 m. Le terrain présente une pente légère vers l'oued Barous, nécessitant des aménagements spécifiques pour stabiliser les talus et remblais. La présence de l'oued impose également la mise en place d'ouvrages hydrauliques adaptés pour assurer l'écoulement des eaux et prévenir l'érosion. .

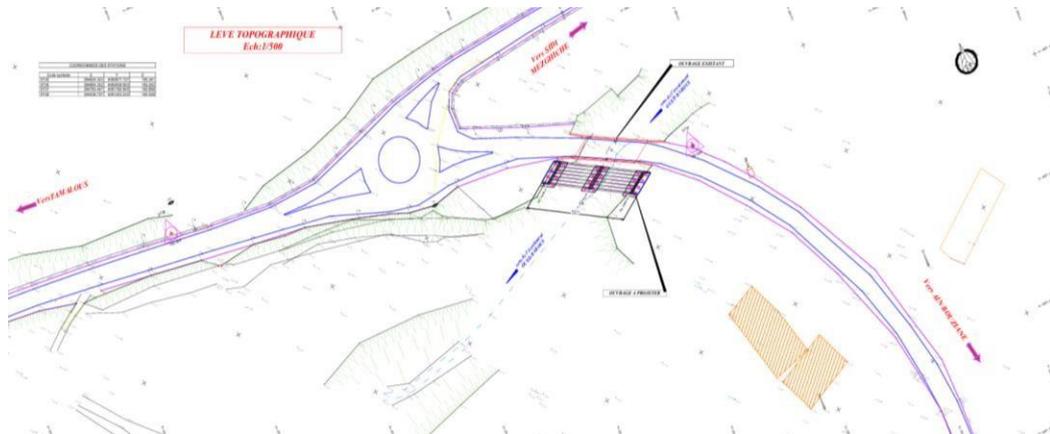


Figure I. 6 : Levé Topographique



Figure I. 7 : Implantation de l'ouvrage

a) Contexte géomorphologique du site :

Le site du projet se situe dans l'Atlas Tellien, caractérisé au nord par des formations métamorphiques paléozoïques et au sud par des formations sédimentaires de l'Éocène supérieur et des alluvions récentes. Le sous-sol, situé dans une basse vallée, est constitué exclusivement d'alluvions récentes. Du lit majeur de l'oued Barous, composées de limons sableux et graveleux avec galets roulés hétérométriques.

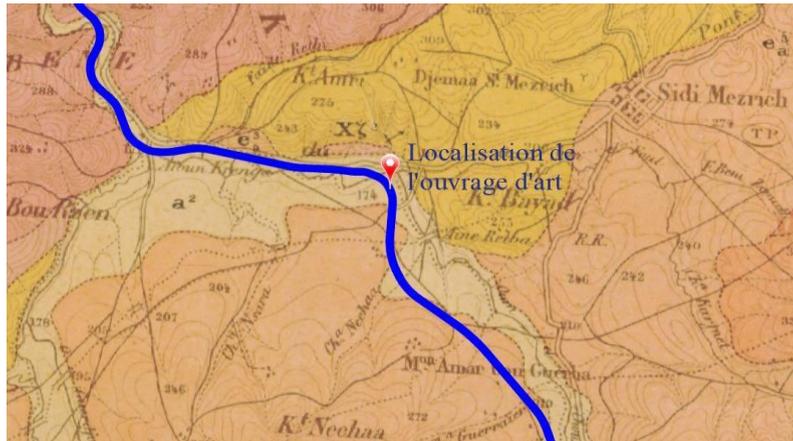


Figure I. 8 : Extrait des cartes topologiques de Ramdane Djamel et Zighoud Yousef à l'échelle 1 :50.000

La figure ci-dessus présente : **Service géographique de l'Armée.** Carte géologique détaillée – Feuille St Charles. Algérie (Dépt de Constantine), échelle 1:50 000. Paris : Imprimerie Nationale, vers 1940.

Légende :

Le trait bleu : représente le long de la route nationale (**RN 85**)

 a ²	Alluvions récentes	 e ³ a	Argile et grés (Numidien inférieur)
 e ³ b	Grés de numide	 e ³ p	Poudingues de grés

I.3.3. Données géotechniques :

Les données géotechniques décrivent les caractéristiques des sols et roches du site. Elles permettent d'évaluer leur nature, résistance, compacité et agressivité, afin de définir le type et la profondeur des fondations, ainsi que d'assurer la stabilité des talus et des soutènements.

Consistance du programme géotechnique :

a) Essai In-Situ :

03 sondages carottés (SC3, SC4, SC5) de 15m de profondeur chacun.

03 sondages préssiométrique (SP3, SP4, SP5) de 15 m de profondeur chacun.

Ses sondages donnés dans l'annexe 1

b) Essais de laboratoire :

Mis à part l'analyse chimique aucun essai, physique et mécanique n'a été réalisé à cause de la nature grenue des échantillons prélevés (sols alluvionnaires incohérents).

Ainsi le calcul des fondations sera évalué à partir des essais préssiométrique.

L'analyse lithologique par carottage permet d'identifier les différentes couches du sous-sol en prélevant des échantillons. Elle fournit une coupe stratigraphique précise, utile pour évaluer la portance, la stabilité du terrain et orienter le choix des fondations.

Essai préssiométrique :

L'essai préssiométrique est un test in situ utilisé en géotechnique pour déterminer la rigidité et la résistance des sols. Il consiste à dilater un manchon dans un forage pour mesurer la réaction du sol. Il fournit deux paramètres clés : le module préssiométrique (**Em**) et la pression limite (**Pl**), utiles pour concevoir les fondations d'ouvrages comme les routes et les ponts (voir

Annexe 3).



Figure I. 9 : Essai préssiométrique

Sondage préssiométrique

Les résultats du sondage préssiométrique (SP03, SP04, SP05) sont figurés dans (l'annexe 4) représentent les caractéristiques mécaniques (E), (PL), mesurées dans les forages ainsi que du rapport(E/PL) en fonction de la profondeur

Les valeurs des essais préssiométrique (module de déformation E et pression PL) augmente régulièrement avec la profondeur.

Les valeurs qui sont moyennes à élevées à partir de 2 m de profondeur caractérisent un sol de catégorie S2 (sol ferme) selon RPAO 2024

I.3.4. Analyse chimique :

L'analyse chimique des sols regroupe des méthodes en laboratoire permettant d'évaluer la composition chimique du sol (sulfates, carbonates, chlorures, etc.) afin d'estimer ses propriétés mécaniques et son impact sur les matériaux. Les résultats sont regroupés dans – (Annexe 2).

RAPPORT D'ANALYSE CHIMIQUE

Le rapport a été réalisé à partir de :

-SOMMAIRE SELON NF EN 1744-1+A1

-CARBONATES SELON NF P 94-048

- L'agressivité du sol vis-à-vis de l'armature du béton est classée selon NA16002/2006 modérée ce qui nécessite une protection par la peinture bitumineuse.

I.4. Caractéristiques des matériaux

I.4.1. Béton

Le béton, matériau composite à base de ciment, d'eau et de granulats, est apprécié en construction pour sa résistance à la compression, sa durabilité et sa capacité à être moulé, ce qui en fait un choix idéal pour les ponts.

a) Résistance à la compression (f_{cj}) :

La résistance à la compression du béton, exprimée en MPa, mesure sa capacité à supporter des contraintes avant rupture et constitue un critère essentiel pour le dimensionnement des structures. .

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (Pour la culée, entretoise, mur en retour et fondation)

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ (Pour les poutres et dalle)

b) Résistance à la traction (f_{tj}) :

La résistance à la traction du béton, évaluée à un âge donné, reflète sa capacité à résister aux efforts de traction et sert principalement au contrôle du béton jeune.

Elle est définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (MPa)} \dots (1)$$

-pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

-pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

c) Contrainte admissible en compression pour le béton :

La contrainte admissible en compression du béton (σ_{bc}') correspond à la contrainte maximale supportée en service sans dommage, et elle est définie comme une fraction de la résistance caractéristique à 28 jours pour garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage, exprimer la formule suivante :

$$\sigma_{bc}' = 0,6 \times f_{c28} \dots (2)$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc}' = 15 \text{ MPa}$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc}' = 18 \text{ MPa}$

d) Module de déformation instantanée du béton (E_{ij})

Le module de déformation instantanée du béton E_{ij} exprime sa rigidité sous des charges de courte durée, et se calcule comme le rapport entre contrainte et déformation instantanée,

généralement estimé à partir de la résistance à la compression selon des formules normatives suivante :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa) } \dots\dots(3)$$

-pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\Rightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$

-pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ $\Rightarrow E_{i28} = 34179,56 \text{ MPa}$

e) Module de déformation longitudinale différée du béton (E_{vj}) :

Le module différé E_{vj} tient compte du fluage et permet d'estimer la rigidité du béton sous charges permanentes à long terme, en étant inférieur au module instantané et calculé selon les normes à partir de ce dernier et du coefficient de fluage.

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa) } \dots\dots(4)$$

-Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\Rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$

-Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ $\Rightarrow E_{v28} = 11496,76 \text{ MPa}$

f) Coefficient de poisson :

Il représente le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale sous sollicitation axiale.

-Pour le béton non fissuré, il est pris égal à :

- ($\nu = 0.20$) ELS (reflétant le comportement élastique du matériau avec une dilatation latérale proportionnelle à la compression longitudinale.)

-Pour les zones fissurées, il est pris égal à :

- ($\nu = 0$) ELU (il nous permet de prendre en compte la rupture de la continuité interne et la dissipation des contraintes transversales.)

g) Contrainte de compression du béton :

-Il s'agit de la contrainte de calcul maximale que le béton peut supporter en compression dans les conditions de sollicitation extrêmes. Elle est exprimée par la relation :

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots\dots (5)$$

σ_{bc} : contrainte de calcul

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.5$ en général

$\gamma_b = 1.15$ dans le cas de combinaisons accidentelles

θ = coefficient d'application d'actions.

(Le coefficient de minoration **0.85** a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton)

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

-Dans le cas des combinaisons fondamentales :

$$f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$$

Dans le cas des combinaisons accidentelles :

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Dans le cas des combinaisons fondamentales :

$$f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

Dans le cas des combinaisons accidentelles :

$$f_{bu} = 22,17 \text{ MPa}$$

I.4.2. Aciers

L'acier, matériau ductile à haute résistance, reprend les efforts de traction dans le béton armé grâce à son adhérence efficace assurée par ses nervures.

-Les armatures pour béton armé sont des aciers à haute adhérence :

On adopte une nuance de : **FeE500**

-La limite d'élasticité garantie est : $f_e = 500 \text{ MPa}$

a) Module d'élasticité :

Le module d'élasticité E_e mesure la rigidité d'un matériau en exprimant le rapport entre contrainte et déformation dans sa phase élastique : $E_e = 200\,000 \text{ MPa}$

b) Contrainte de traction :

C'est la valeur de la contrainte que l'on considère comme sécuritaire pour l'acier dans les calculs de dimensionnement d'une structure en béton armé. Elle est inférieure à la résistance réelle de l'acier pour garantir la sécurité.

A ELU :

Elle est exprimée par la relation :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots(6)$$

Pour les combinaisons fondamentales $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$.

Pour les combinaisons accidentelles $\gamma_s = 1,00 \Rightarrow \sigma_s = 500 \text{ MPa}$.

A ELS :

C'est la contrainte maximale que l'acier d'armature est autorisé à atteindre pour garantir que la structure réponde à des critères de service spécifiques, notamment en termes de limitation de l'ouverture des fissures.

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28}) \right] \dots\dots(7)$$

Cas d'une fissuration étant préjudiciable :

Pour : $f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$

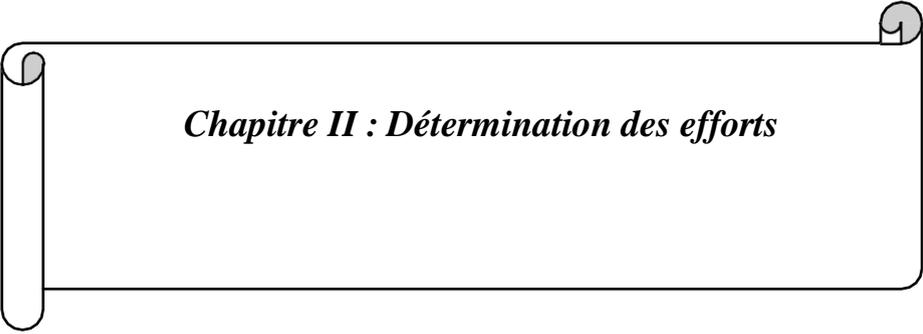
$\sigma_{st} = 250 \text{ MPa}$

Pour : $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 250 \text{ MPa}$

I.5. Conclusion

Ce chapitre a posé les fondements techniques du projet, en présentant les composants essentiels d'un pont, les matériaux utilisés ainsi que les conditions géotechniques et topographiques du site. Ces éléments constituent la base indispensable pour le dimensionnement rationnel de l'ouvrage étudié.



Chapitre II : Détermination des efforts

II.1. Introduction

Le calcul d'un pont consiste d'abord à évaluer les différentes charges et surcharges (trafic, séisme) agissant sur la structure, conformément normes et Documents Techniques Réglementaires (DTR), afin d'assurer sa sécurité et sa durabilité d'une part. Et à déterminer en suite, les efforts qui s'appliquent dans le sens longitudinal d'autre part.

II.2. Charges agissantes sur le tablier

Les multiples charges agissantes sur le tablier sont les charges permanentes et les charges de trafic.

II.2.1 Charges permanentes :

Les charges permanentes, qui représentent l'ensemble des actions constantes dans le temps, sont généralement subdivisées en deux catégories principales afin de mieux les intégrer dans l'analyse structurelle.

-La première regroupe les charges permanentes structurales :

Ce sont les charges dues aux éléments porteurs de l'ouvrage :

- Poids propre de la poutre
- Poids propre de la dalle
- Poids propre de l'entretoise

Le tableau ci-dessous rassemble les différentes charges appliquées à l'ouvrage :

Tableau II. 1: Les charges permanentes structurales des éléments porteurs

Les éléments	Les charges (KN /ml)
Poutre	77 KN/ml
Dalle	57 ,9 KN/ml
Entretoise	9 KN/ml

La seconde catégorie concerne les charges permanentes non structurales :

Ce sont les charges dues aux éléments annexes mais fixes :

Revêtement de chaussée

Etanchéité

Trottoirs

Garde-corps

Glissière de sécurité

Terre-plein

Chapitre II : Détermination des efforts

Le tableau ci-dessous rassemble les différentes charges appliquées à l'ouvrage :

Tableau II. 2: les charges permanentes non structurales des éléments annexes

Les éléments	Les charges (KN /ml)
Etanchéité	0,11 KN /m²
Revêtement	1,410 KN/m²
Trottoir	9,725 KN/m²
Garde-corps	0,6 KN /m
Glissière de sécurité	0,6 KN / m

II.3. Les Surcharges

Les surcharges A et B, définies par le RCPR (Règlement de Charge pour les Ponts Routiers), modélisent les effets du trafic routier sur les ponts. D'autres surcharges incluent les charges militaires (Mc, Me) et les surcharges exceptionnelles (types D et E)

II.3.1. Caractéristiques du Pont

Les caractéristiques nécessaires pour l'évaluation de système de surcharges routières sont :

a) La largeur roulable (Lr) :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

La largeur droite d'une traves d'un pont **L = 10,35 m**

Largeur de la corniche (La corniche) = **0,15 m**

-On a d'un côté un **terre-plein** pour jumeler avec l'ouvrage existant = (0,96 -0,15) = **(0,81 m)**

-L'autre côté un **trottoir** = (2,09 -0,15) = **1,94 m**

-Donc largeur **roulable** : **L = 10,35 – (0,81+ 1,94) = 7,6 m**

b) La largeur chargeable (Lc) :

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.

Alors :

- largeur chargeable = (on a la glissière de sécurité dans les Deux 02 côté) donc d'après RCPA

- **largeur chargeable** = L roulant – (0,5 x 2)..... (8)

- **largeur chargeable** = 7,6 – (2 x 0,5) = 6,6 m

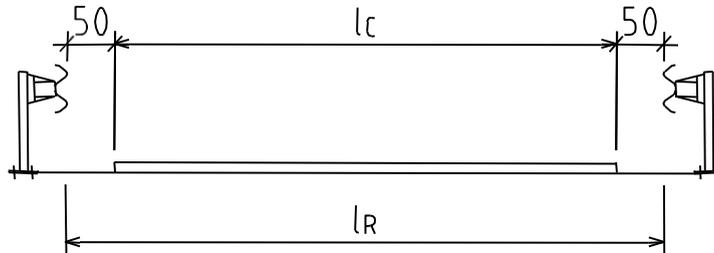


Figure II. 1 : Largeur chargeable et largeur roulable

c) Nombre de voies (N) :

La largeur chargeable d’une chaussée permet de déterminer le nombre de voies, en divisant cette largeur par 3 et en prenant la partie entière du résultat. Par exception, une chaussée entre 5 m et 6 m de large est considérée comme ayant deux voies (En prenant la partie entière) on aura

$$N = \frac{L_c}{3} = \frac{6,6}{3} = 2 \text{ voies} \dots\dots\dots(9)$$

d) La largeur d’une voie (L_v) :

Correspond à la dimension transversale réservée à une seule bande de circulation pour un véhicule, elle est donnée par le rapport suivant :

$$L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{6,6}{2} = 3,3 \text{ m} \dots\dots\dots (10)$$

e) La classe de pont :

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable qui sont les suivants :

[L_r > 7 m] notre pont est un pont de la **1 ère classe**

II.3.2. Système de charge A

Ce système représente des charges uniformément. L’intensité de la charge A(L) en kN/m², varie selon la longueur chargée :

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{l+12} \dots\dots\dots(11)$$

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{19,40+12} \approx 13,765 \text{ KN /m}^2$$

$$A = a_1 \times a_2 \times A(L) \dots\dots\dots (12)$$

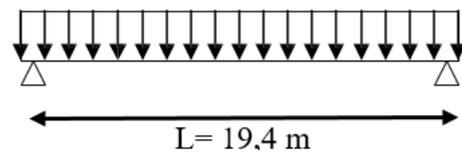


Figure II. 2 : la charge de A

En fonction de la classe du pont et nombre de voies chargés,

2 voies et un pont de la 1 ère classe

a1= 1

D'autre part, A est multiplier par un autre coefficient (**a 2**) donné par :

$V_0 =$ est déterminé par la classe du pont ($V_0 = 3,5$ m)

Alors :

$$a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3,6}{3,3} = 1,06 \dots\dots\dots (13)$$

Alors la charge A

$$A = 1 \times 1,06 \times 13,765 = 14,59 \text{ KN/m}^2$$

II.3.3. Système B

Le système de charges B est composé de trois types de sollicitations à étudier séparément pour chaque élément du pont :

- **Bc** : camions types,
- **Br** : roue isolée,
- **Bt** : essieux-tandems (appliqué uniquement aux ponts de 1re et 2e classe).
Les systèmes Bc et Br concernent tous les ponts, quel que soit leur classement.
- **Système Bc :**

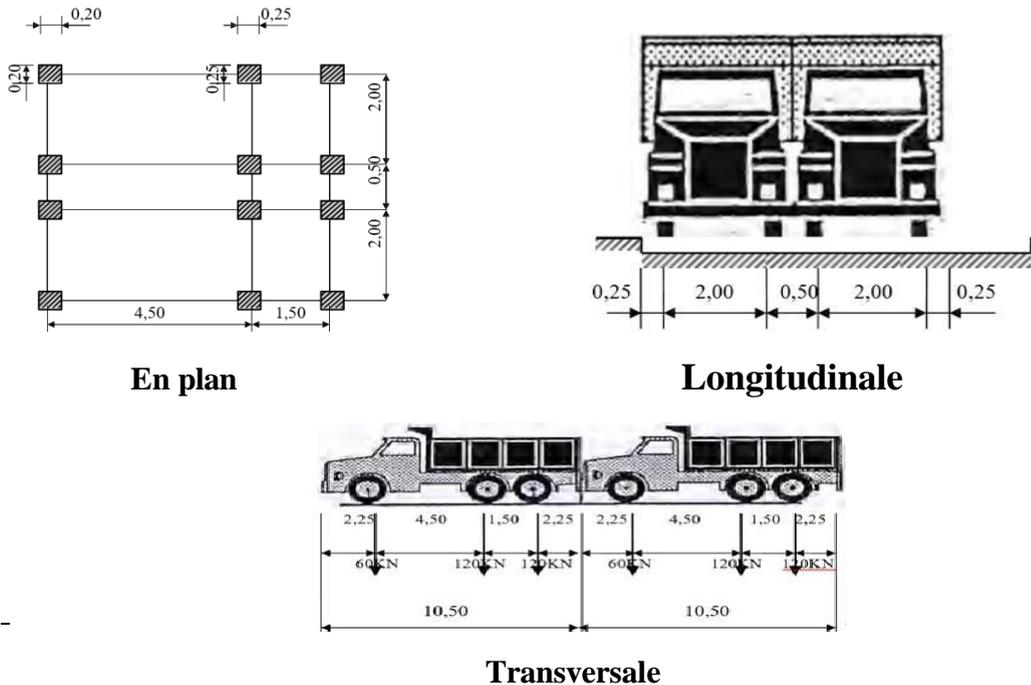


Figure II. 3 : Système Bc

[bc = 1,1] pour N=2 et pont de la 1 ère classe

La charge du système Bc :

$$P_{Bc} = (60+120+120+120+120+60) \times 1,1 \times 2$$

$$P_{Bc} = 1320 \text{ KN}$$

• **Système Br :**

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 100 kilo Newtons.

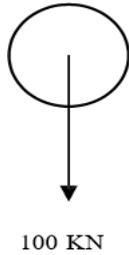


Figure II. 4 : coupe Longitudinale du système Br



Figure II. 5 : coupe Transversale du système Br

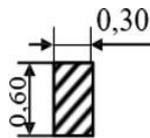
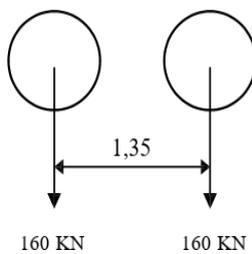


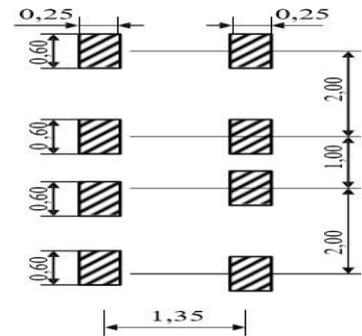
Figure II. 6: coupe plan du système Br

• **Système Bt :**

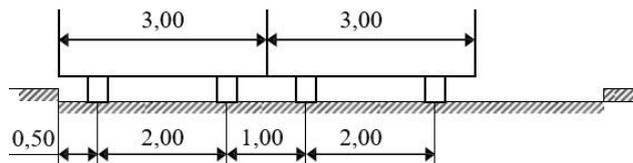
Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques avec la Charge portée par chaque essieu = 160 KN



Longitudinale



En Plan



Transversale

Figure II. 7 : système Bt

Le coefficient bt est choisi en fonction de la classe du pont :

Alors (bt= 1,2)

-Calculer P_{Bc} :

$$P_{Bt} = (16+16) \times 1,2 \times 2$$

$$P_{Bt} = 76,8 \text{ KN}$$

II.3.4. Le Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes Bc ,Bt, Br est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times L} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{G}{S}} \dots\dots\dots(15)$$

Dans laquelle :

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

G : la charge permanente (KN)

S : la charge B maximale.

Le calcul des charges permanente :

Les charges permanentes G sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

Tableau II. 3: Les différentes valeurs des charges permanentes des éléments

Les éléments	Charge permanente (KN)
Poutres	1540
Dalle	1045,417
Entretoise	66,501
Étanchéité	16,879
Revêtement	216,366
Trottoir	380,971
Terre-plein	128,72
Garde-corps	24,24
Glissière de sécurité	24,24
G	3442,917

Cas du système B :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 19,40} + \frac{0,6}{1 + (4 \times \frac{3442,917}{1320})} = 1,134$$

• Deux voies chargées :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 19,40} + \frac{0,6}{1 + (4 \times \frac{3442,917}{1320})} = 1,134$$

- **E. Avant** = $n \times 6 \times \delta_{bc} \times bc = 2 \times 6 \times 1,134 \times 1,1 = 14,968 \text{ t}$
- **E. Arrière** = $n \times 12 \times \delta_{bc} \times bc = 2 \times 12 \times 1,134 \times 1,1 = 29,93 \text{ t}$

On aura δ_{bc} comme suite :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 19,40} + \frac{0,6}{1 + (4 \times \frac{3442,917}{1320})} = 1,134$$

• Charges militaires :

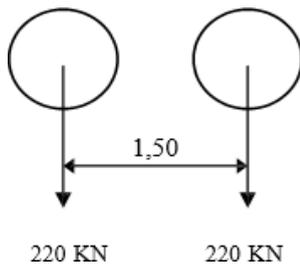
Les **charges militaires** visent à assurer que les ponts peuvent supporter les convois des classes **M80** ou **M120**, parfois plus contraignants que les charges A et B. Le **CCTP** indique la classe à appliquer.

Chaque classe comprend deux systèmes à analyser séparément :

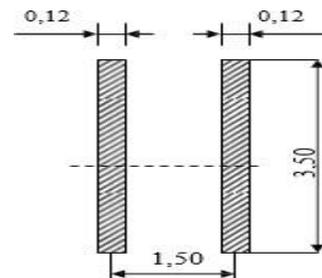
- **Mc** : véhicules à chenilles
- **Me** : groupe de deux essieux
Ces systèmes ne doivent pas être combinés avec d'autres charges routières.

• Système Mc :

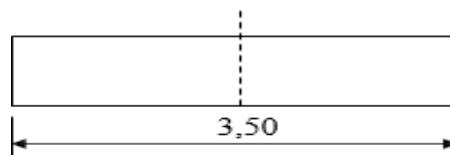
Convoi Mc 80 :



Longitudinale



En Plan



Transversale

Figure II. 8 : Convoi Me 80

• **Convoi Me 120**

Les deux essieux qui constituent le système Me 120 sont distants de 1.80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une charge de 330 kilo newtons

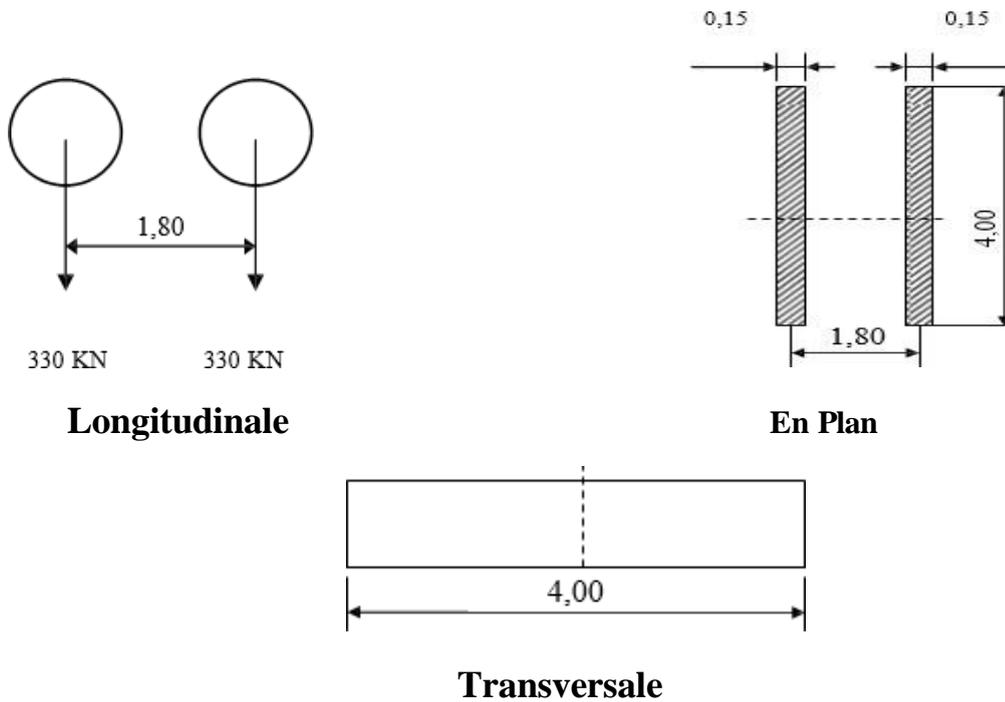


Figure II. 9 : Convoi Me 120

Système Mc120 :

$$\delta_{M120} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 19,40} + \frac{0,6}{1+(4 \times \frac{3442,917}{1100})} = 1,126 \approx 1,13$$

Système Mc80 :

$$\delta_{Me\ 80} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 19,40} + \frac{0,6}{1+(4 \times \frac{3442,917}{720})} = 1,1$$

• **Charges exceptionnelles :**

Les charges exceptionnelles D et E concernent les convois lourds spéciaux.

• **Le convoi type D280 :**

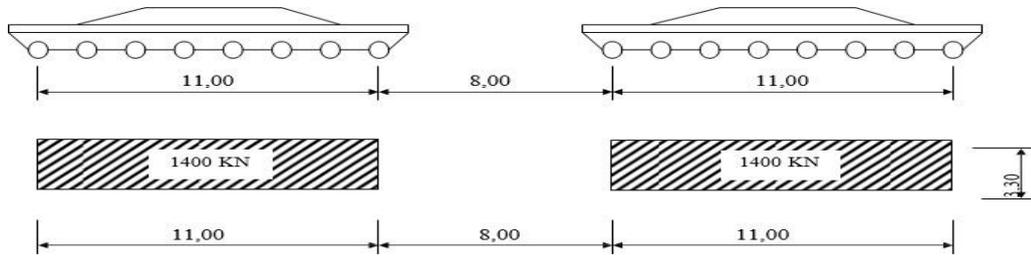


Figure II. 10 : Convoi type D280

• **Convoi type D240 :**

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

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

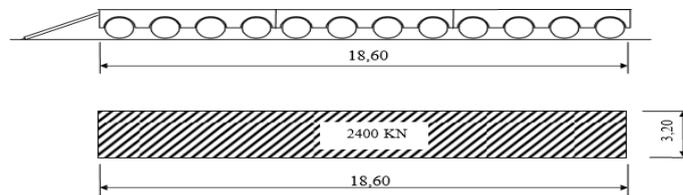


Figure II. 11 : Convoie type D240

Convoi type E400 :

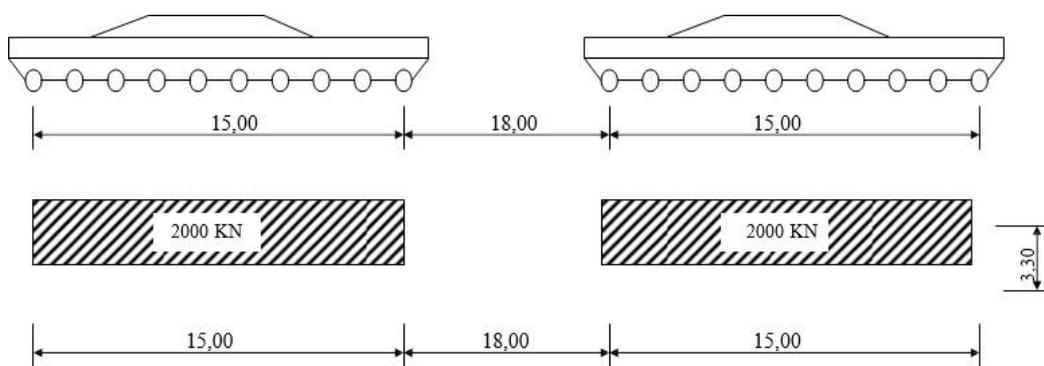


Figure II. 12 : Convoi type E400

• **Convoi type E360 :**

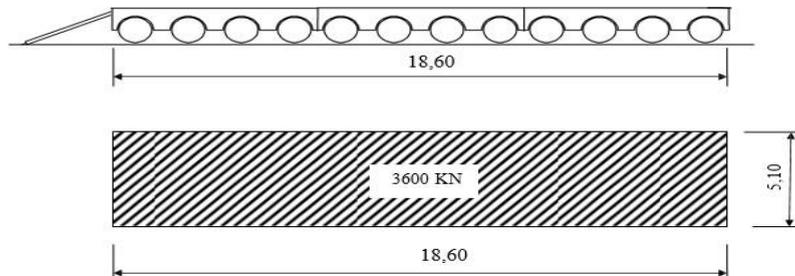


Figure II. 13 : Convoi type E360

• **Charges générales :**

- Pour vérifier les poutres maîtresses portant une chaussée et des trottoirs, une charge uniforme de 1,50 kN/m² est appliquée sur chaque trottoir. Chaque trottoir est chargé entièrement en largeur, mais pas nécessairement simultanément. Longitudinalement, les zones chargées sont choisies pour produire l'effet le plus défavorable.

- **La charge sur les trottoirs**

On a un seul trottoir :

P charge surcharge trottoir = 1,5 kN/m²

II.4. Les Combinaisons des charges :

a) **Coefficients de majoration :**

Les coefficients de majoration à l'E.L.U, l'E.L.S sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau II. 4: Coefficients de majoration des différentes combinaisons

	ELU	ELS
Poids propre(G)	1,35	1.00
Surcharge sur les trottoirs	1,6 = (1,5*1,07)	1
Surcharge A(L)	1,6 = (1,5*1,07)	1,2= (1*1,2)
Système Bc	2 = (1,1*1,07*1,134*1,5)	1,5= (1,1*1,2*1,134*1,2)
Système Bt	2,18 = (1,134*1,5*1,07*1,2)	1,63 = (1,134*1*1,2*1,2)
Système Br	1,81 = (1,134*1,6) ; 1,6= (1,5*1,07)	1,36 = (1*1,134*1,2)
Système Mc, e (120)	1,52 = (1,35*1,126*1)	1,126 ≈ 1,1 = (1*1,126*1)
Système Mc, e (80)	1,48 ≈ 1,5 = (1,1*1,35 *1)	1,5 ≈ 1,48 = (1,1*1,35*1)
Système D240	1,35	1
Système E360	1,35	1

b) Combinaison des charges à l'E.L.U :

Combinaison fondamentale :

- 1,35 G+ 1,5 Qr..... (16)
- 1,35 G +1,5 Qrp.....(17)

Gmax : l'ensemble des actions permanentes défavorable

Qr : les charges de chaussées A(1) ou B avec les charges de trottoirs

Qrp : les charges militaires ou exceptionnelles

c) Combinaison des charges à l'E.L.S :

Combinaisons rares :

- G+ Qr..... (18)

Le choix de ces combinaisons est dicté par la nécessité de couvrir, à l'ELU, les situations extrêmes pour la sécurité, et à l'ELS, les situations courantes pour la fonctionnalité et la durabilité de l'ouvrage. Ces principes sont en accord avec les exigences des normes en vigueur (ex : SETRA PP 73, FOND 62) et assurent une conception fiable et conforme aux règles de l'art.

II.5. Les moments fléchissant longitudinaux :

II.5.1. Moments fléchissant dus au poids propre

On trouve que le moment fléchissant est sous la forme suivante :

$$M(x) = q \times \frac{L}{2}(x) + q \times \frac{x^2}{2} \dots\dots(19)$$

Avec :

$$q = 11,716 \text{ t}$$

$$R_A = R_B = q \times \frac{L}{2} = 117,16 \text{ t}$$

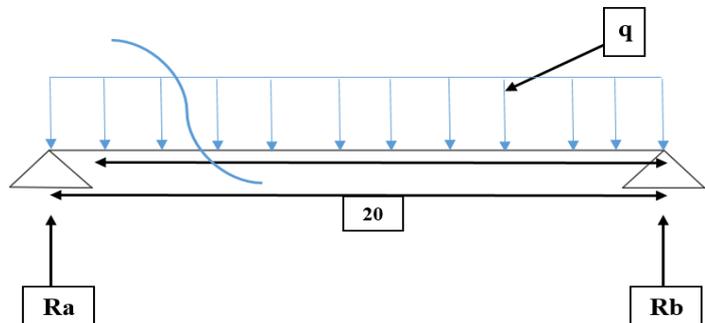


Figure II. 14 : Coupe longitudinale de la poutre

Les valeurs du moment fléchissant pour diverses sections sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 5: Moment fléchissant dû à la surcharge A pour $x = L/2$

Position de la section	M(x) en (t.m)
$X = 0 \times L$	0
$X = \frac{L}{4}$	439,35
$X = \frac{L}{2}$	585,8

II.5.2. Moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges

-Moment fléchissant à $x = 0.5L$:

a) **Surcharge A :**

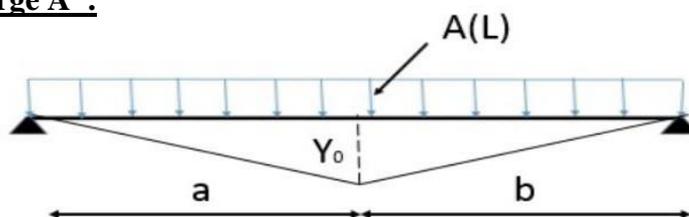


Figure II. 15 : Ligne d'influence sous le chargement A

Tableau II. 6: Moment fléchissant dû à la surcharge A (L) pour $x = L/2$

Nombre de voies	A(L) (t.ml)	S (m ²)	M (x=0,5) (t.m)
2	9,62	50	481,47

Surcharge due au système B

• **Surcharge Bc :**

Pour le système Bc, le théorème de Barre permet de localiser le moment fléchissant maximal : il se produit lorsque la résultante des charges et un essieu sont symétriques par rapport à l'axe de la poutre, ce moment étant atteint sous l'essieu concerné. Tel que :

$$M (\max) = \sum_{i=1}^n P_i \cdot y_i \dots\dots(20)$$

Y_i : les ordonnées.

P_i : la charge appliquée.

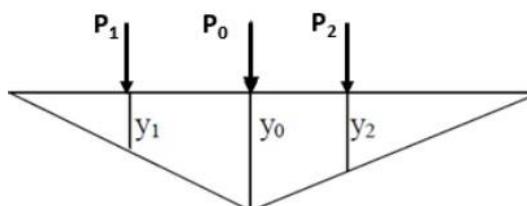


Figure II. 16 : Les charges et leurs ordonnées.

1er cas :

Détermination de la position de la résultante R du convoi :

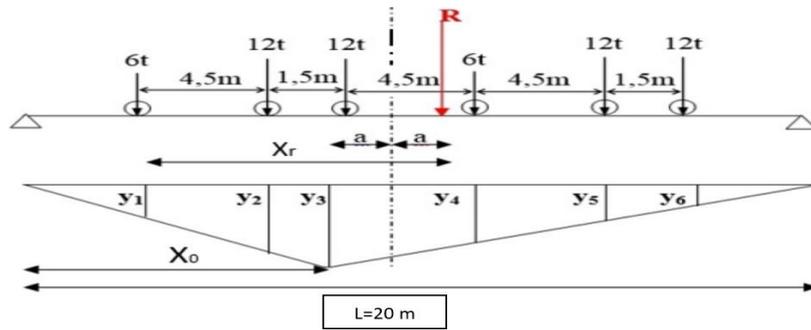


Figure II. 17 : Résultante à droite de l'axe de la poutre, système Bc.

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 12 \times 4,5 + 12 \times 6 + 6 \times 10,5 + 12 \times 15 + 12 \times 16,5 = R \cdot x_r$$

$$R \cdot x_r = 567 \text{ t.m, or : } R = \sum P_i = 60 \text{ t} \Rightarrow X_r = 9,45 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } 2a = X_r - 6 = 3,45 \text{ m} \Rightarrow a = 1,725 \text{ m}$$

Calcul des ordonnées

On utilise l'équation de la déformée : $Y_3 = x_0(L-x_0)$

$$\text{Tel que : } x_0 = \frac{L}{2} - a \Rightarrow x_0 = \frac{20}{2} - 1,725 = 8,275 \text{ m}$$

$$Y_3 = (8,275) \frac{(20-8,275)}{(20)} = 4,851 \text{ m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (yi), On applique le théorème de Thalès.

Tableau II. 7: Calcul des ordonnées

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
1,33	3,971	4,851	3	1,127	0,507

Moment fléchissant :

$$M_1 = \sum P_i \cdot y_i = 6 \times 1,33 + 12 \times 3,971 + 12 \times 4,851 + 6 \times 3 + 12 \times 1,127 + 12 \times 0,507 = 151,452 \text{ t.m}$$

2ème cas :

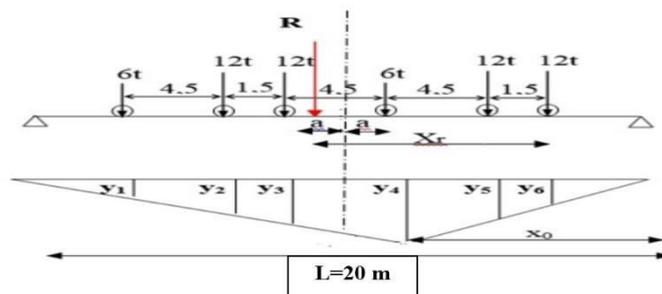


Figure II. 18 : Résultante à gauche de l'axe de la poutre, système Bc.

Chapitre II : Détermination des efforts

Tableau II. 8: Résultante à gauche de l'axe de la poutre, système Bc

Nombre de voie	δbc	M (t.m)	bc	M (max) t.m
2	1,134	302,904	1,1	307,84

• **Détermination de « a » :**

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow 12 \times 1,5 + 6 \times 6 + 12 \times 10,5 + 12 \times 12 + 6 \times 16,5 = R.xr$$

$$R.xr = 423 \text{ t.m, or : } R = \Sigma Pi = 60 \text{ t} \Rightarrow xr = 7,05 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } 2a = Xr - 6 = 1,05 \text{ m} \Rightarrow a = 0,5250 \text{ m}$$

-Calcul des ordonnées :

On utilise l'équation de la déformée : $Y4 = x0(L-x0) / L$

$$\text{Tel que : } x0 = \frac{L}{2} - a \Rightarrow x0 = \frac{20}{2} - 0,525 = 9,45 \text{ m}$$

$$Y4 = (9,45) \frac{(20-9,45)}{(20)} = 4,98 \text{ m} \approx 5 \text{ m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (yi), On applique le **théorème de Thales**.

Tableau II. 9: Le calcul des ordonnées.

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
0,0236	2,156	2,86	5	2,619	1,825

-Moment fléchissant :

$$M2 = \Sigma Pi.yi = 6 \times 0,0236 + 12 \times 2,156 + 12 \times 2,86 + 6 \times 5 + 12 \times 2,619 + 12 \times 1,825$$

$$M2 = 143,6616 \text{ t.m}$$

On conclut que le cas le plus défavorable est celui du **1er cas** (résultante à droite de l'axe de la poutre).

• **Système militaire Mc 120 :**

$$Mc120_{\max} = 475,617 \text{ t.m}$$

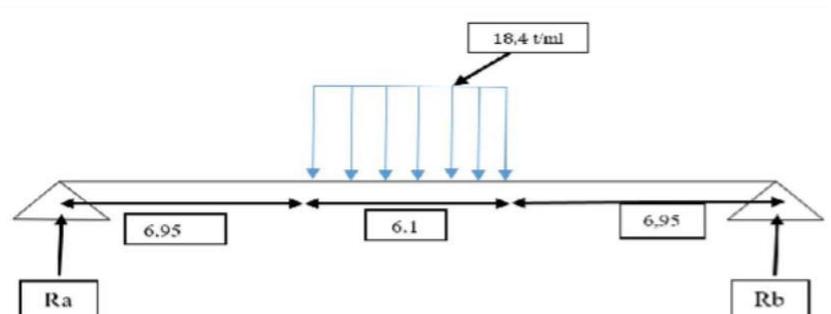


Figure II. 19 : Poutre sous le chargement Mc120.

• **Surcharge D240 :**

M max = 654,328 t.m

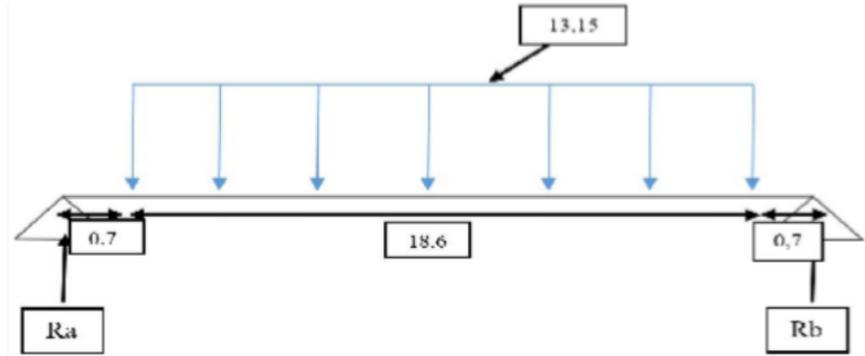


Figure II. 20 : Poutre sous le chargement D240

• **Surcharge E360 :**

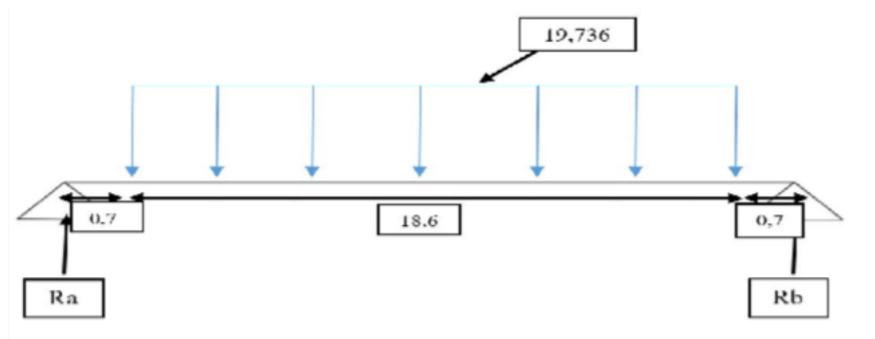


Figure II. 21: Poutre sous le chargement E360

Tableau II. 10: Récapitulatif du moment fléchissant dû aux surcharges

Surcharge		P(t) en t /ml	Mmax (t.m)	M0=Mmax/7 (t.m)
2 voies		9,62	481,47	68,781
2 files	E. avant	14,968	377,759	53,965
	E. arrière	29,93		
Mc120		18,4	475,617	67,945
D240		13,15	654,328	93,4754
E360		19,736	981,918	140,274

II.6. LES EFFORTS TRANCHANTS

II.6.1. Effort tranchant dû au poids propre

En utilisant la méthode de la RDM :

$$\checkmark \quad R_A = R_B = q \frac{L}{2}$$

$$T(x) = R_A - q \cdot x$$

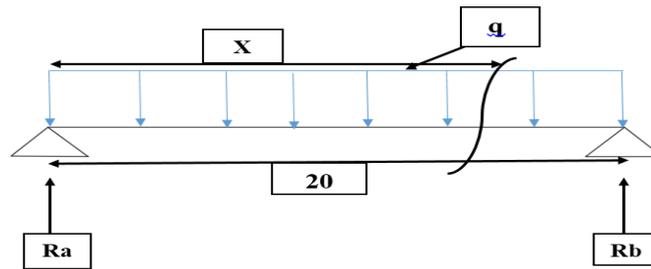


Figure II. 22 : Poutre sous la charge du poids propre

Tableau II. 11: Effort tranchant dû aux poids propre

Position de la section	T(x) en (t)
x=0 L	117,6
x =0,25 L	58,58
x =0,5 L	0

II.6.2. Effort tranchant dû aux surcharges

a) Surcharges A :

$$R_A = R_B = q \cdot L \cdot 2$$

$$T(x) = R - A(L) \cdot x$$

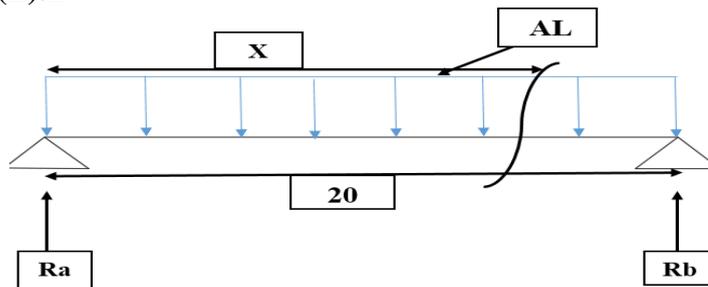


Figure II. 23 : Poutre sous la surcharge A

Tableau II. 12: Effort tranchant dû à la surcharge A(L)

Nombre de voie	A(L) t/m	R(A) t	T (x=0) t	0,25 L	T(x=0,25 L) t
2	9,62	96,2	96,2	5	48,1

b) Système de charge :

Système Bc :

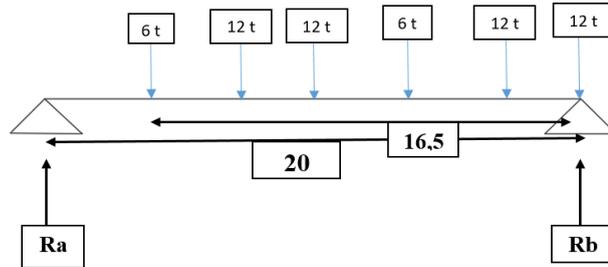


Figure II. 24 : Poutre sous la surcharge Bc à (x=0L)

Tableau II. 13: Effort tranchant dû à la surcharge Bc à (x=0L)

Nombre de voie	T (t)	δ_{bc}	T (max) t
1	38,85	1,11	44,056
2	77,7	1,134	88,11

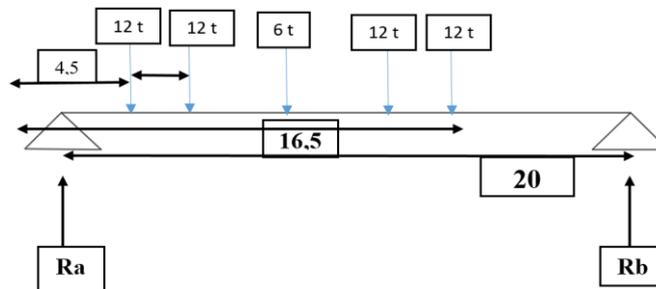


Figure II. 25 : Poutre sous la surcharge Bc à (x=0,25L)

Tableau II. 14: Effort tranchant dû à la surcharge Bc à (x=0,25L).

Nombre de voie	T (t)	δ_{bc}	T (max) t
2	60,6	1,134	68,720

Surcharge Mc120 :

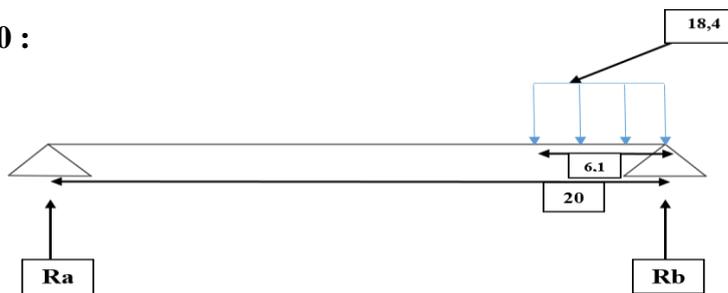


Figure II. 26 : Poutre sous la surcharge Mc120 (x = 0 L)

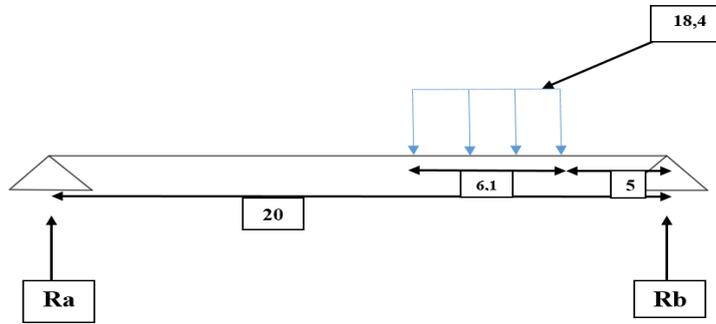


Figure II. 27 : Poutre sous la surcharge Mc120

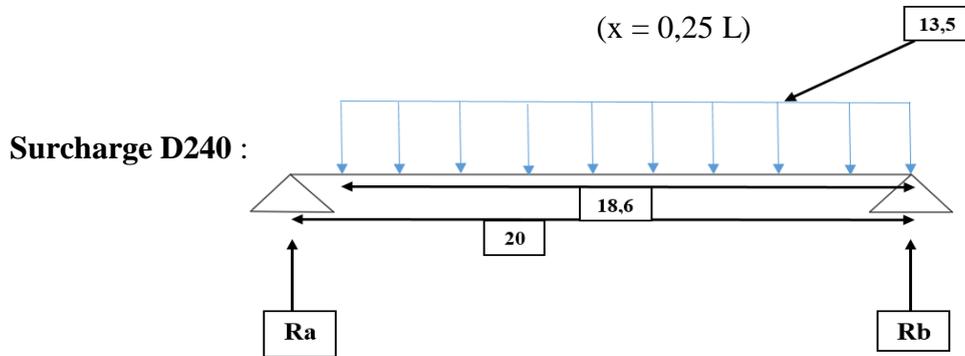


Figure II. 28 : Poutre sous la surcharge D240 ($x = 0$ L)

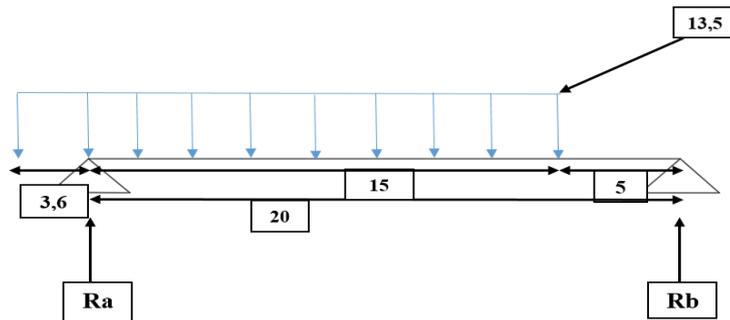


Figure II. 29: Poutre sous la surcharge D240 ($x = 0,25$ L)

Surcharge E360 :

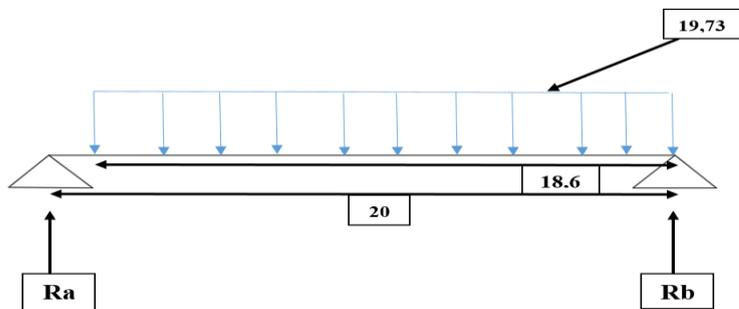


Figure II. 30 : Poutre sous la surcharge E360 ($x = 0$ L)

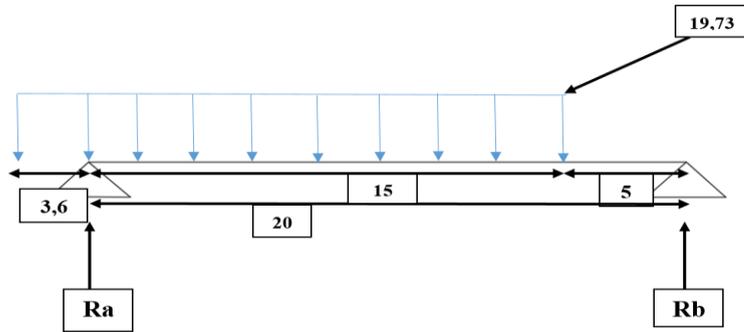


Figure II. 31 : Poutre sous la surcharge E360 ($x=0 L$)

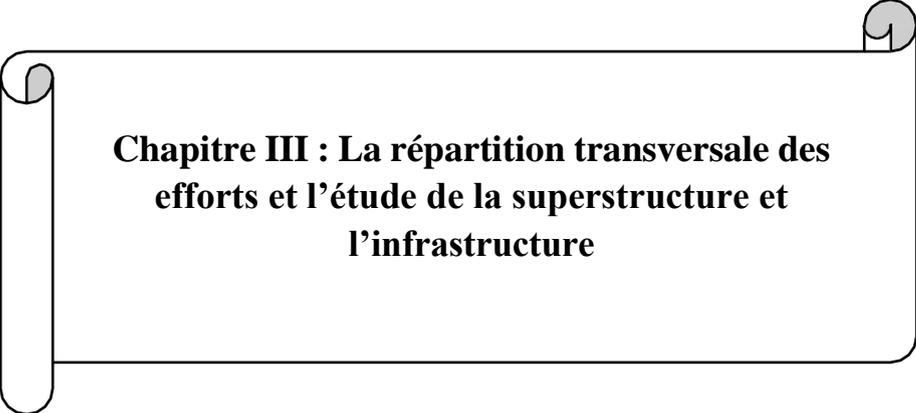
Tableau II. 15: Récapitulatif de l'effort tranchant dû aux surcharges

Surcharge			P(t) en t/ml	Pour $x = 0L$		Pour $x = 0,25L$	
				Tmax (t)	$T0 = \frac{T}{7}$ (t)	Tmax (t)	$T0 = \frac{T}{7}$ (t)
A	2 voies		9,62	96,2	13,742	48,1	6,87
Bc	2 files	E. arrière	15,984				
		E. avant	14,968	88,11	12,587	68,720	9,817
		E. arrière	29,93				

Surcharge	P(t) en t/ml	pour $x = 0L$		Pour $x = 0,25L$	
		Tmax (t)	$T0 = \frac{T}{7}$ (t)	Tmax (t)	$T0 = \frac{T}{7}$ (t)
Mc120	18,4	93,225	13 ,317	65 ,725	9,389
D240	13,15	128,4	18,342	150	21,428
E360	19,736	192,6	27,514	225	32,1428

II.7.Conclusion

Ce chapitre a permis d'identifier et de quantifier toutes les charges agissant sur le tablier, selon les normes en vigueur. Les combinaisons de charges ELU et ELS ont été établies, et les moments fléchissant ainsi que les efforts tranchants maximaux ont été déterminés. Ces résultats serviront de base au dimensionnement des éléments structuraux du pont.



Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

III.1.Introduction

L'ouvrage étudié est une structure avec une seule travée isostatique, composée de 07 poutres en BA. Les poutres sont considérées comme éléments «poutre ». La dalle est considérée comme élément «panneau». Les surcharges sont disposées suivant le **R.C.P.R** de façon à obtenir des sollicitations maximales.

III.2. Modélisation

La modélisation constitue une étape clé dans l'analyse et l'étude structurelle. Quelle que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus ou moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- 1. la définition de la structure :**
- 2. la définition des différentes sections de l'ouvrage, par le logiciel Auto CAD, puis introduction dans le logiciel Robot**
- 3. la définition des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)**
- 4. la définition des conditions d'appuis**
- 5. le choix de la méthodologie de calcul**
- 6. la définition des cas de charges et des combinaisons de calcul.**

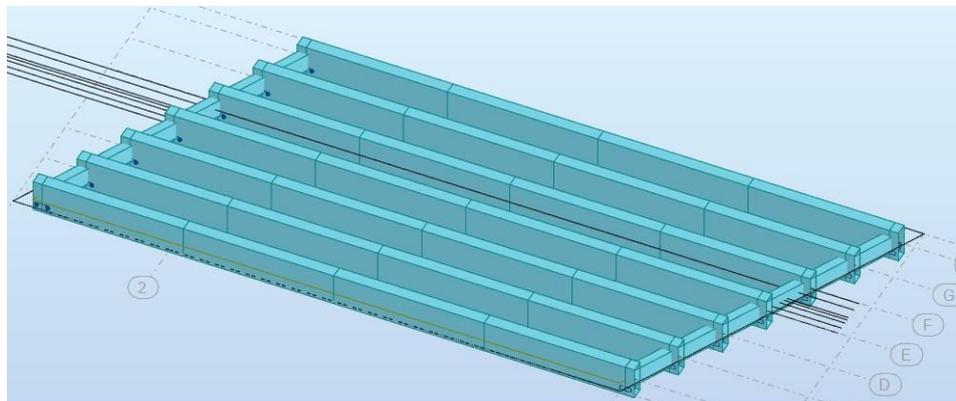


Figure III. 1: Vue en 3D de l'ouvrage sur le logiciel Robot.

- Cas de charges :

Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues :

1. au poids propre
2. au complément de poids propre (revêtement, étanchéité, barrières de sécurité, etc)
3. à la charge **A**
4. aux surcharges **Bc**

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

5. aux surcharges militaires **Mc120**
6. au convoi exceptionnel **E360**
7. aux surcharges de trottoir **St**

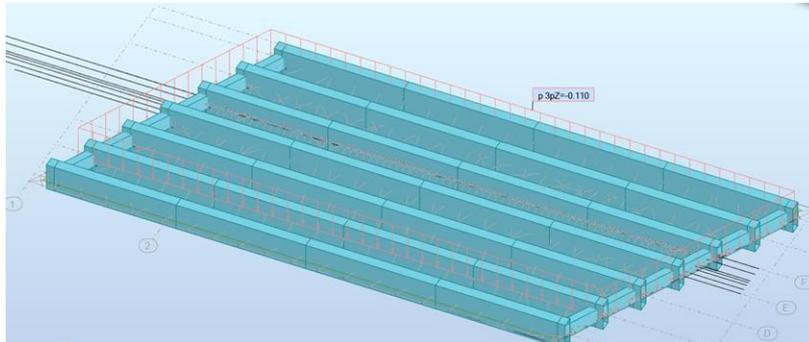


Figure III. 2: Exemple d'introduction d'étanchéité

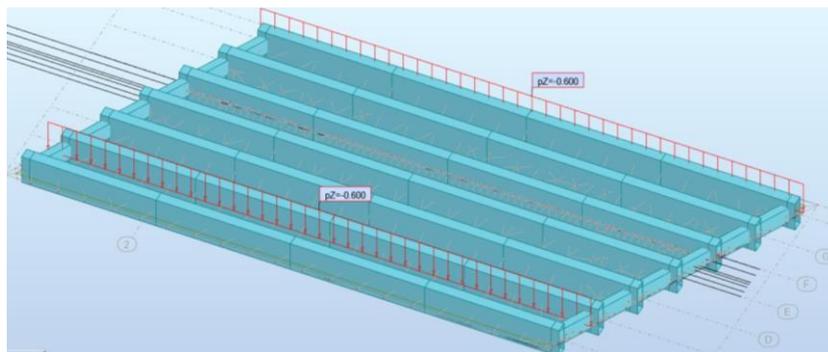


Figure III. 3: Exemple d'introduction (glissière de sécurité)

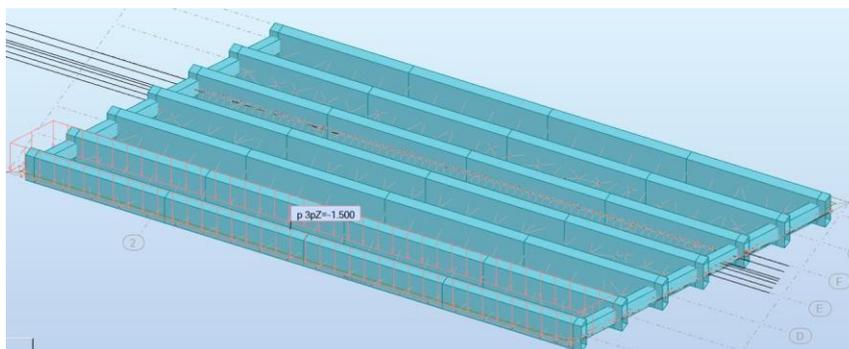


Figure III. 4 : Introduction de la surcharge de trottoir

III.3. Résultats de calcul obtenus par le logiciel ROBOT

Les résultats obtenus sont donnés sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion et les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

-Moments fléchissant :

Les figures ci-dessous représentent les diagrammes de moments fléchissant sous différentes combinaisons.

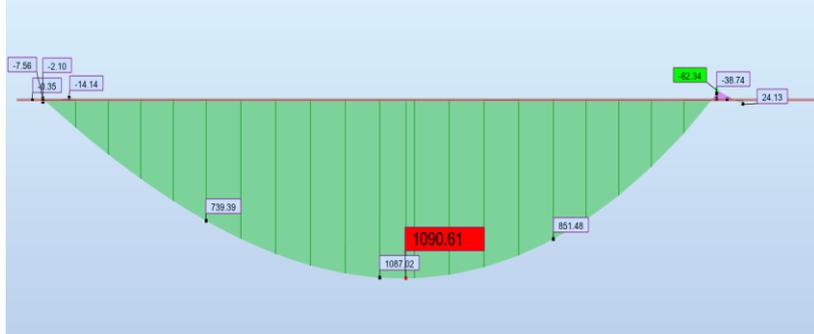


Figure III. 5 : Diagramme des moments fléchissant à (L/2) ELU dus aux charges permanentes

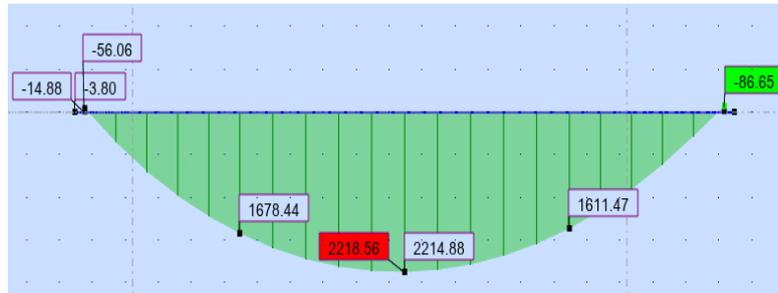


Figure III. 6: Diagramme des moments fléchissant à (L/2) sous combinaison la plus défavorable à L'ELU (Sup+E360)

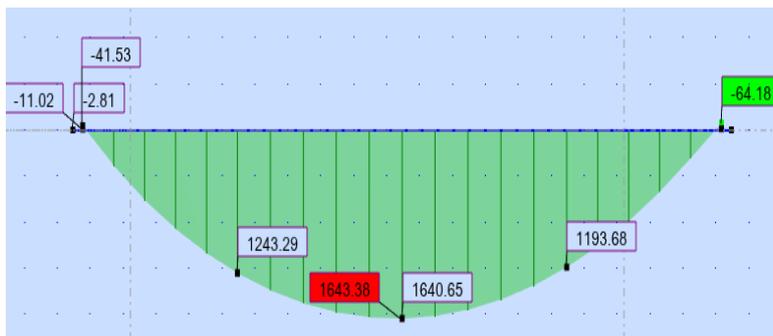


Figure III. 7 : Diagramme des moments fléchissant à (L/2) sous combinaison la plus défavorable à L'ELS (Sup+ E360)

Remarque :

Les moments négatifs indiquent une traction en fibre supérieure, causée par les entretoises agissant comme des liaisons rigides, limitant la rotation aux extrémités des poutres.

-Efforts tranchants :

Les figures ci-dessous représentent les diagrammes des efforts tranchants sous différentes combinaisons.

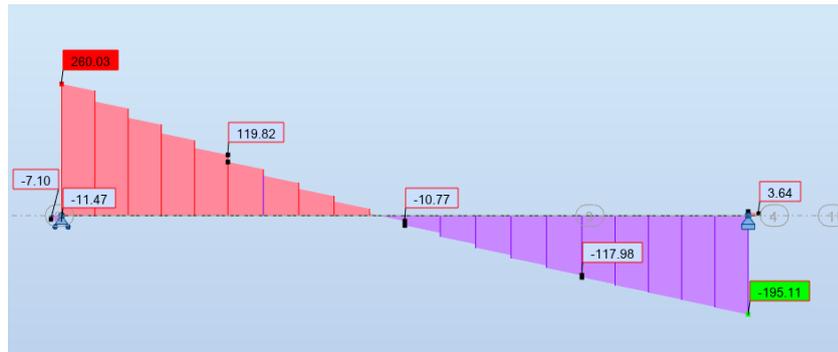


Figure III. 8 : Diagramme des efforts tranchants à ELU sous charges permanentes

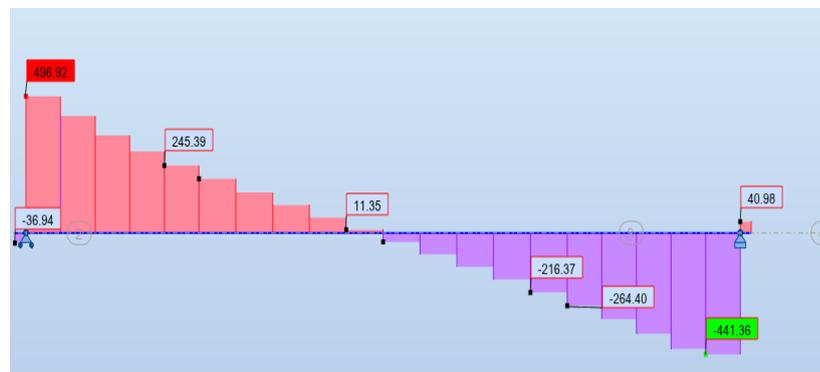


Figure III. 9 : Diagramme des efforts tranchants max à ELU (Sup + E360)

III.4. Etude de la superstructure

La superstructure d'un pont regroupe l'ensemble des éléments situés au-dessus des appuis, assurant la reprise et la transmission des charges vers l'infrastructure.

Le logiciel SOCOTEC est utilisé pour analyser et vérifier les éléments structuraux en génie civil. Dans cette étude, il a permis de contrôler les efforts internes, vérifier la conformité aux normes (BAEL, RPOA), déterminer les armatures nécessaires et optimiser le ferrailage, assurant ainsi un dimensionnement fiable et conforme aux exigences techniques.

III.4.1. Etude de la poutre

Pour l'étude de la poutre, il est essentiel de définir ses dimensions géométriques, qui conditionnent son comportement structural.

-Les dimensions de la poutre :

Les dimensions géométriques adoptées pour la poutre dans le cadre de cette étude est selon les recommandations du Guide de conception des ouvrages d'art – SETRA sont les suivantes :

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

-Hauteur (h) :

En tenant compte du rapport ($L/h \approx 17$) est jugé acceptable donc notre hauteur est estimée à (**h=1,1 m**)

Largeur de la poutre (b)

(b) est estimé a :

$$b = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h \dots\dots\dots(21)$$

$$b = 0,44 \text{ m}$$

-Entre axe des poutres d :

Dans la pratique courante et selon les règles empiriques on prend alors :

$$d = 1,5 \text{ m}$$

-Nombre de poutre :

$$N = \frac{\text{largeur du tablier}}{\text{en traxe choisie}} = 6,9 \approx 7 \text{ poutre} \dots\dots\dots(22)$$

Donc le nombre de poutre et fixé à **7 poutres**

La figure si dessous représente une coupe transversale au milieu de la poutre en béton armé

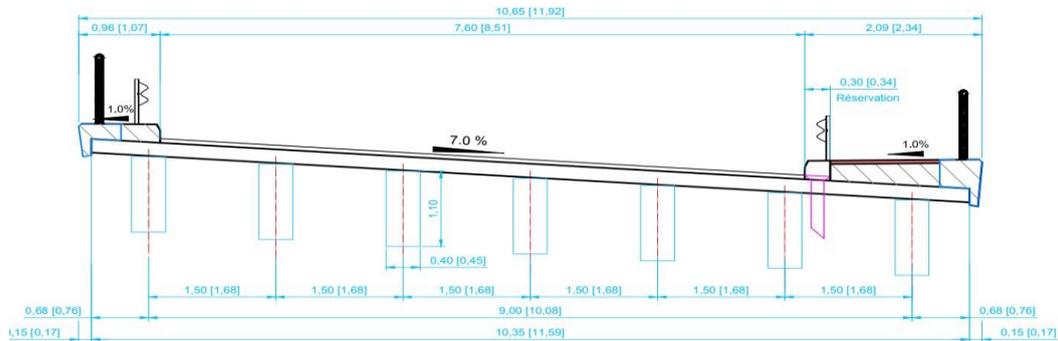


Figure III. 10 : Coupe transversale au milieu de la poutre en béton armé L =20 m

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Tableau III. 1: Les caractéristiques des matériaux

Caractéristique	Symbole	Formule	Exemple pour Béton fc28=30
Module d'élasticité	E (MPa)	$E_{cm} = 22\,000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$ $f_{cm}=f_{ck}+8$	34 000
Module de cisaillement	G (MPa)	$G = 2 \times \left(\frac{E}{2 \times (1 + \nu)}\right)$	14 200
Coefficient de Poisson	NU(ν)	Valeur usuelle : 0,2	0,2
Coefficient de dilatation	α (1/°C)	Valeur usuelle : (10 à 12) × 10⁻⁶	Valeur usuelle : (10 à 12) × 10⁻⁶
Poids volumique	RO (kN/m ³)	$RO = \rho \times g$	24,53kN/m³
Résistance caractéristique à la compression	MPa	$Re = f_{ck}$	30

Justification de la valeur de (8) :

La valeur 8 MPa représente la marge moyenne entre la résistance caractéristique fck et la résistance moyenne fcm, selon des bases statistiques expérimentales normalisées.

Après la répartition longitudinale effectuer par le logiciel Robot et les combinaisons de charges effectuer on a pu obtenir les résultats pour les cas suivant :

Calcul de la section en flexion simple :

1^{ère} étape : Poutre+ dalle (L/2) (poutre 5)

Alors :

$$M_u = 1059,7 \text{ KN x m}$$

$$M_s = 785 \text{ KN x m}$$

En utilisant le logiciel Socotec :

2^{ème} étape : Superstructure + E360 (L/2) (Poutre 5) :

Alors :

$$M_u = 2218,4 \text{ KN x m}$$

$$M_s = 1643,4 \text{ KN x m}$$

En utilisant le logiciel Socotec :

Section adoptée a L/2 = (12HA32 + 2HA25)

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Pour Poutre 5 :

-1 ère étape :

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 8,7 \text{ MPa} \\ \text{Axe neutre } Y_0 = 0,57\text{m} \end{array} \right\}$$

-2 ème étape :

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 6,36 \text{ MPa} \\ \text{Axe neutre } Y_0 = 0,47 \text{ m} \end{array} \right\}$$

-Calcul de (σ jonction) poutre – dalle :

-Cas 2 ème étape (Super + E360) :

D'après le théorème de Pythagore :

$$\frac{6,36}{0,47} = \frac{(\sigma \text{ jonction})}{L_1}$$

$$L_1 = 0,47 - e \text{ dalle} = 0,47 - 0,2 = \mathbf{0,27 \text{ m}}$$

Donc

$$\frac{6,36}{0,47} = \frac{(\sigma \text{ jonction})}{0,27}$$

Alors :

$$(\sigma_b = \sigma \text{ jonction}) = \frac{6,36 \times 0,27}{0,47} = \mathbf{3,653 \text{ MPa}}$$

-Contraintes résultantes dues aux 2 étapes :

$-\sigma_s = 145,3 + 93,5 = 238,8 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 250 \text{ MPa}$ (au niveau du centre de gravité des armatures).

$-\sigma_b = 8,7 + 3,653 = 12,353 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 18 \text{ MPa}$ (au niveau du fond de la dalle).

- Il en résulte que les dimensions de la poutre et la quantité d'acier sont bien choisies

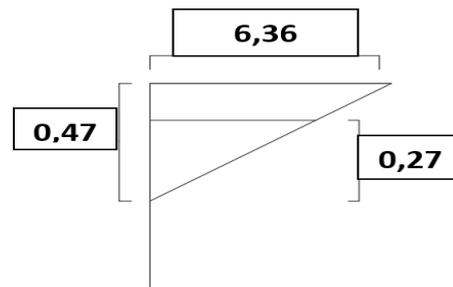


Figure III. 11 : La contrainte de jonction Poutre –dalle (2ème étape) en flexion

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

- Cas : $X = \frac{L}{4}$

1^{ère} étape : Poutre+ dalle (L/4) (poutre 7) :

On a :

Mu = 850,8 KN x m

Ms = 630, 2 KN x m

En utilisant le logiciel **Socotec** et d'après (Annexe 3) et (Annexe 7)

2^{ème} étape : (Superstructure + E 360) : poutre 7

Alors :

Mu = 850,8 KN x m

Ms = 630, 2 KN x m

En utilisant le logiciel **Socotec** :

La section Adopté a L /4 = (10HA32)

Pour Poutre 7 :

1^{ère} étape :

On a : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 7,46 \text{ MPa} \\ \text{Axe neutre } Y_0 = 0,52 \text{ m} \end{array} \right\}$

2^{ème} étape :

On a : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4,82 \text{ MPa} \\ \text{Axe neutre } Y_0 = 0,41 \text{ m} \end{array} \right\}$

-Calcul de la jonction poutre – dalle (σ_{jonction})

- **Cas 2^{ème} étape (Super + E360)**

-D'après le théorème de Pythagore :

$$\frac{4,82}{0,41} = \frac{(\sigma_{\text{jonction}})}{L1}$$

L1 = 0,41- e dalle = 0,41 - 0,2 = 0,21 m

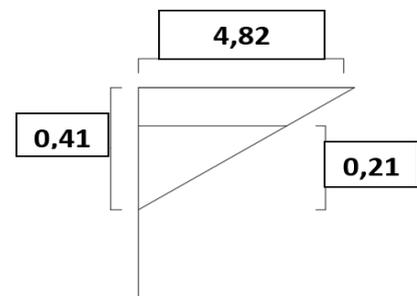


Figure III. 12 : La contrainte de jonction

Poutre – dalle (2^{ème} étape) en flexion simple

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Donc :

$$\frac{4,37}{0,41} = \frac{(\sigma \text{ jonction})}{0,21}$$

$$(\sigma_b = \sigma \text{ jonction}) = \frac{4,82 \times 0,21}{0,41} = 2,47 \text{ MPa}$$

-Contraintes résultantes dues aux 2 étapes :

- $\sigma_s = 135,3 + 97,3 = 232,6 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 250 \text{ MPa}$ (au niveau du centre de gravité des armatures).

- $\sigma_b = 7,46 + 2,47 = 9,93 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 18 \text{ MPa}$ (au niveau du fond de la dalle).

- Il en résulte que les dimensions de la poutre et la quantité d'acier sont bien choisies

III.4.1.1. Calcul des efforts tranchants

Section sur appui :

La contrainte de cisaillement : $\tau_u = V_u / (b \times d)$

Poutre 5 :

1^{ère} étape : $V_u = 221,276 \text{ KN}$, $b = 40 \text{ cm}$, $d = 96 \text{ cm}$

$$\tau_{u1} = 0,5762 \text{ MPa}$$

2^{ème} étape : $V_u = 496,920 \text{ KN}$, $b = 40 \text{ cm}$, $d = 116 \text{ cm}$

$$\tau_{u2} = 1,07 \text{ MPa}$$

Poutre 7 :

1^{ère} étape : $V_u = 260,028 \text{ KN}$, $b = 40 \text{ cm}$, $d = 96 \text{ cm}$

$$\tau_{u1} = 0,677 \text{ MPa}$$

2^{ème} étape : $V_u = 405,582 \text{ KN}$, $b = 40 \text{ cm}$, $d = 116 \text{ cm}$

$$\tau_{u2} = 0,874 \text{ MPa}$$

-Contrainte résultante 1 :

(Poutre 5)

$$\tau_u = 0,5762 + 1,07 = 1,65 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa}$$

Donc on pourra utiliser comme armatures transversales seulement des cadres (pas de barres obliques).

III.4.1.2. Dimensionnement des cadres :

L'espacement S_t des cours successifs d'armatures d'âme :

$$S_t \leq \text{Min} (0,9 d \text{ et } 40 \text{ cm}) \dots\dots\dots (23)$$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

$$St \leq 40 \text{ cm}$$

(On adopte $St = 10 \text{ cm}$ aux appuis)

A (Etat limite ultime du béton de l'âme) :

Cas fissuration préjudiciable :

$$\tau_u < \min \left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) , \left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \left(0,15 \times \frac{30}{1,5} = 3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

Donc :

$$\tau_u < 3 \text{ MPa (vérifier)}$$

- la section d'un cours d'armatures transversales (At)

La justification vise à vis de l'état limite des armatures d'âme et donner par expression suivante :

$$\frac{At}{b \times St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{tj}}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots\dots\dots(24)$$

On aura alors :

$$At \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{tj}) \times b \times St}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} , At \geq \frac{(1,65 - 0,3 \times 2,4) \times 40 \times 10}{0,9 \times \frac{500}{1,15}}$$

$$At \geq 0,95 \text{ cm}^2$$

-On adopte : $At = 3,08 \text{ cm}^2$ (2HA14)

D'après Le rapport de la section minimale d'armature d'âme suivant :

$$\frac{At \times f_e}{b0 \times St} \geq 0,4 \text{ MPa} , \frac{3,08 \times 500}{40 \times 10} = 3,85 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa (vérifier)} \dots\dots\dots(25)$$

Pour $St=15 \text{ cm}$ (milieu) :

La justification vise à vis de l'état limite des armatures d'âme :

$$At \geq \frac{(1,65 - 0,3 \times 2,4) \times 40 \times 15}{0,9 \times \frac{500}{1,15}} , At \geq 1,42 \text{ cm}^2$$

-On adopte aussi : $At = 3,08 \text{ cm}^2$ (2HA14)

$$-\phi t = 14 \text{ mm}$$

III.4.1.3. Dimensionnement des armatures de la liaison entre la dalle et la poutre

a) Calcul de la contrainte tangente ultime (τ) à l'interface :

La contrainte de cisaillement longitudinale (tangente) à l'interface entre la dalle et l'âme de la poutre est calculée par la formule :

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

$$\tau = \frac{V_u \times S_d}{b_o \times I_g} \dots\dots\dots(26)$$

-**S_d** : est le moment statique de l'aire de la dalle.

-**I_g** : le moment d'inertie de la section brut.

$$\tau = \frac{496,92 \times 30000}{40 \times 11596103,30} = 0,032 \text{ KN/cm}^2 = 0,032 \times 10 = 0,32 \text{ MPa}$$

b) Calcul de l'effort tangentiel (T) à reprendre par les armatures de liaison sur une longueur donnée

Pour une longueur de 10 cm (l'espacement des armatures de liaison)

$$T = t \times b_o \times \tau \dots\dots\dots(27) \quad t = 10 \text{ cm}, b_o = 40 \text{ cm}$$

$$T = 12,8 \text{ KN}$$

c) Calcul de la section d'armatures nécessaire

Les armatures de liaison (ou armatures de couture) doivent reprendre cet effort T. Selon le BAEL 91 (Article A.4.2.1), la contrainte de calcul de l'acier à l'ELU est

$$f_{sd} = f_e / \gamma_s.$$

$$A = \left(\frac{T}{f_e} \right) \times \gamma_s = \frac{12,8}{434,78} = 0,294 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(28)$$

La section adopté = 2.26 cm² (2HA12) est suffisante.

d) Calcul des armatures de peau selon l'Article A.8.3 (BAEL 91 réviser 99)

La section minimale requise est de **3 cm² par mètre de hauteur de paroi (âme) pour chaque face.**

Pour une hauteur d'âme = 1,10 m

$$\text{As peau par face} = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 1,10$$

Cette section de **3,3 cm²** est la section minimale d'armatures de peau à placer sur **une seule face** de l'âme.

Donc, au total, il y aura 2×3,3=6,6cm² d'armatures de peau réparties sur les deux faces de l'âme.

-On adopte : **As peau = (6,79 cm²) = (6 HA12)**

Avec : **As peau adopter > As peau minimal**

-Schéma de ferrailage :

A : $x = L / 2$

As Sup = 5 HA 14

As inf = 10 HA 32 + 2HA25 (e = 35 mm)

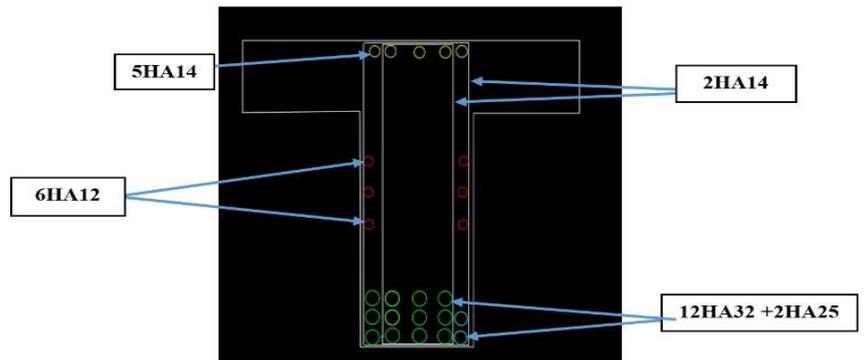


Figure III. 13 : Schéma de ferrailage à L/2

A : $x = L / 4$

As Sup = 5 HA 14

As inf = 10 HA32

At = 2HA14

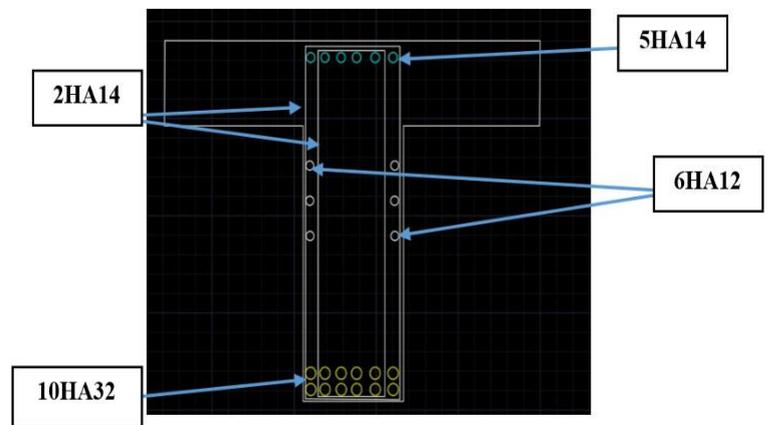


Figure III. 14 : Schéma de ferrailage à L/4

III.4.1.4. Calcul de la flèche

La flèche représente la déformation verticale maximale d'une poutre en service, à vérifier selon les exigences de l'ELS fixées par le BAEL.

Dans ce cas, la flèche obtenue par modélisation numérique est :



Figure III. 15 : modélisation de flèche

La valeur réelle est comme suite :

f réel = 4,2 mm

Pour une portée de : $L = 20 \text{ m} = 20000 \text{ mm}$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

-La flèche admissible :

Elle est comprise entre $(\frac{L}{250})$ et $(\frac{L}{300})$:

$$f \text{ (limite) } 1 = \frac{L}{250} = 80 \text{ mm} \dots\dots(29)$$

$$f \text{ (limite) } 2 = \frac{L}{300} = 66,67 \text{ mm} \dots\dots(30)$$

On a que :

$$f \text{ réel} < f \text{ (limite) } 2 < f \text{ (limite) } 1$$

Étant largement inférieure aux limites réglementaires, la flèche calculée est donc **conforme** aux exigences de l'état limite de service.

III.4.2. Etude de la dalle

La dalle peut être en béton armé ou précontraint, constitue l'élément supérieur du tablier du pont. Elle répartit les charges de circulation vers les poutres et participe à la stabilité de la structure.

Son étude est essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

III.4.2.1. Les dimensions géométriques

Les dimensions géométriques adoptées pour la poutre dans le cadre de cette étude sont les suivantes

-L'épaisseur e :

Épaisseur minimale de la dalle est :

$$h \geq \frac{L}{25} \dots\dots\dots(31)$$

L : portée entre poutres

$$h \geq \mathbf{0,776 \text{ m}}$$
 (Toutefois, $e > 0,18 \text{ m}$)

Alors on estime :

$$e = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

-longueur :

La longueur est estimée d'après l'étude topographique du site comme suit :

$$L = \mathbf{20.00 \text{ m.}}$$

-Largeur droite :

$$l = \mathbf{10.35 \text{ m.}}$$

-Largeur incliné :

$$l = \mathbf{11,59 \text{ m. (Lic)}}$$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

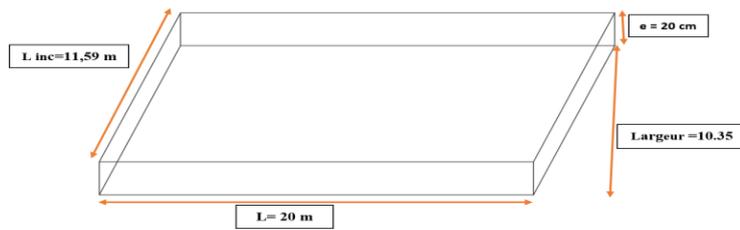


Figure III. 16 : Schéma des caractéristiques géométriques

III.4.2.2. Les sollicitations dans la dalle :

Dans une dalle, les sollicitations principales sont représentées par les moments fléchissant longitudinaux (M_x) et transversaux (M_y), qui traduisent la manière dont la dalle réagit aux charges appliquées. Le moment M_x correspond à la flexion selon l'axe longitudinal (généralement l'axe x), c'est-à-dire perpendiculairement à la direction y , tandis que M_y représente la flexion selon l'axe transversal (axe y), perpendiculairement à la direction x . Ces moments sont induits par les charges verticales qui provoquent une courbure de la dalle dans les deux directions principales. La répartition de M_x et M_y dépend de nombreux facteurs, tels que la géométrie de la dalle, les conditions d'appui, et la répartition des charges.

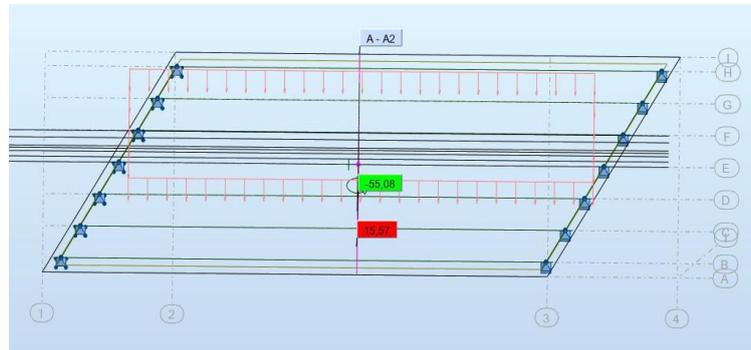


Figure III. 17 : La représentation de la Coupe A-A2 du moment transversale maximale

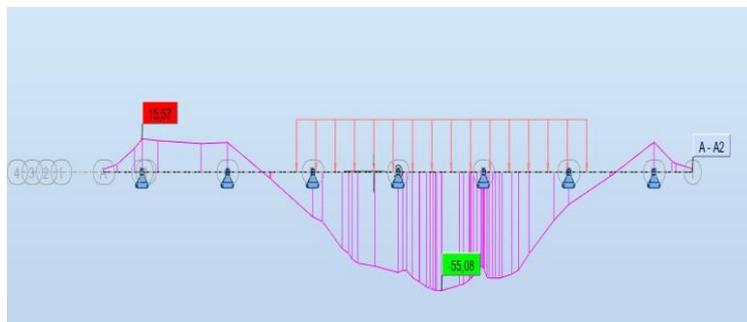


Figure III. 18 : La représentation du moment transversale M_{yy} ELU 360

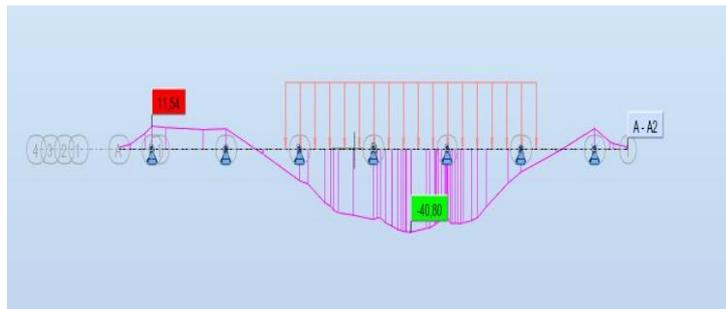


Figure III. 19: La représentation du moment transversale Myy ELS 360

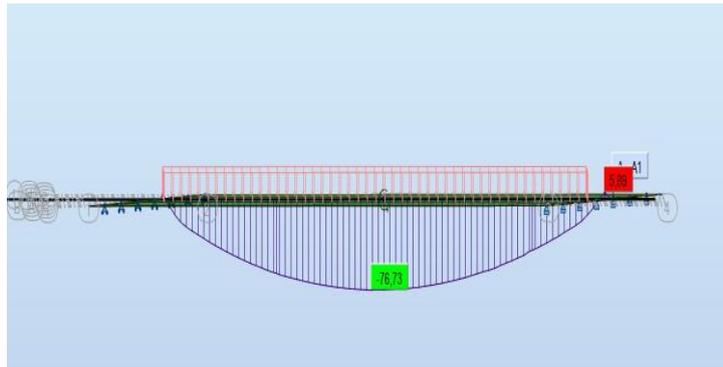


Figure III. 20 : La représentation du moment longitudinale Mxx ELU E360



Figure III. 21 : La représentation du moment longitudinale Mxx ELS 360

III.4.2.3. Dimensionnement de la dalle

Le dimensionnement de la dalle s'appuie sur les valeurs des moments fléchissant longitudinaux (M_x) et transversaux (M_y) dans la dalle, extraites à partir des résultats fournis par le logiciel Autodesk Robot, pour chaque type de charge appliqué.

Cas 01 : Moment longitudinal (MXX)

On :

- $M_u = -76,73 \text{ KN.m}$

- $M_s = -56,84 \text{ KN.m}$

-En utilisant le logiciel **Socotec** :

A_S inférieure adoptée ($A_S = 18,85 \text{ cm}^2$) = 6HA20
--

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Cas 02 : Moment Transversal (MYY)

On :

$$-M_u = -55,08 \text{ KN.m}$$

$$-M_s = -40,80 \text{ KN.m}$$

-En utilisant le logiciel Socotec :

AS inférieure adoptée ($A_s = 12,06 \text{ cm}^2$) = 6HA16

-Calcul des armatures $A_x \text{ min}$

Comme on a :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{110}{19,10} = 0,057 \quad , \quad \alpha < 0,4 \quad (\text{il porte donc un seul sens Cela signifie qu'elle transmet principalement les charges dans la direction de la plus petite portée})$$

Cas d'une dalle continue

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad , \quad h_0 (0,4) \geq \frac{l_x}{25} = \left(\frac{1,5}{25} \right) \quad (\text{vérifier})$$

h_0 = épaisseur de la dalle

Alors :

$$A_x \text{ min} = 3 (3 - \alpha) h_0 \quad , \quad A_x \text{ min} = 3 (3 - 0,057) 0,2 = 1,765 \text{ cm}^2$$

-Calcul d'armature $A_y \text{ min}$

On a :

$$A_y \text{ min} = \left\{ \begin{array}{l} 12h_0 : \text{Rond lisse (FeE240)} \\ 8h_0 : \text{FeE400} \\ 6h_0 : \text{FeE500 ou (treilles soudé)} \end{array} \right\}$$

Alors :

$$A_y \text{ min} = 6h_0 = 1,2 \text{ cm}^2$$

III.4.2.4. Justification des armatures d'effort tranchant

On a que :

- la pièce concernée (dalle) est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur.
- la contrainte tangente τ_u doit satisfaire la relation suivante :

$$\tau_u \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \dots\dots(32)$$

Comme mentionnée avant que :

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots(33)$$

Et d'après la cartographie et les dimensions la dalle :

($V_u = 214,122 \text{ KN}$), ($b = 1 \text{ m}$, $d = 0,17 \text{ m}$)

$$\tau_u = 1,26 \text{ MPa}$$

Donc :

$$(\tau_u) = 1,26 \text{ MPa} \leq (0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}) = 1,4 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions passées sont vérifiées donc Aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

Schéma de ferrailage

Cas 01 : Moment longitudinal (MXX)

D'après utilisation de Socotec et les règlements constitutifs.

On a :

$As_{sup} = 4HA12$; $es = 30 \text{ cm}$

$As_{inf} = 6HA20$; $es = 19 \text{ cm}$

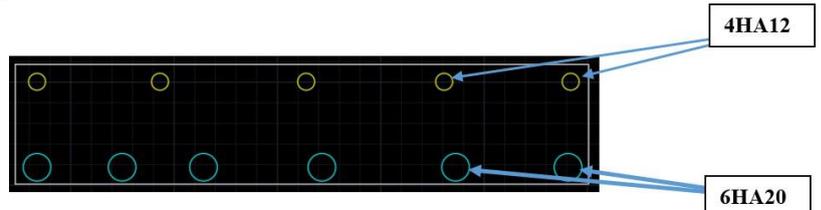


Figure III. 22 : Schéma ferrailage du moment longitudinal

Cas 02 : (Moment Transversal MYY)

D'après utilisation de Socotec et les règlements constitutifs.

On a :

$As_{sup} = 4HA12$; $es = 30 \text{ cm}$

$As_{inf} = 6HA16$; $es = 19 \text{ cm}$

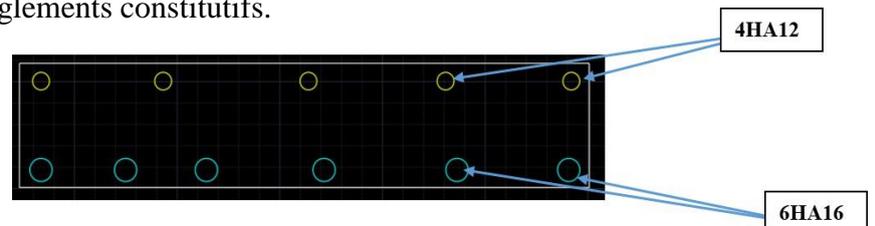


Figure III. 23 : Schéma ferrailage du moment transversal

III.4.3. Étude de l'entretoise

Les entretoises ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et de les encastrent à la torsion sur appuis. De plus, leur rôle est indispensable pour le vérinage du tablier, rendu nécessaire pour le changement des appareils d'appuis, Enfin, les entretoises sur culées sont indispensables pour assurer une bonne tenue des joints de chaussée d'extrémité.

La modélisation des entretoises

Les entretoises se calculent comme des poutres reposant sur appuis (vérins) chargées par les réactions d tablier. Il ne sera tenu compte que des charges dues au poids propre du tablier. Dans notre cas, on suppose pour le levage (6 vérins). La modélisation est faite par le logiciel ROBOT.

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

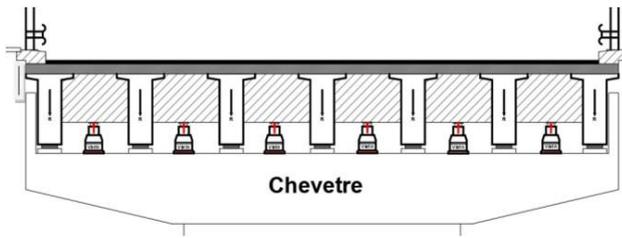


Figure III. 24 : Les vérins de levage du tablier

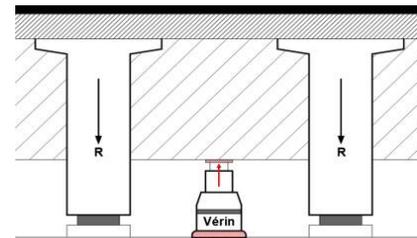


Figure III. 25 : Image plus détaillée sur les vérins de Levage du tablier

-Hypothèses de calcul

Le calcul de ferrailage sera fait en utilisant le logiciel ROBOT suivant le règlement (BAEL 91) Model : poutre sollicitée par des charges ponctuelles (réaction des poutres du tablier).

Appuyée sur 6 points d'appuis (vérins)

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Acier : $f_e = 500 \text{ MPa}$

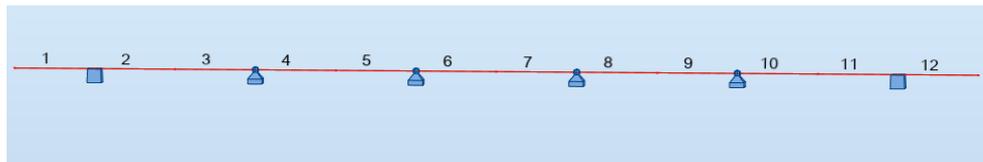


Figure III. 26 : Modélisation des entretoises

Les tableaux suivants présentent les réactions dues aux efforts verticaux transmis par le tablier aux appuis et constituent une base essentielle pour le dimensionnement obtenus à l'aide du logiciel Robot.

Tableau III. 2 : Moment max Pour Ra a (ELU, ELS)

Moment Charges	Moment (max) en travée	Moment sur Appuis
ELU	75,2085	-71,658
ELS	55,71	-53,08

Cas 01 : (moment sur appuis) :

On a :

$M_u = -71,658 \text{ KN.m}$

$M_s = - 53,08 \text{ KN.m}$

En utilisant le logiciel **Socotec** :

La section adoptée As sup : 4HA12

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Cas 02 : Ra (Moment en travées)

On a :

$$M_u = 75,21 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 55,71 \text{ KN.m}$$

En utilisant le logiciel **Socotec** :

Tableau III. 3 : moment max pour Rb en différents position

Moment Charges	Moment (max) en travée	Moment sur Appuis
<u>ELU</u>	74,52	-68,25
<u>ELS</u>	55,2	-50,56

Cas 01 : Rb (appuis)

On a :

$$-M_u = -68,25 \text{ KN.m}$$

$$-M_s = -50,56 \text{ KN.m}$$

-En utilisant le logiciel **Socotec** :

La section Adopté As sup : 3HA14

Cas 02 : Rb (en travées)

On a :

$$M_u = 74,52 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 55,2 \text{ KN.m}$$

-En utilisant le logiciel **Socotec** :

La section Adopté As inf : 3HA16

III.4.4. Calcul la section d'armatures transversales (At) :

a) **Calculer de contrainte tangentielle :**

On a : $V_u = 135,230 \text{ KN}$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \mathbf{0,84 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u < \min \left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) , \left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \left(0,15 \times \frac{30}{1,5} = 3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

Donc :

$$\tau_u < 3 \text{ MPa (vérifier)}$$

b) L'espacement St des cours successifs d'armatures d'âme

$$St \leq \text{Min} (0.9 d \text{ et } 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 40 \text{ cm}$$

(On adopte **St = 20 cm**)

c) la section d'un cours d'armatures transversales (At)

La justification vise à vis de l'état limite des armatures d'âme et donnée par expression suivante :

$$\frac{At}{b \times St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{tj}}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

On aura alors :

$$At \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{tj}) \times b \times St}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} , \quad At \geq \frac{(0,84 - 0,3 \times 2,4) \times 30 \times 20}{0,9 \times \frac{500}{1,15}}$$

$$At \geq \mathbf{0,184 \text{ cm}^2}$$

-On adopte : **At = 1,57 cm² (2HA10)**

-D'après Le rapport de la section minimale d'armature d'âme suivant :

$$\frac{At \times f_e}{b \times St} \geq 0,4 \text{ MPa} , \quad \frac{1,57 \times 500}{30 \times 20} = 1,308 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa (vérifier)}$$

-Le schéma de ferrailage

Pour l'entretoise (**Ra**) :

As sup : 4HA12 ; es = 7 cm

As inf : 4HA12 ; es = 7 cm

At = (2HA10)

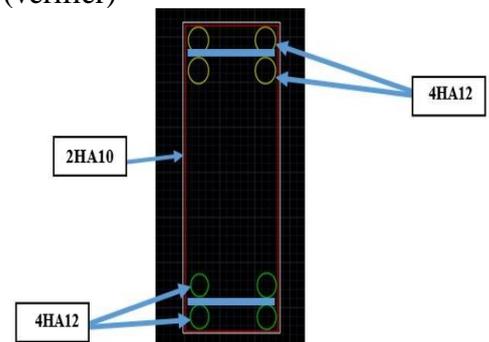


Figure III. 27 : Schéma de ferrailage pour entretoise (Ra)

- l'entretoise (**Rb**) :

As sup : 4HA14 ; es = 8 cm

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

As inf : 4HA16 ; es= 8 cm

At = (2HA10)

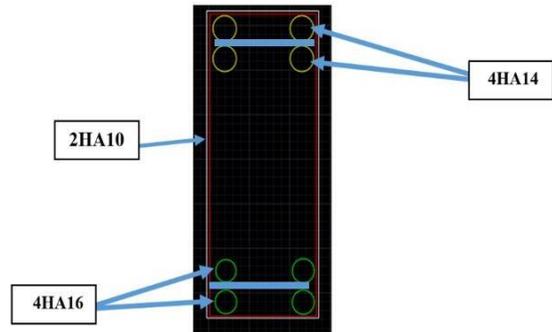


Figure III. 28 : Schéma de ferrailage pour entretoise (Rb)

III.5. L'infrastructure

III.5.1. Introduction

L'infrastructure d'un pont désigne l'ensemble des éléments porteurs situés sous la superstructure, assurant la reprise et la transmission des charges verticales et horizontales vers le sol. Elle comprend généralement les culées, les piles et les fondations, dont le type (superficiel ou profond) est choisi selon la nature du sol et les sollicitations prévues

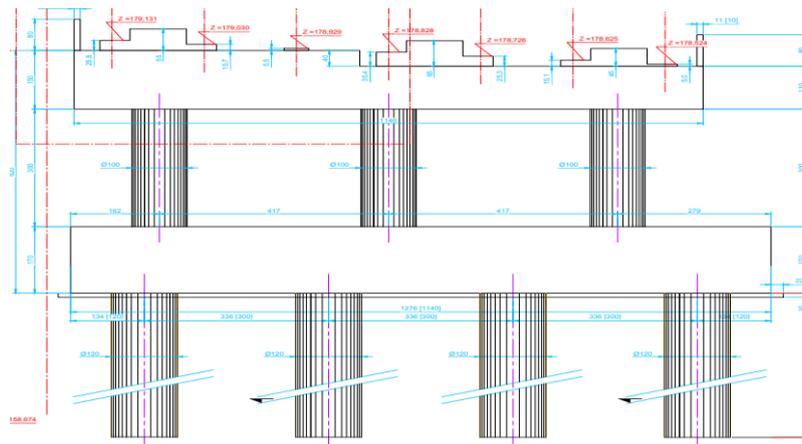


Figure III. 28 : Coupe transversale de la pile

III.5.2. Les dimensions des éléments de la pile

-Chevêtre :

Longueur du chevêtre L_c :

Elle est égale à la largeur totale du tablier du au baie. $L_c = 11,46$ m

Hauteur de chevêtre : $h = 1,1$ m

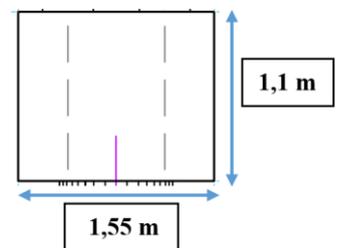


Figure III. 29 : Coupe longitudinale du chevêtre

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

- Fût :

Diamètre : 1 m

Hauteur : 3 m

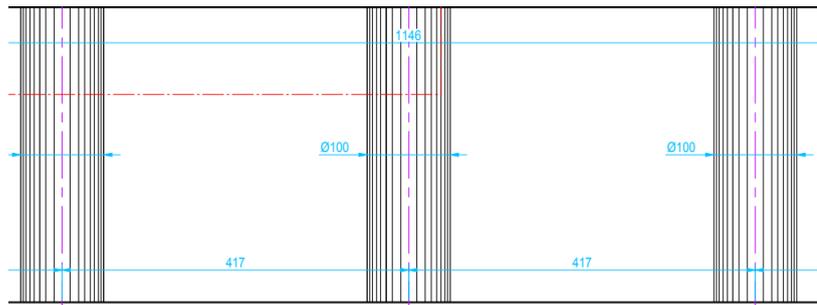


Figure III. 30 : Coupe transversale du Fût

- Semelle :

Hauteur : 1,7 m

Longueur : 12,76 m

Largeur : 6 m

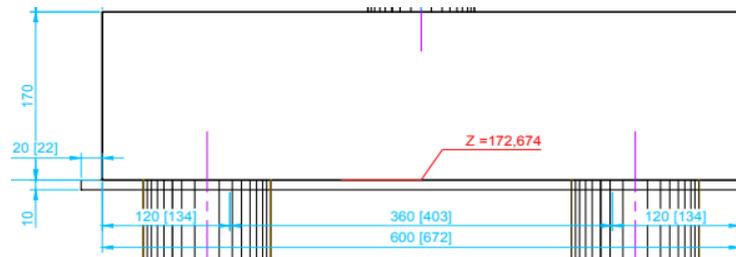


Figure III. 31 : Vue latérale Gauche de la semelle

- Pieu :

Diamètre : 1,2 m

Hauteur : 10 m

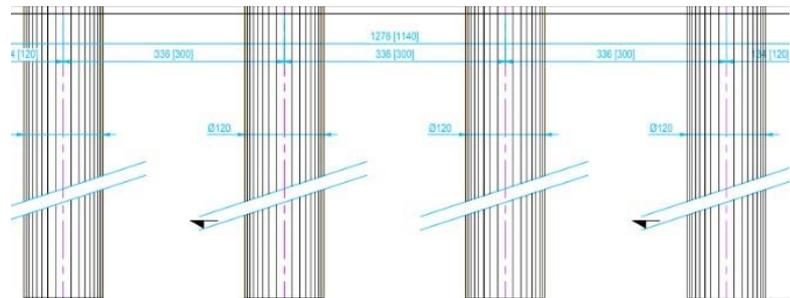


Figure III. 32 : Coupe transversale Des pieux

- Modélisation de la pile en logiciel Robot Autodesk Structurale Analysis

La modélisation de la pile a été réalisée avec le logiciel **Robot Structural Analysis**, pour simuler sa géométrie et son interaction avec les pieux, comme montré dans la figure ci-dessous.

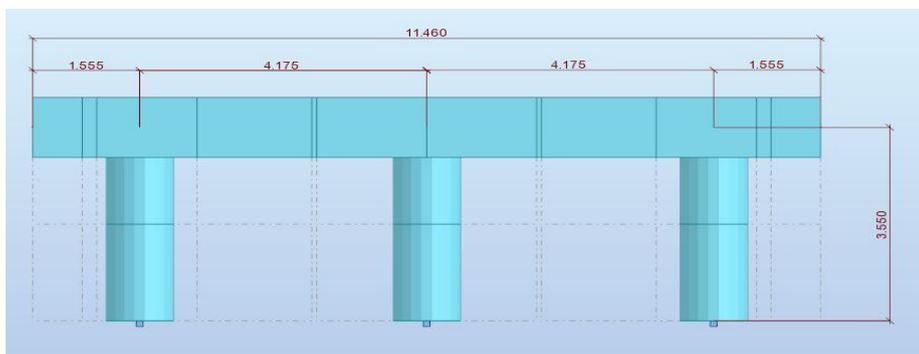


Figure III. 33 : modélisation de l'élément pile par logiciel AUTODESK Robot

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

III.5.3. Les dispositions des charges

Les sollicitations verticales générées par le tablier en employant le logiciel Robot (Structural Analysis), sont transmis au chevêtre en tant que réactions par l'intermédiaire de l'appareil d'appui.

La distribution de ces charges est détaillée comme suit :

1) **A. Etat Limite Ultime :**

$$\text{ELU (Chevêtre)} = \text{ELU (Ra + Rb)}$$

Ra = (réactions des éléments permanente structurale et non structurale + surcharge E360)

Rb = (à vide) sans surcharge (E360)

Rb = (réactions des éléments permanente structurale et non structurale sans surcharge E360)

$$\text{E360 ' = ELU (E360) = 1,35 x E360}$$

Le tableau ci-après illustre les réactions (Ra et Rb) a (ELU) :

Tableau III. 4 : la sollicitation verticale et combinaison à ELU pour Ra

Ra (KN)		
ELU (1^{ère} étape)	ELU (2^{ème} étape)	ELU (Ra) = ELU (1^{ère} étape) + ELU (2^{ème} étape)
198,323	109,912	308,235
256,39	280,399	536,789
250,1307	357,778	607,9087
251,711	590,917	842,628
264,84	713,525	978,365
200,1348	623,881	824,0158
350,885	345,665	696,55

Tableau III. 5 : La sollicitation verticale et combinaison à ELU pour Rb

Rb (KN)				
1^{ère} étape	2^{ème} étape	E360	E360 '	ELU (Rb)
353,152	199,355	-56,203	-75,874	628,38
198,045	361,244	269,698	364,092	154,69
262,165	558,688	372,667	503,100	317,75
252,387	657,351	463,655	625,934	283,80
251,959	538,893	369,828	499,268	291,58
258,239	414,885	277,859	375,110	298,01
196,46	136,677	30,571	41,271	291,87

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Tableau III. 6 : Combinaison à ELU

ELU(Ra)	ELU (Rb)	ELU (Ra + Rb)
308,235	628,38	936,61
536,789	154,69	693,49
607,9087	317,749	925,65
842,628	283,797	1126,42
978,365	291,58	1269,95
824,0158	298,01	1122,02
696,55	291,87	988,42

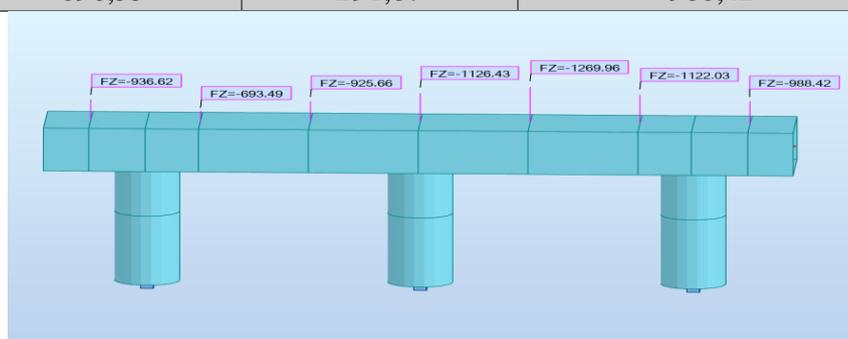


Figure III. 34 : Disposition de la charge a ELU

2) A. Etat Limite Service

ELS (Chevêtre) = ELS (Ra) + ELS (Rb)

Ra = réactions [ELS 1 ère étape + ELS 2 ème étape (superstructure + E360)]

Rb = (à vide) sans surcharge (E360)

Rb = réactions [ELS 1 ère étape + ELS 2 ème étape (superstructure + E360) – E360]

Le tableau ci-après illustre les réactions (Ra et Rb) générées par le tablier a (ELS)

Tableau III. 7 : La sollicitation verticale et combinaison à ELS pour Ra

Ra (KN)		
ELS (1 ère étape)	ELS (2 ème étape)	ELS (Ra)= ELS (1 ère étape) + ELS (2 ème étape)
146,906	81,416	228,322
189,919	207,703	397,622
185,282	265,021	450,303
186,453	437,717	624,17
196,18	528,537	724,717
148,248	462,134	610,382
259,915	256,048	515,963

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Tableau III. 8 : la sollicitation verticale et combinaison à ELS pour Rb

Rb (KN)			
ELS (1 ère étape)	ELS (2ème étape)	E360	ELS (Rb)
261,594	147,67	-56,203	465,47
146,7	267,588	269,698	144,59
194,196	413,843	372,667	235,37
186,954	486,927	463,655	210,23
186,636	399,18	369,828	215,99
191,288	307,322	277,859	220,75
145,526	101,242	30,571	216,20

Tableau I. 1: la combinaison à ELS

ELS (Ra)	ELS (Rb)	ELS (Ra + Rb)
228,322	465,47	693,792
397,622	114,59	512,212
450,303	235,37	685,673
624,17	210,22	834,39
724,717	215,99	940,707
610,382	220,75	831,132
515,963	216,2	732,163

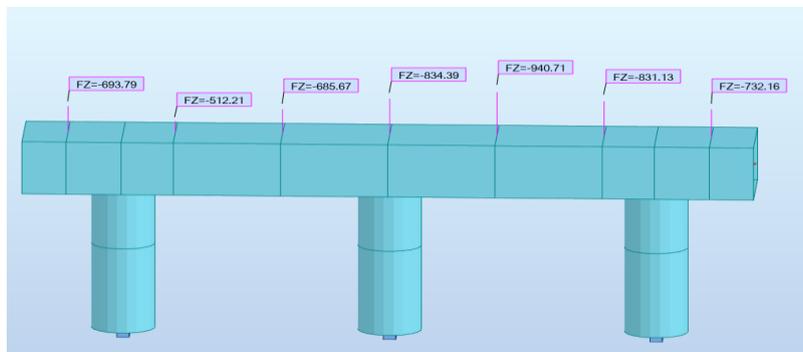


Figure III. 35 : Disposition de la charge a ELS

III.5.4. Les sollicitations du chevêtre

-Les figures suivantes représentent **les sollicitations internes maximales (moments fléchissant et efforts tranchants)** extraites du logiciel :

1) A .Etat Limite Ultime

En travée :

M max(Elu) = 841,17 KN.m

En appui :

M max(Elu) = -1032,36 KN.m

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

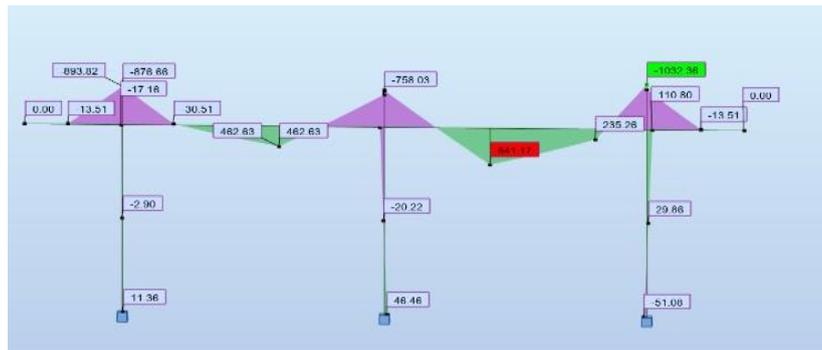


Figure III. 36 : Moment max en travée et en appui sous la combinaison ELU

2) A .Etat Limite Service :

En travée :

$M \max(\text{Els}) = 623,21 \text{ KN.m}$

En appui :

$M \max(\text{Els}) = -764,71 \text{ KN.m}$

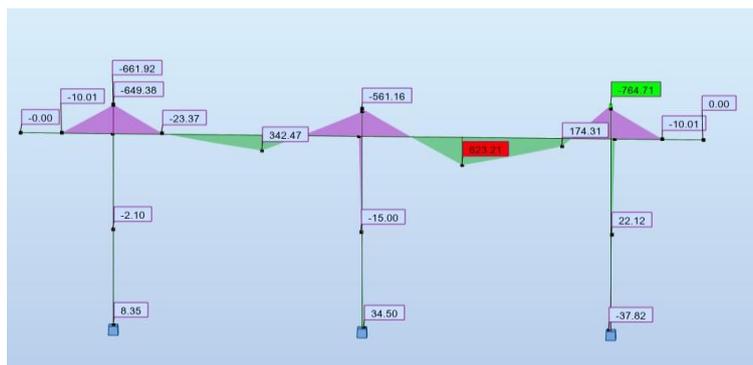


Figure III. 37 : Moment max en travée et en appui Sous la combinaison ELS

1) A .Etat Limite Ultime :

En appui :

(On calculer l'effort tranchant aux appuis pour assurer sa résistance au cisaillement).

$T \max(\text{Elu}) = 1576,31 \text{ KN}$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

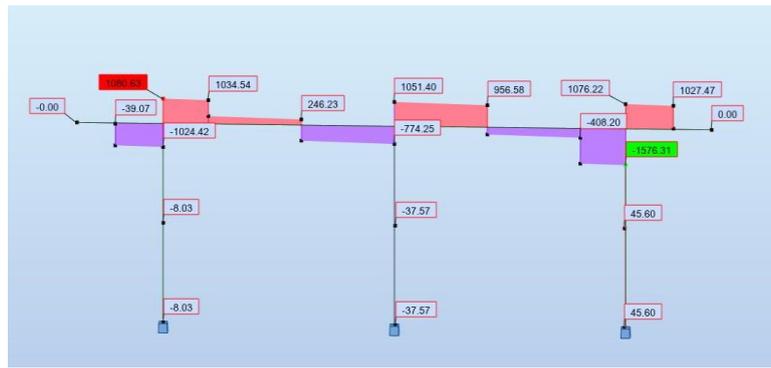


Figure III. 38 : Effort Tranchant Sous la combinaison ELU une travée chargée

III.5.5. Le Dimensionnement du chevêtre

-En travée :

$$M \max(Elu) = 841,17 \text{ KN.m}$$

$$M \max(Els) = 623,21 \text{ KN.m}$$

En utilisant le logiciel **Socotec**

On a la section adopté (As) inférieur = 31,42cm² = (10HA20)

En appui :

$$M \max(Elu) = -1032,36 \text{ KN.m}$$

$$M \max(Els) = -764,71 \text{ KN.m}$$

En utilisant le logiciel **Socotec**

La Section adopté (AS) supérieur =31,42 cm²= 12HA20

III.5.6. Etude du Chevêtre à la torsion

a. Etat Limite Ultime :

$$ELU (\text{Chevêtre}) = ELU (Rb - Ra)$$

Ra = réactions [ELU 1 ère étape + ELU 2 ème étape (superstructure +E360)]

Rb = réactions [ELU 1 ère étape + ELU 2 ème étape (superstructure +E360) – E360]

$$M \text{ torsions} = [ELU (Rb) - ELU(Ra)] \times 0,384$$

Le tableau ci-après illustre les combinaisons de charges et le moment de torsion **a (ELU)**

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Tableau III. 9: Combinaison à ELU

ELU(Ra)	ELU (Rb)	ELU (Rb) - ELU(Ra)	M torsion
308,235	628,38	320,145	122,935
536,789	154,69	-382,099	-147,49
607,9087	317,749	-290,1597	-111,42
842,628	283,797	-558,831	-214,59
978,365	291,58	-686,785	-263,725
824,0158	298,01	-526,0058	-201,986
696,55	291,87	-404,68	-155,397

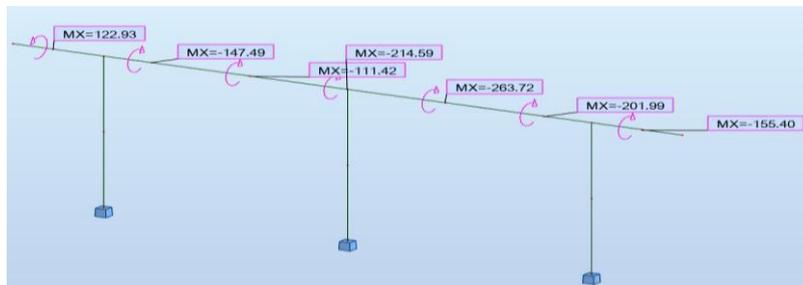


Figure III. 39 : Disposition du moment a ELU

b. Etat Limite Service :

ELS (Chevêtre) = ELS (Rb) - ELS (Ra)

Ra = réactions à gauche [(charge + surcharge E360)]

Rb = (à vide) sans surcharge (E360) = (superstructure + 1 ère étape)

Rb = réactions [ELS 1 ère étape + ELS 2 ème étape (superstructure + E360) – E360]

M torsions = [ELU (Rb) - ELU(Ra)] x 0,384

Le tableau ci-après illustre les combinaisons de charges et le moment de torsion a (ELS)

Tableau III. 10 : Combinaison à ELS

ELS (Ra)	ELS (Rb)	ELS (Rb)-ELS(Ra)	M torsion
228,322	465,47	237,148	91,06
397,622	114,59	-283,032	-108,68
450,303	235,37	-214,933	-82,53
624,17	210,22	-413,95	-158,96
724,717	215,99	-508,727	-195,35
610,382	220,75	-389,632	-149,62
515,963	216,2	-299,763	-115,11

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

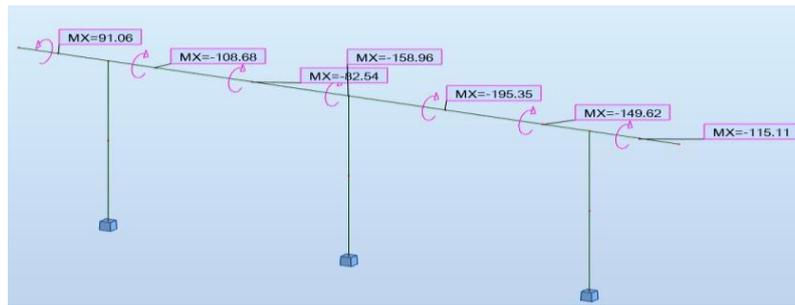


Figure III. 40 : Disposition du moment à ELS

III.5.7. Les sollicitations du chevêtre

-Les figures suivantes représentent les **sollicitations internes maximales (moment de torsion et efforts tranchants)** générées par le logiciel :

a) Etat Limite Ultime :

En travée :

M (torsions) max = -200,18 KN.m

En appui :

M (torsion) max : 362,96 KN.m

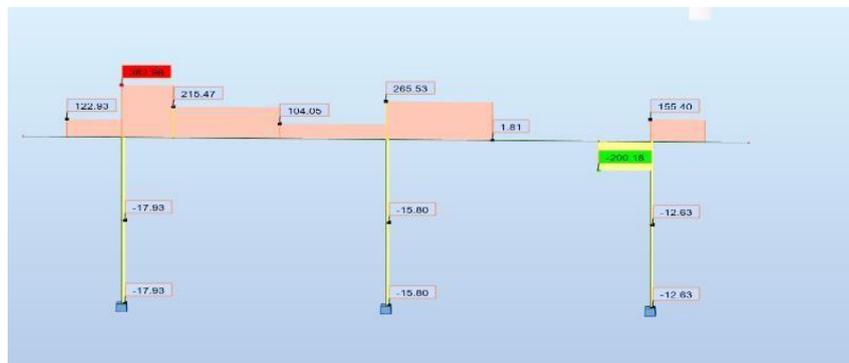


Figure III. 41: Moment de torsion Sous la combinaison ELU une travée chargée

A .Etat Limite Service :

En travée :

M (torsions) max = -148,15 KN.m

En appui :

M (torsions) max = 268,60 KN.m

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

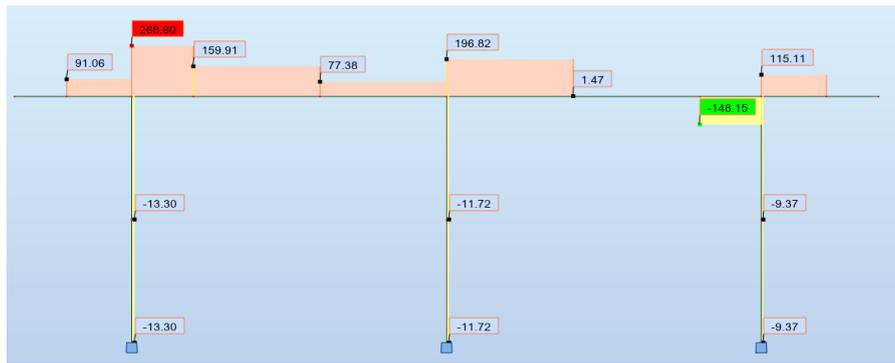


Figure III. 42: Moment de torsion Sous la combinaison ELS une travée chargée

III.5.8. Le Dimensionnement du chevêtre (cas de torsion)

-En appuis :

M (torsion) max [elu] : 362,96 KN.m

M (torsion) max [els] : 268,60 KN.m

En utilisant le logiciel Socotec :

La section adopté : (AS) inférieur = 12,06 cm²= (6HA16)

-En travée :

M (torsions) max [elu] = -200,18 KN.m

M (torsions) max [els] = -148,15 KN.m

En utilisant le logiciel Socotec :

La section adopté : (AS) supérieur = 9,24cm²= (6HA14)

III.5.9. Calcule des contraintes et des armatures du chevêtre

-Dans le cas d'une section pleine, la section réelle est remplacée par une section creuse équivalente avec :

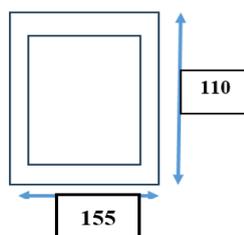


Figure III. 43 : Schéma d'une section (chevêtre) en creux

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

$$b_o = h/6 \dots\dots(34) \quad , \quad b_0 = 110/6 = 18.33, \quad b_o = 18.33 \text{ cm}$$

$$\Omega = (155-18.33) (110-18.33) ; \Omega = 12528.54 \text{ cm}^2$$

Ω : L'aire du contour de la mi- épaisseur des parois

b_0 = épaisseur de la paroi

a) Calcul de contrainte due au Moment de torsion

Avec $M_{tu} = 362,96 \text{ KN.M}$:

$$\tau_{uT} = \frac{M_{tu}}{2 b_o \Omega} = \frac{362,96 \cdot 0.001}{(2 \cdot 0.1833 \cdot 1.252854)} = 0.79 \text{ Mpa}$$

b) Calcul de contrainte due à l'effort tranchant

Avec $V_u = - 1576,31 \text{ KN}$

$$\tau_{uV} = \frac{V_u}{bd} = \frac{-1,576}{1.55 \cdot 0.99} = -1,027 \text{ MPa} \text{ avec } d = 0.9 h$$

La contrainte doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \dots\dots\dots(35)$$

$$|\tau_u| = 1,027 \text{ Mpa} < 2.50 \text{ Mpa}$$

15,070 cm

-Calcul des armatures transversales

a) At pour l'effort Tranchant

La contrainte doit vérifier la relation suivante

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$|\tau_u| = 1,027 \text{ Mpa} < 2.50 \text{ Mpa}$$

-La section minimale d'armatures d'âmes

L'espacement St doit répondre à la condition suivante :

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 40 \text{ cm}$$

On adopte ($St = 25 \text{ cm}$)

-on a d'après le rapport suivant :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times St} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad , \quad A_t \geq 0,4 \frac{b_0 \times St}{f_e}$$

$$A_t \geq 3,1 \text{ cm}^2$$

-la section adopté $A_t = (4,52 \text{ cm}^2) = (4HA12)$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

-D'après la justification de l'état limite ultime des armatures d'âme :

En appliquant la valeur absolue on obtient :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k)}{0,9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec : ($f_{tj} = 3,3 \text{ MPa}$, $k = 1$)

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} = 0,00116$$

$$\frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k)}{0,9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} = 0,0000945$$

Alors :

$$\left(\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k)}{0,9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \right) \text{ Vérifier}$$

b) Armature transversale pour la torsion

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{T_u}{2 \Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots\dots(36) \quad , \text{ alors on n'aura } A_t = \frac{s_t \times T_u}{2 \Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{250 \times 362,96 \times 10^6}{2 \times 12528,54 \times \frac{500}{1,15}} = 0,833 \text{ cm}^2$$

$$A_t \approx 1 \text{ cm}^2$$

Donc la section adopté $A_t = (4\text{HA}8) = 2,01 \text{ cm}^2$

-Schéma de ferrailage

Cas cheville

Avec :

$A_s (\text{sup}) = 12\text{HA}20$; espacement = 30 cm

$A_s (\text{inf}) = 10\text{HA}20$; espacement = 30 cm

$A_t = 4\text{HA}12$

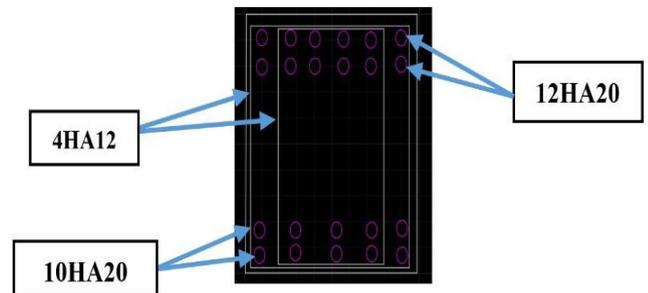


Figure III. 44 : Schéma de ferrailage du cheville

-Cas torsion pour cheville :

Avec :

$A_s (\text{sup}) = 6\text{HA}14$; espacement = 30 cm

$A_s (\text{inf}) = 6\text{HA}16$; espacement = 30 cm

$A_t = 4\text{HA}8$

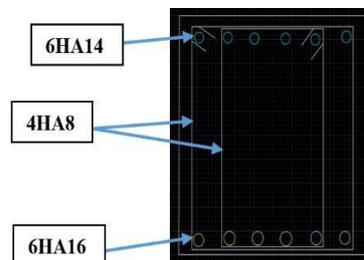


Figure III. 45 : Schéma de ferrailage du cheville cas torsion

III.6. Etude du Fût

III.6.1. Introductions

Il représente un élément clé de la pile, le fût assure la transmission des charges vers les fondations et conditionne la stabilité de l'ouvrage.

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

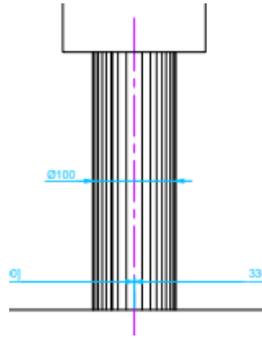


Figure III. 46 : Fût extrait vue latérale gauche

III.6.1.1. Les dispositions des charges

En plus des charges verticales dues à la réaction du tablier, les colonnes supportent des efforts de freinage (surcharge Bc) résultant de l'action des véhicules sur le tablier, générant des sollicitations horizontales, La distribution de ces charges générées par le logiciel Robot est détaillée ci-après :

-Les Disposition à ELU

Tableau III. 11 : Combinaison elu poid propre du tablier

ELU POIDS DU TABLIER			
ELU (Ra)	ELU (Rb)	ELU (Ra+Rb)	Mx 1
368,358	628,38	996,738	-99,848448
344,854	195,197	540,051	57,468288
310,091	317,752	627,843	-2,941824
287,78	283,805	571,585	1,5264
306,88	291,584	598,464	5,873664
196,999	298,015	495,014	-38,790144
491,841	291,867	783,708	76,790016

b) Disposition de charge BC en ELU

-ELU (Bc) = ELU (Ra)

-Ra = [les réactions cas Bc]

-(Ra elu) Bc = 1,1*1,134*1,6 *Ra

-Mx 2 = Ra elu *0, 384

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Tableau III. 12 : Combinaison elu surcharge Bc

ELU Bc		
Ra	Ra elu	Mx 2
0	0	0
72,641	144,979813	55,6722484
99,343	198,272733	76,1367295
256,293	511,519821	196,423611
182,077	363,39656	139,544279
128,088	255,643154	98,1669711
34,102	68,0621357	26,1358601

c) Disposition de charge sur trottoir a ELU

On a :

-Ra = les réactions à gauche du au charges de trottoir ont été obtenues à l'aide du logiciel Robot.

-Rb = les réactions à droite du au charges de trottoir ont été obtenues à l'aide du logiciel Robot.

-Ra elu : 1,6 *Ra

-Rb elu : 1,6 *Rb

-ELU (Ra+Rb) charge sur trottoir = ELU(Ra) +ELU(Rb)

-Mx 3= [ELU(Ra) - ELU(Rb)] *0,384

Tableau III. 13 : Combinaison elu charge sur trot

ELU charge sur trottoir					
Ra	Rb	Ra elu	Rb elu	Ra+Rb	Mx 3
15,731	25,193	25,1696	40,3088	65,4784	-5,813
5,87	0	9,392	0	9,392	3,607
2,806	2,531	4,4896	4,0496	8,5392	0,169
0,647	0,024	1,0352	0,0384	1,0736	0,383
0	0,139	0	0,2224	0,2224	-0,085
0,645	0,292	1,032	0,4672	1,4992	0,217

d) Combinaison ELU totale (tab +Bc + charge sur trottoir)

On aura :

-ELU (Ra +Rb) totale = la somme des combinaisons a **ELU des réactions (Ra, Rb)** du aux différents charges.

-ELU (Ra +Rb) totale = [ELU (Ra) + ELU(Rb)] Poids du tablier + (Ra elu) Bc + ELU (Ra+Rb) charge sur trottoir.

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

-**Mx totale** = Mx 1 + Mx 2 + Mx 3

-**Fy** = représente l'effort de freinage

$$-Fy = \frac{300 \times 1,1 \times 1,6}{2 \times 7} = 37,71 \text{ KN}$$

Tableau III. 14 : Combinaison elu totale

ELU totale (tab +Bc + charge sur trottoir)		
ELU (Ra +Rb) totale	Mx totale	Fy (effort de freinage)
1062,2164	-105,6619	37,71
694,422813	116,747064	37,71
834,654933	73,3638655	37,71
1084,17842	198,332783	37,71
962,08296	145,332541	37,71
752,156354	59,5937103	37,71
851,770136	102,925876	37,71

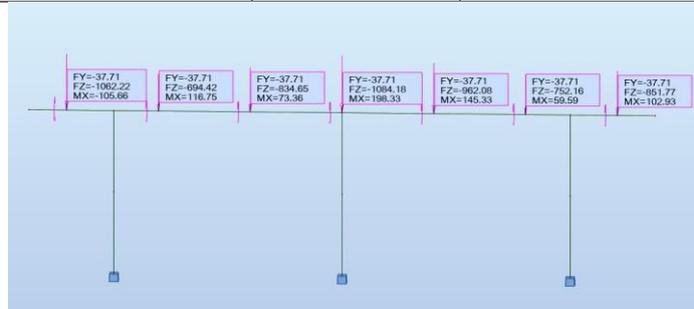


Figure III. 47 : Disposition des charges a ELU

-Les Disposition à ELS

a) Disposition de charge du au poids du tablier

-**ELS (Ra)** = représente la combinaison de charge du aux réactions à gauche du au poids du tablier (élément porteur, étanchéité, revêtement, trottoir, terre-plein, garde-corps, glissière de sécurité)

-**ELS (Rb)** =représente la combinaison de charge du aux les réactions à droite du au poids du tablier (élément porteur, étanchéité, revêtement, trottoir, terre-plein, garde-corps, glissière de sécurité)

-**ELS (Ra + Rb)** = [ELS (Ra) + ELS (Rb)] Poids du tablier

-**Mx 1** = [ELU (Ra) - ELU(Rb)]*0,38

Tableau III. 15 : Combinaison els Poids du tablier

ELS POIDS DU TABLIER			
Ra	Rb	Ra+Rb	Mx
272,858	465,467	738,325	-73,961856
255,447	144,59	400,037	42,569088
229,697	235,372	465,069	-2,1792

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

213,171	210,226	423,397	1,13088
227,318	215,988	443,306	4,35072
145,925	220,752	366,677	-28,733568
364,326	216,197	580,523	56,881536

b) Disposition de charge BC en ELS

ELS (Bc) = ELS (Ra)

Ra = [les réactions cas Bc]

Ra els = 1,1*1,134*1,2*Ra

Mx = Ra elu *0,384

Tableau III. 16 : Combinaison els surcharge Bc

ELS Bc		
Ra	Ra els	Mx
0	0	0
72,641	108,73486	41,7541863
99,343	148,70455	57,1025471
256,293	383,639866	147,317708
182,077	272,54742	104,658209
128,088	191,732365	73,6252283
34,102	51,0466018	19,6018951

c) Disposition de charge sur trottoir a ELS

-On n'a d'après le RCPR on à prendre en compte les charges sur trottoir.

-Ra = les réactions à gauche du au charges de trottoir ont été obtenues à l'aide du logiciel Robot.

-Rb = les réactions à droite du au charges de trottoir ont été obtenues à l'aide du logiciel Robot.

-Ra elu : 1*Ra

-Rb elu : 1*Rb

-ELU (Ra+Rb) charge sur trottoir = ELU(Ra) +ELU(Rb)

-Mx 3= [ELU(Ra) - ELU(Rb)] *0,384

**Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la
superstructure et l'infrastructure**

Tableau III. 17 : Combinaison els charge sur trottoir

ELS charge sur trottoir			
Ra	Rb	Ra+Rb	Mx
15,731	25,193	40,924	-3,633408
5,87	0	5,87	2,25408
2,806	2,531	5,337	0,1056
0,647	0,024	0,671	0,239232
0	0,139	0,139	-0,053376
0,645	0,292	0,937	0,135552

d) Combinaison ELU totale (tab +Bc + charge sur trottoir)

-ELS (Ra +Rb) totale = la somme des combinaisons a ELS des réactions (Ra, Rb) du aux différents charges.

-ELS (Ra +Rb) totale = [ELS (Ra) + ELS(Rb)] Poids du tablier + (Ra els) Bc + ELS (Ra+Rb) charge sur trottoir.

-Mx totale = Mx 1 + Mx 2 + Mx 3

-Fy = représente l'effort de freinage

$$\mathbf{-Fy} = \frac{300 \times 1,1 \times 1,2}{2 \times 7} = \mathbf{28,29 \text{ KN}}$$

Tableau III. 18 : Combinaison els totale

ELS totale (tab +Bc + charge sur trottoir)		
Ra+Rb	Mx	Fy (effort de freinage)
738,325	-73,961856	28,29
508,77186	84,3232743	28,29
613,77355	54,9233471	28,29
807,036866	148,448588	28,29
715,85342	109,008929	28,29
558,409365	44,8916603	28,29
631,569602	76,4834311	28,29

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

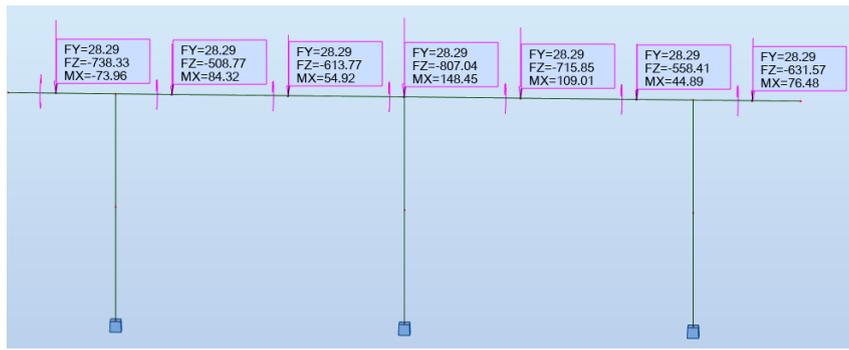


Figure III. 48 : Disposition des charges a ELS

-Vérification du flambement

Vérification SETRA :

a) Calcul de la surface et de l'inertie

$$-Aire = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3,1416 \times 1^2}{4} = 0,785 \text{ m}^2 \quad \dots\dots(38)$$

b) Calcule le moment d'inertie

$$I = \frac{\pi \times D^4}{64} = \frac{\pi \times 1^4}{64} = 0,0491 \text{ m}^4 \dots\dots\dots (39)$$

c) Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,0491}{0,785}} = 0,25 \quad \dots\dots\dots(40)$$

d) Élancement réduit λ barre

Lk : Longueur de flambement effective

Cas : (Articulé – : Encastré) et d'après (Annexe 6)

$$-Lk = 0,7L = 0,7 \cdot 3 = 2,10 \text{ m} \quad \dots\dots(41)$$

$$-\lambda = \frac{Lk}{i} = \frac{2,10}{0,25} = 8,4 \text{ (très faible élancement)}$$

Le SETRA considère que si : $\lambda < 50$ (le flambement est très peu influent)

e) Contrainte admissible en compression :

-Résistance de calcul du béton

γ_c est le coefficient partiel de sécurité appliqué au béton

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

$$-f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} \approx 16,7 \text{ MPa} \quad \dots\dots(42)$$

La valeur de 1,5 est une **valeur standardisée** recommandée par : (le **BAEL 91 modifié 99**)

- $\gamma_c=1,5$ signifie que l'on **réduit volontairement** la résistance du béton de $1/1,5 = 66 \%$ dans les calculs pour garantir la sécurité, même en cas de défauts ou de variations imprévues.

-Contrainte admissible

$$-\sigma_{adm} \approx 0,85 \times f_{cd} = 0,85 \times 16,7 \approx 14,2 \text{ MPa} \quad \dots\dots(43)$$

-Effort normal admissible

$$N_{adm} = \sigma_{adm} \times A = 14,2 \times 0,785 \approx 11,15 \text{ MN} \quad \dots\dots(44)$$

- $N_{Ed} = L'$ **effort normal** est utilisé dans les vérifications à l'état limite ultime (ELU). Il correspond à la combinaison majorée des charges permanentes et variables, et permet de garantir la sécurité structurale vis-à-vis de la ruine par flambement.

$$-N_{Ed} = 2636,88 \text{ KN} = 2,63 \text{ MN}$$

Donc :

$$N_{Ed} \leq 11,15 \text{ MN (vérifier alors pas de problème de flambement)}$$

III.6.1.2. Sollicitation de la colonne (fût)

-Les figures présentent les efforts internes (efforts tranchants FY et FZ, et moment de torsion notée Mx) résultant de la disposition (de charge BC et poids propre du tablier et la charge sur trottoir) à l'état Limite Ultime (ELU) et l'état Limite service. La distribution de ces charges générées par le logiciel Robot est détaillée ci-après :

a. Etat Limite Ultime

$$-M_{max} = 536,44 \text{ KN.m}$$

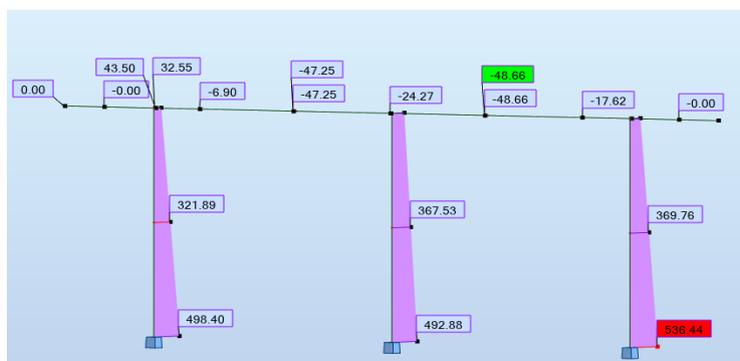


Figure III. 49 : Moment Sous la combinaison ELU

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

b. Etat Limite Service :

-M max = -102,41 KN.m

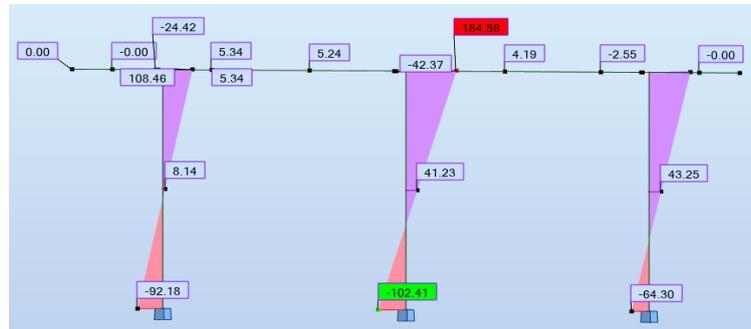


Figure III. 50: Moment Sous la combinaison ELS

- Effort normal :

a. .Etat Limite Ultime :

N max = 2636,88 KN

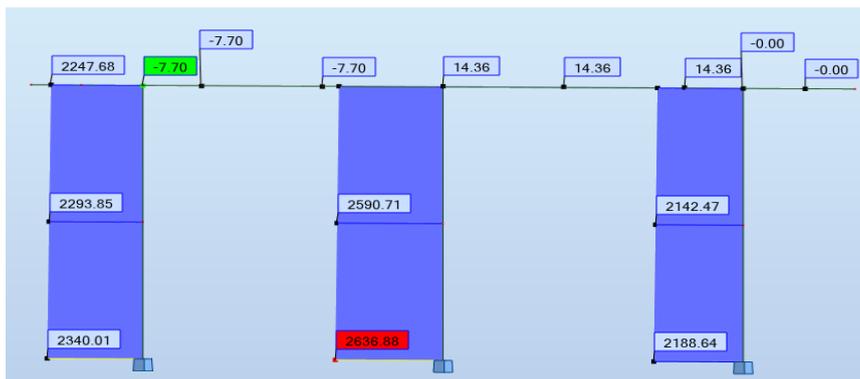


Figure III. 51 : Effort normal max a Elu

b. .Etat Limite Service :

N max = 1962 KN



Figure III. 52 : Effort normal max a Els

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

-Le Dimensionnement du fût :

Alors :

$$M \text{ max (elu) } = 536,44 \text{ KN.m}$$

$$M \text{ max (els) } = -102,41 \text{ KN.m}$$

$$N \text{ max (elu) } = 2636,88 \text{ KN}$$

$$N \text{ max (els) } = 1962 \text{ KN}$$

En utilisant le logiciel **Socotec** :

$$\text{La section Adopté : } A_s = 49,09 \text{ cm}^2 = (10\text{HA}25)$$

III.6.2. Calcul sismique

-Caractéristiques sismiques du site

- ❖ Importance du Pont : **3**
- ❖ Zone de Sismicité : **II a**
- ❖ Coefficient d'accélération de Zone : **A=0.15**
- ❖ Catégorie du Site en fonction des caractéristiques Géotechniques du sol : **S3**
- ❖ Coefficient du Site **S=1.20**

Séisme Horizontal longitudinal

a) Effort longitudinal global :

$$-F_{\text{longitudinal}} = M \times S_{ae}(T) \dots \dots \dots (45)$$

Avec

-M : Masse Totale de la Structure en Mouvement.

- $S_{ae}(T)$ le spectre élastique de réponse longitudinal donne par les équations suivantes :

Avec

g : accélérateur de la pesanteur (9.81 m/s^2)

T_1, T_2 : période caractéristiques associées à la catégorie du site

A : coefficient d'accélération de la zone

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$)

ξ : taux d'amortissement en % pour le béton armé = 5

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

S : coefficient de site déterminé selon le tableau suivant :

Tableau III. 19 : Des valeurs T_1 , T_2 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	0.50	0.70
S	1.00	1.10	1.20	1.30

Dans notre cas la catégorie de site = S3 $\Rightarrow T_1 = 0.20$ et $T_2 = 0.50$

T : est la période fondamentale du système déterminé par la formule suivante :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \dots\dots(46)$$

Avec :

- M : Masse Totale de la Structure en Mouvement exprimée en Unité de masse
- K : La Raideur de l'ensemble des appuis du système

b) Raideur longitudinale de l'ensemble des appuis :

La raideur K de l'ensemble des appuis est égale à :

$K = n$ appui x K appui avec n appui le nombre d'appuis s'opposant au séisme

La Raideur longitudinale K d'un appui provient :

- des fondations et du sol support
- des appuis proprement dits
- des appareils d'appui éventuels

En général, la raideur des fondations peut être négligée, si les appareils d'appuis sont souples (Néoprènes frettés) ou pour les ouvrages courants.

Dans le sens longitudinal, la raideur d'un appui K est définie par :

$$K_{(culée, pile)} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appui}} + \frac{1}{K_{appareils}} + \frac{1}{K_{fondation}}} \dots\dots\dots(47)$$

❖ **Calcul de la Raideur de la Culée :**

La Raideur de la Culée est égale $K_{culée} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appui}} + \frac{1}{K_{appareils}} + \frac{1}{K_{fondation}}}$

Avec $\frac{1}{K_{appui}} = 0$ et $\frac{1}{K_{fondation}}$ est négligeable

$K_{culée} = \frac{1}{K_{appareils}}$ avec $K_{appareils} = n * \frac{G*a*b}{e}$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Avec $n = 7$ appareils d'appui au niveau de la culée, $G = 1.20$ Mpa $a = 200$ mm $b = 300$ mm $e = 50$ mm

K culée = 10.08 Mn/m

- Calcul de la Raideur de la Pile :

La Raideur de la Pile est égale $K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareils}} + \frac{1}{K_{appui}} + \frac{1}{K_{fondation}}}$

Avec $\frac{1}{K_{fondation}}$ est négligeable

Et $K_{appui} = n * \frac{\alpha * E * I}{l^3}$ (48)

avec :

- n le nombre de fûts de la pile
- E le module de déformation instantanée du béton
- I l'inertie longitudinale d'un fût
- l la hauteur du fût de la pile
- α dépend des conditions d'appui ($\alpha=3$ libre ou articulé)

$I_{Fut} = (\pi * D^4)/64$ avec $D = 1.00$ $I = 0.0490625m^4$

Instantané = 32130 Mpa, $\alpha = 3$, $n = 3$ et $l_{fut} = 4.10$ m **$K_{appui} = 205,85$ MN/m**

$K_{appareils} = n * \frac{G * a * b}{e}$ (50) avec

- G le module de cisaillement de l'appui mobile en élastomère est pris égal à 1.20 Mpa.
- a, b les dimensions en plan de l'appareil $a = 200$ mm $b = 300$ mm
- e l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil = 50 mm
- n le nombre d'appareils d'appui par appui = 14

$K_{appareils} = 20.16$ Mn/m

La Raideur de la Pile est égale $K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{20.16} + \frac{1}{205,85}} = 18,36$ MN/m

- Calcul de La raideur K de l'ensemble des appuis :

$K_{sys} = 2 K_{culée} + 1 K_{pile} = 38.52$ MN/m .

D'où :

- Calcul de la Période Fondamentale du système

$T = 2\pi \sqrt{\frac{702 * 1000}{38.52 * 10^6}} = 0.8437$ secondes

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

c) Évaluations du spectre de réponse élastique longitudinal

Avec $T_2 = 0.50 < T = 0.82s < 3s$ donc on applique la formule

$$S_{ae}(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2}\right) = 2.5\eta AgS \left(\frac{T^2}{T}\right) \quad \text{avec } \eta = 1 ; S=1.20$$

$$S_{ae}(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2}\right) = 2.50 * 0.15 * 9.81 * 1.20 * (0.50/0.8437) = \mathbf{2.616 \text{ m/s}^2}$$

- (La période spectrale est plus élevée car l'analyse prend en compte la souplesse des appuis, les fondations réelles et l'interaction sol-structure, contrairement à l'estimation analytique basée sur des hypothèses idéalisées)

- Évaluations de l'effort sismique longitudinal global :

L'effort longitudinal global :

$$F_{\text{long}} = M * S_{ae}(T, \xi) = 2.616 * 702000 = 1836.54 \text{KN}$$

$$F_{\text{long}} = \mathbf{183.654T}$$

d) Répartition de l'effort sismique longitudinal sur les appuis

$$K_{\text{culée}} = \mathbf{10.08 \text{ MN/m}}, \quad K_{\text{pile}} = \mathbf{18,36 \text{ MN/m}} \quad \text{et} \quad K_{\text{système}} = \mathbf{38.52 \text{ MN/m}}$$

(La rigidité longitudinale de la culée est naturellement inférieure à celle de la pile, en raison de sa liaison avec le remblai, de la nature plus souple de sa fondation, et de sa réponse non linéaire. En comparaison, la pile, plus rigide et mieux ancrée, présente une géométrie plus favorable en flexion. Cette différence s'accroît en analyse sismique du fait de l'interaction sol-structure.)

L'effort longitudinal au niveau de la culée

$$F_{\text{culée long}} = \frac{K_{\text{Culée}}}{K_{\text{Systeme}}} * F_{\text{longitudinal}} = \frac{10.08}{38.52} * 183,65 = \mathbf{48,0579T}$$

L'effort longitudinal au niveau de la pile

$$F_{\text{pile long}} = \frac{K_{\text{pile}}}{K_{\text{Systeme}}} * F_{\text{longitudinal}} = \frac{18,36}{38.52} * 183,65 = \mathbf{87,53T}$$

• Séisme Horizontal Transversal

a) Effort transversal global :

$$- F_{\text{transversal}} = M \times S_{ae}(T)$$

Le tablier est "infiniment rigide" suivant cette direction et il est bloqué transversalement sur chacune des culées. L'analyse sismique se limite au calcul de la force s'appliquant sur chacune de ces butées. Pour cela, on applique à la masse du tablier (643.56 t) une accélération égale : $2.5\eta AgS = 2.5 * 1 * 0.15 * 9.81 * 1.20 = 4.41 \text{ (m/s}^2\text{)}$

$$F_{\text{transversal}} = 702000 * 4.41 = 3095820,00 \text{N} = 309,6 \text{ T pour les deux culées}$$

Pour une culée :

$$F_{\text{transversal}} = 309,6/2 = \mathbf{154,8 \text{ T}}$$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

- **Séisme Vertical**

- a) **Effort Vertical global :**

$$F_{\text{vertical}} = M \times S_{ae\ v}(T) \dots \dots \dots (51)$$

Avec

- M : Masse Totale de la Structure en Mouvement.-

- $S_{ae\ v}(T)$ le spectre élastique de réponse vertical donne par les équations suivantes :

$$S_{ae\ v}(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag \eta \frac{T}{T_1} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0\ s \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0\ s \end{cases}$$

Avec

g : accélérateur de la pesanteur (9.81 m/s²)

T₁, T₂ : période caractéristiques associées à la catégorie du site

A : coefficient d'accélération de la zone

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité

α = 0.7 pour les zones sismiques I, II a et II b et 1.0 pour la zone sismique III

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7(2 + \xi)}$)

ξ : taux d'amortissement en % pour le béton armé = 5

Tableau IV. 2: Des valeurs T₁, T₂ pour la composante verticale

Site	S1	S2	S3	S4
T₁	0.15	0.15	0.20	0.20
T₂	0.30	0.40	0.40	0.40

Dans notre cas la catégorie de site = S3 ⇒ T₁ = 0.20 et T₂ = 0.40

T : est la période fondamentale du système déterminé par la formule suivante :

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

- M : Masse Totale de la Structure en Mouvement exprimée en Unité de masse

- K : La Raideur de l'ensemble des appuis du système

- b) **Raideur verticale de l'ensemble des appuis :**

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

La raideur K de l'ensemble des appuis est égale à :

$K = n \text{ appui} \times K_{\text{appui}}$ avec n appui le nombre d'appuis s'opposant au séisme

La Raideur vertical K d'un appui provient :

- des fondations et du sol support
- des appuis proprement dits
- des appareils d'appui éventuels

En général, la raideur des fondations peut être négligée, si les appareils d'appuis sont souples (Néoprènes frettés) ou pour les ouvrages courants.

Dans le sens vertical, la raideur d'un appui K est définie par :

$$\frac{1}{K_{\text{(pile, culée)}}} = \frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{appui}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}$$

❖ Calcul de la Raideur de la Culée :

La Raideur de la Culée est égale $\frac{1}{K_{\text{Culée}}} = \frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{appui}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}$

Avec $\frac{1}{K_{\text{appui}}} = 0$ et $\frac{1}{K_{\text{fondation}}}$ est négligeable Selon le RPOA, la déformabilité des fondations peut être négligée lorsque leur rigidité est très élevée par rapport à celle des superstructures ou appareils d'appui. De même, la contribution verticale de la culée peut être ignorée si elle ne porte pas directement le tablier ou si son appui est glissant ou très souple.

$$\frac{1}{K_{\text{culée}}} = \frac{1}{K_{\text{appareils}}} \text{ avec } K_{\text{appareils}} = n * \frac{G * a * b}{e}$$

Avec n = 7 appareils d'appui au niveau de la culée, G= 1.20 Mpa a = 200 mm b = 300 mm e = 50mm

K culée = 20,16 MN /m

- Calcul de la Raideur de la Pile

La Raideur de la Pile est égale $\frac{1}{K_{\text{pile}}} = \frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{appui}}}$

Avec $\frac{1}{K_{\text{fondation}}}$ est négligeable

Et $K_{\text{appui}} = n * \frac{\alpha * E * I}{l^3}$ avec :

- n le nombre de fûts de la pile
- E le module de déformation instantanée du béton
- I l'inertie d'un fût
- l la hauteur du fût de la pile
- α dépend des conditions d'appui ($\alpha=3$ libre ou articulé)

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

$$I_{\text{Fut}} = (\pi * D^4)/64 \quad \text{avec } D=1.00 \quad I=0.0490625\text{m}^4$$

$$E=32130 \text{ Mpa}, \alpha = 3, n = 3 \text{ et } l_{\text{fut}}=4.10\text{m} \quad K_{\text{appui}} = 205,85 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{appareils}} = n * \frac{G * a * b}{e} \quad \text{avec}$$

- **G** : le module de cisaillement de l'appui mobile en élastomère est pris égal à **1.20 Mpa**.

- **a, b** : les dimensions en plan de l'appareil **a = 200mm, b = 300 mm**

- **e** : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil = 50 mm

- **n** : le nombre d'appareils d'appui par appui = 14

$$K_{\text{appareils}} = 20.16 \text{ Mn/m}$$

La Raideur de la Pile est égale

$$\frac{1}{K_{\text{pile}}} = \frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{appui}}} = \frac{1}{20,16} + \frac{1}{205,85} = 0,05446$$

$$K_{\text{pile}} = 18,37 \text{ MN/m}$$

-Calcul de la raideur K de l'ensemble des appuis

D'où :

$$K_{\text{sys}} = 2 K_{\text{culée}} + K_{\text{pile}} = 58,69 \text{ MN /m}$$

-Calcul de la Période Fondamentale du système

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{702 * 1000}{58,69 * 10^6}} = 0,687 \text{ s}$$

Évaluations du spectre de réponse élastique vertical

Avec $T_2 = 0.40 < T = 0,687 \text{ s} < 3\text{s}$ donc on applique la formule

$$S_{ae}(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = 2.5 \alpha A g \eta \left(\frac{T^2}{s^2} \right) \quad \text{avec } \eta = 1 ; \alpha = 0.70$$

$$S_{ae}(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = 2.50 * 0.15 * 9.81 * 0.70 (0.40/0,687) = 1,872 \text{ m /s}^2$$

c) Évaluation de l'effort vertical global

- L'effort vertical global :

$$F_{\text{ver}} = M * S_{ae}(T, \xi)$$

$$F_{\text{ver}} = 702000 * 1.221$$

$$F_{\text{ver}} = 133,94 \text{ T}$$

Répartition de l'effort sismique vertical sur les appuis :

$$K_{\text{culée}} = 20,16 \text{ MN /m}, K_{\text{pile}} = 18,37 \text{ MN/m et } K_{\text{système}} = 58,69 \text{ MN /m}$$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

-L'effort vertical au niveau de la culée :

$$F_{\text{culée vert}} = \frac{K_{\text{Culée}}}{K_{\text{Systeme}}} * F_{\text{vertical}} = 46 \text{ T}$$

-L'effort vertical au niveau de la pile :

$$F_{\text{pile vertical}} = \frac{K_{\text{pile}}}{K_{\text{Systeme}}} * F_{\text{vertical}} = 41,94 \text{ t}$$

- **Détermination des sollicitations sismique au niveau de la pile**

- a) **Efforts provenant du tablier :**

- $F_{\text{long}} = 133,94 \text{ T}$ (composante longitudinale du séisme)
- $F_{\text{trans}} = 0 \text{ T}$ (composante transversale du séisme)
- $F_{\text{vert}} = 41,94 \text{ T}$ (composante Verticale du séisme)

- b) **Efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui :**

Pour le calcul des actions inertielles propre du fût, on utilise le mode de pile (une pile constituée de 3 fûts).

- **Calcul inertiel propre du fût**

- a) **Composante longitudinale**

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho S L^4}{EI}}$$

Avec :

ρ : masse volumique du matériau de l'appui = 2500kg/m³

E : Module d'Young du matériau de l'appui (en Mpa) = 32130 MPa

S : section de l'appui en m² = $S = \frac{\pi * D^2}{4} = 0.7853 \text{ m}^2$

I : inertie en (m⁴) $I = \frac{\pi * D^4}{64} = 0.0490625 \text{ m}^4$

L : hauteur de la pile = hauteur de la colonne + hauteur chevron = 4.10 m

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho S L^4}{EI}} = 1.784 \sqrt{\frac{2500 * 0.7853 * 4,10^4}{0.0490625 * 32130 * 10^6}} = 0,033 \text{ s}$$

(La période propre très faible du fût de pile résulte de sa rigidité élevée, liée à sa section massive, sa faible hauteur, et son encastrement rigide. Cette rigidité entraîne un désaccord dynamique avec le tablier plus souple, générant un déphasage significatif lors d'un séisme, des dispositifs de retenue sont placés pour la transmission des efforts horizontaux et la limitation des déplacements relatifs, et la sécurité structurale en situation sismique, Conformément aux exigences du RPOA 2008.)

- b) **Évaluations du spectre de réponse :**

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Avec catégorie du site S3 $0 < T = 0.033 \text{ s} < T_1 = 0.20$ donc on applique la formule suivante :

$$Sae(T, \xi)_{(m/s^2)} = AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right)$$

$$Sae(T, \xi)_{(m/s^2)} = 0.15 * 9.81 * 1.20 * \left(1 + \frac{0.033}{0.20} (2.5 * 1 - 1) \right) = \mathbf{2,2028m/s^2}$$

On applique cette accélération à l'ensemble du fût a charge statique équivalente au chargement sismique s'en déduit par :

$$P = Sae(T, \xi) * \mu$$

Ou :

$$\mu = \rho * S = \text{masse linéique du fut.}$$

Donc :

$$P = 2.2028 * 2500 * 0.7853 = 4324,6471 \text{ N/ml} = \mathbf{0,004324 \text{ MN}}$$

Par la suite, en pied de la pile on a : $V_{pl} = P * L$ avec n : nombre des fûts = 3

$$-V_{pl} = 3 * 0.004324 * 4,10 = \mathbf{0,053 \text{ MN}}$$

$$-M_{pl} = V_{pl} * L/2 = 0.053 * 4,10 * 0.50 = \mathbf{0,11 \text{ MN.}}$$

-Composante Transversale :

Vu que la section du fût est circulaire ce qui implique même inertie la composante transversale est égale la composante longitudinale d'où :

$$-V_{pT} = V_{pl} = \mathbf{0.053 \text{ MN}}$$

$$-M_{pT} = M_{pl} = \mathbf{0.11 \text{ MN.m}}$$

-Composante Verticale

Avec :

($T = 0.06 \text{ s}$), on aura :

$$Sae(T, \xi)_{(m/s^2)} = Ag\alpha \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) \text{ Avec } \alpha = 0.70$$

$$Sae(T, \xi) = 0.70 * 9.81 * 0.15 * \left(1 + \frac{0.033}{0.20} * 1.50 \right) = \mathbf{1.18 \text{ m/s}^2}$$

$$P = n * Sae(T, \xi) * \mu$$

Ou :

$$\mu = \rho * S = \text{masse linéique du fut.}$$

$$\text{Donc : } P = 3 * 1.18 * 2500 * 0.7853 * 4,10 = 28484,6 \text{ N/ml} = \mathbf{0.0284846 \text{ MN/m}}$$

- Cumul des actions :

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

a) Composante longitudinale

$$V_{pl} = \sqrt{V_{Pl}^2 + V_{Tl}^2} = \sqrt{5.3^2 + 85.71^2} = 85,87 \text{ T}$$

$$M_{pl} = \sqrt{M_{Pl}^2 + M_{Tl}^2} \text{ avec } M_{Tl} = V_{Tl} * 4,10 = 471,40 \text{ T.m}$$

$$M_{pl} = \sqrt{11^2 + 471,40^2} = 471,53 \text{ T.m}$$

$$E_L \left\{ \begin{array}{l} V_{pl} = 85,87 \text{ T} \\ M_{pl} = 351,58 \text{ T.m} \end{array} \right.$$

b) Composante transversale :

$$V_{pt} = \sqrt{V_{Pt}^2 + V_{Tt}^2} = \sqrt{5.3^2 + 0} = 5.3 \text{ T}$$

$$M_{pt} = \sqrt{M_{Pt}^2 + M_{Tt}^2} \text{ avec } M_{Tt} = 0$$

$$M_{pt} = \sqrt{11^2 + 0} = 11 \text{ T.m}$$

$$E_T \left\{ \begin{array}{l} V_{pt} = 5.30 \text{ T} \\ M_{pt} = 11 \text{ T.m} \end{array} \right.$$

Les efforts transversaux totaux se réduisent ici aux seules forces d'inertie dues à la vibration propre de la pile car on a un tablier bloqué sur culée.

- Composante verticale

$$E_V = N_{pl} = \sqrt{V_{pv}^2 + V_{Tv}^2} = \sqrt{4.83^2 + 40,081^2} = 41,081 \text{ T}$$

- Combinaisons des directions :

Les efforts sismiques sont découplés suivant les directions. On peut se limiter à 3 combinaisons suivantes :

$$E_1 = E_L + 0.3(E_T + E_V) = 85,87 + 0.3(5.33 + 41,081) = 99,8\text{T}$$

$$E_2 = E_T + 0.3(E_L + E_V) = 5.3 + 0.3(85,87 + 41,081) = 43,415\text{T}$$

$$E_3 = E_V + 0.3(E_T + E_L) = 41,081 + 0.3(5.30 + 85,87) = 68,44 \text{ T}$$

- Moment combiné :

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

$$M_1 = M_L + 0.3 * (M_T) = 351,58 + 0.3 (11) = 354,88 \text{ T.m}$$

$$M_2 = M_T + 0.3(M_L) = 11 + 0.3 (351,58) = 116,474 \text{ T.m}$$

III.6.2.1. Les sollicitations du au cas sismique :

-Les figures présentent les efforts internes (efforts normal et moment fléchissant) résultant de la disposition (du poids propre du tablier et la pile en elle-même) à (ELU) et (ELS). La distribution de ces charges générées par le logiciel Robot est détaillée ci-après :

a. Moment fléchissant :

Sous le poids du tablier (ELU)

$$-M \text{ max} = 10,86 \text{ KN.m}$$

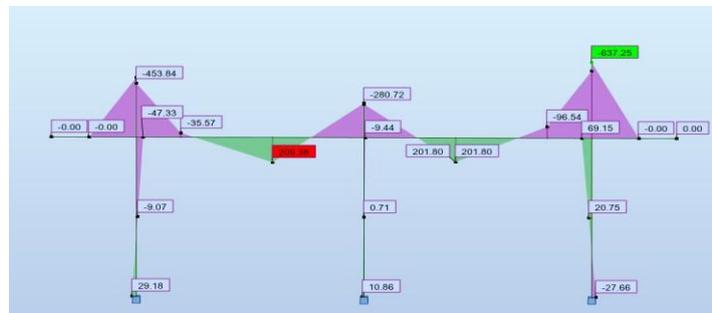


Figure III. 53 : moment sous le poids du tablier a ELU

b) effort normal :

-Sous le poids du tablier a (ELU)

$$N \text{ max} = 1008,17 \text{ KN}$$



Figure III. 54 : effort normal sous le poids du tablier a ELU

- Sous le poids de la pile a (ELU)

$$N \text{ max} = 245,60 \text{ KN}$$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

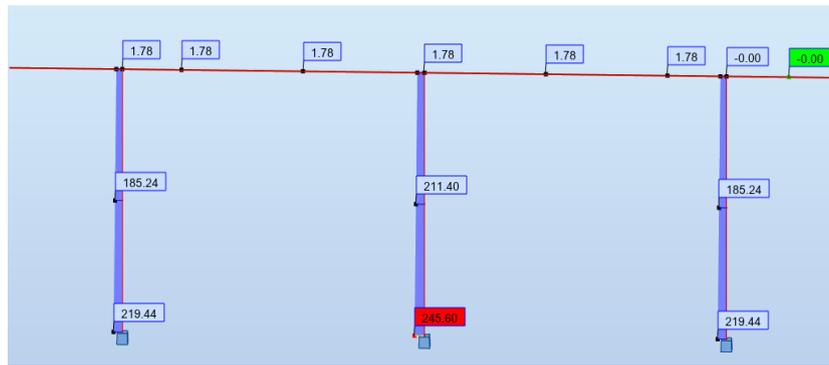


Figure III. 55: Effort normal sous le poids de la pile à ELU

- Combinaison de Calcul : G + E :

-Pour l'effort Normal : $245,60 + 1008,17 + 684,4/3 = 1481,90 \text{ KN}$

-Pour le Moment : $10,86 \text{ KN.m}$

- Combinaison de Calcul : G + E

-Pour l'effort Tranchant : $998/3 = 332,67 \text{ KN}$

- Calcul de la contrainte due à l'effort tranchant :

$$\tau_{uV} = \frac{1.4 \cdot Vu}{bd} = \frac{1.40 \cdot 0.332}{1 \cdot 0.95} = 0.49 \text{ Mpa}$$

- Calcul des armatures transversales :

a) Armature pour l'effort Tranchant :

L'espace minimal :

$$St \text{ min} : [24\Phi t \ ; \ 8\Phi L \ ; \ 0,25 d]$$

$$St \text{ min} : [(24 \cdot 1,4 = 33,6 \text{ cm}) ; (8 \cdot 1,6 = 12,8 \text{ cm}) ; (0,25 \cdot 99 = 23,75 \text{ cm})]$$

$$St \text{ min} = 10 \text{ cm}$$

On a :

$$\frac{At}{St} \geq \frac{At}{1,6} \times \frac{\rho_{el}}{\rho_{et}} \quad ; \quad \frac{At}{St} \geq \frac{49,09}{1,6} \times 1$$

$$At = 3,27 \text{ cm}^2$$

Alors : **At = 2HA16**

La section adopté **une cerce HA16**

Le Schéma de ferrailage :

-D'après utilisation du logiciel **Socotec** :

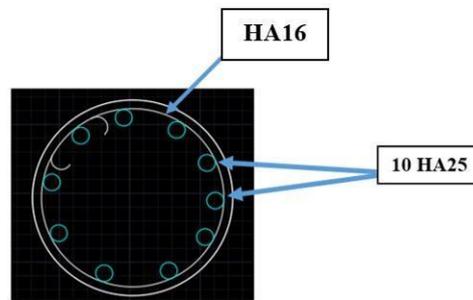


Figure III. 56 : Schéma du ferrailage du fût

• **Vérification de la stabilité des pieux**

-La vérification se fait par la formule suivant :

La vérification se fait par la formule suivant :

$$\mathbf{Rmax} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad \text{et} \quad \mathbf{Rmin} = \frac{N}{n} - \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad (\mathbf{Rmax} \text{ Et } \mathbf{Rmin} \text{ ses relations extraites du document Fond 62) \quad \dots\dots(51)}$$

Avec :

Rmax : la charge verticale supportée par la file des pieux avant

Rmin : la charge verticale supportée par la file des pieux arrière

N : effort vertical total rapporté au centre de la semelle

n : nombre de pieux

Mx : le moment longitudinal rapporté au centre de la semelle

yi : cordonnée du pieu selon y

Zh = bras de levier pour les efforts horizontaux

ML = moment longitudinale dû aux composante longitudinale du séisme

$$\mathbf{ML} = \mathbf{Zh} \times \mathbf{H_{SL}} \quad \dots\dots(52)$$

MTR = moment transversale dû aux composante longitudinale du séisme

$$\mathbf{MTR} = \mathbf{Zh} \times \mathbf{H_{ST}} \quad \dots\dots(53)$$

H_{SL} = Composante longitudinale du séisme

H_{ST} = Composante transversale du séisme

Vs : Composante Verticale du séisme

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Tableau III. 20 : Tableau récapitulatif à détermination des sollicitations au niveau de la semelle de la pile

DESIGNATION	N(t)	Vs(t)	H _{SL} (t)	H _{ST} (t)	Z _h (m)	ML (tm)	MTR (tm)
Poids propre du tablier	341,73	40,85	85,71	0,00	5,80	497,12	0,00
chevêtre	48,85						
Futs	17,67	2,85	5,33	5,33	3,75	19,99	19,99
Semelle	325,38						
Dés d'appui	0,68						
Poids des terres	182,41						
Composante cumulée		40,95	85,88	5,33		497,52	19,99
Action sismique combinée (directionnelle)		68,31	99,76	43,38		503,52	169,24
TOTAL	916,72						
TOTAL	985,03						

Tableau III. 21 : tableau récapitulatif de surcharge d'exploitation

DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z _n (m)	Z _h (m)	M _n (tm)	M _h (tm)	Mtotal
surcharges BC	115,36	16,5	0,38	5,8	43,8368	95,7	139,5368
surcharges MC120	137,31		0,38		52,1778		52,1778
surcharges E360	274,106		0,38		104,16		104,16028
surcharges sur trottoirs	3,88						

Justifications des états limites de mobilisations de la capacité portante du sol au niveau de la pile

Tableau III. 22 : tableau récapitulatif de justification Des états limites (ultime, sismique, service) de mobilisations de la capacité portante du sol au niveau de la pile

Cas de combinaison Fondamentale	N(t)	M (t.m)	R _{max} (t)	R _{min} (t)	Q _{max}	Q _{min}	Vérification R _{max}	Vérification R _{min}
1,35G+1,6(BC+surcharge sur trottoirs)	1434,63	223,26	194,83	163,83	665	-301	Accepté	pas d'arrachement
1,35G+1,35*Mc120	1429,22	83,48	184,45	172,85	665	-301	Accepté	pas d'arrachement
1,35G+1,35*E360	1613,89	166,66	213,31	190,16	665	-301	Accepté	pas d'arrachement

Cas de combinaison sismique	N(t)	ML (t.m)	Mt (t.m)	R _{max} (t)	R _{min} (t)	Q _{max}	Q _{min}	Vérification R _{max}	Vérification R _{min}
-----------------------------	------	----------	----------	----------------------	----------------------	------------------	------------------	-------------------------------	-------------------------------

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

G+E+0,20(BC+surcharge sur trottoir)	1008,88	531,42	169,24	171,44	89,21	776	-324	accepté	pas d'arrachement
G+E+0,20* Mc120	1012,49	513,95	169,24	170,68	90,87	776	-324	accepté	pas d'arrachement
G+E+0,20*E360	1039,85	524,35	169,24	174,82	93,57	776	-324	accepté	pas d'arrachement

ETAT LIMITE DE SERVICE								
Cas de combinaison RARE	N(t)	M (t.m)	Rmax (t)	Rmin (t)	Q max	Q min	Vérification Rmax	Vérification Rmin
G+1,2(BC +surcharge sur trottoirs)	1064,46	167,44	144,69	121,43	500	-211	Accepté	pas d'arrachement
G+Mc120	1058,68	62,61	136,68	127,99	500	-211	Accepté	pas d'arrachement
G+E360	1195,48	124,99	158,11	140,75	500	-211	Accepté	pas d'arrachement

Les vérifications aux différents états limites confirment que la capacité portante du sol est respectée et qu'aucun risque d'arrachement n'est constaté. La stabilité de la pile est assurée.

III.6.3. Justification de la semelle

Semelle sur deux files de pieux verticaux

-Épaisseur de la semelle

On dimensionne la hauteur totale h_s de la semelle et sa hauteur utile de façon à pouvoir appliquer la méthode des bielles.

Il faut pour cela que l'angle θ (d'inclinaison de la bielle avec l'horizontale) soit supérieur ou égal à 45° .

On doit donc avoir :

$$h \geq \frac{\ell}{4} - \frac{b}{4} \quad \text{d'où la valeur } h_s$$

En raison des espacements minimaux recommandés pour les pieux, on aura généralement :

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

$$h_s \approx 1,4 \phi \quad \text{avec un minimum de 0,60 m}$$

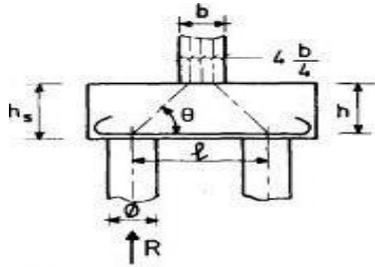


Figure III. 57 : Vu transversale de la semelle

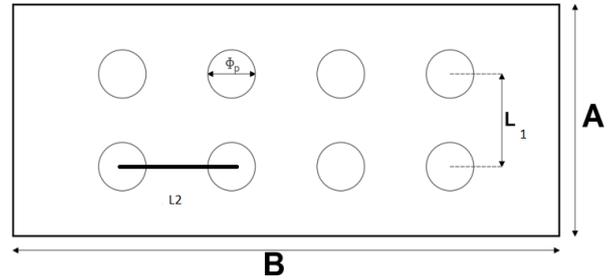


Figure III. 58 : Coupe vu au-dessus
Semelle

Les dimensions de la semelle :

- La formule de l'entraxe entre les pieux est donnée par :

$$L = 3 * \phi_p = 3.6 \text{ m} \dots \dots \dots (54)$$

$$L = 3.6 \text{ m}$$

- **La largeur de la semelle**

Elle est donnée par :

$$A = L_1 + 2\phi_p \quad \dots \dots \dots (55)$$

$$A = 3.6 + 2 \times 1.2 = 6\text{m}$$

Avec :

L : entraxe des pieux sens de A

ϕ_p : Diamètre de pieu ($\phi_p = 1.2\text{m}$)

A : La largeur de la semelle.

-**Hauteur de semelle (hs) :**

$$h_s = 1,4 * \phi_p \dots \dots \dots (56)$$

$$h_s = 1,4 * 1,2 = 1,68 \text{ m}$$

On prend : $h_s = 1,7 \text{ m}$

$$h = h_s - 0,05$$

$$h = 1,7 - 0,05 = 1,65 \text{ m}$$

-On a vérifié l'angle θ d'inclinaison de la bielle avec l'horizontale :

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

$$Tg\theta = \frac{h}{\frac{\ell}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1,65}{\frac{3,6}{2} - \frac{1}{4}} = 1.064 \dots(57) \quad ; \theta = 46.78^\circ > 45^\circ$$

Donc la méthode des bielles est applicable.

a) Armatures inférieures transversales de la semelle :

La section A1 des armatures transversales relatives à un couple de pieux, déterminée par la méthode des bielles, est égale à :

$$A_1 = \frac{R}{\sigma_a} \cdot \left(\frac{\ell}{2} - \frac{b}{4} \right) \cdot \frac{1}{h} \dots\dots(58)$$

R désignant la réaction la plus élevée des deux pieux du couple.

Ces armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux ("poutres incorporées") et de largeur égale à la somme du diamètre ϕ des pieux et de la hauteur h_s de la semelle.

Ces armatures s'étendent sur toute la largeur de la semelle et doivent être totalement ancrées, en principe avec ancrages courbes (crochets normaux ou à 135°) ou boucles à plat, à partir du plan axial des pieux perpendiculaire aux armatures.

Entre les différentes "poutres incorporées", on placera des armatures de répartition A1' ayant une densité au moins égale au tiers de la densité A1 des poutres incorporées.

Avec : (**R max** = 213, 31 t ; **L**=3.60 m ; **b** = 1.00 m ; **h**=1.65 m

$$\sigma_a = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ Mpa}$$

$$A_1 = 58,28 \text{ cm}^2 \text{ sur } (2,9 \text{ m})$$

La section correspondante répartie sur une longueur égale à : (**$\Phi+h_s$**) = (1,2+1,7) = (2.90 m = l')

$$A1 / l = (58,28 / 2,9) = 20,10 \text{ cm}^2$$

-En tenant compte, des dispositions constructives en zone sismique, l'armature inférieure transversale (armature de flexion) de la semelle est déterminée par l'RPOA 2008 stipule pour les armatures sollicitées en traction un pourcentage minimum de : **0.15 % ≤ ρ_g ≤ 1.5 %**

-On adopte un (**$\rho_g = 0.2 \%$**) donc on aura une section comme suite :

La section (A1) :

On a que :

$$\rho_g = \frac{A1}{B} \dots\dots(59)$$

$$A1 = \rho_g * B \quad ; \quad A1 = \frac{0,2 * 100 * 170}{100} = 34 \text{ cm}^2$$

-On adopte : **A1 = (39.27) cm² = (8HA25)**

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

b) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales (A2), placées dans le sens de la semelle, doivent avoir une section d'au moins un tiers de celle des armatures transversales (A1). Elles assurent la répartition des efforts entre les fûts et les pieux, qui supportent souvent des charges inégalement réparties.

$$A2 = \frac{1}{3} A1 = 13.09 \text{ cm}^2 \quad (5 \text{ on adopte } \mathbf{7 \text{ HA } 16} / \text{ ml })$$

Schéma de ferrailage :

- At (inférieur) = **8HA25** / ml (e= 13 cm)
- At (supérieur) = **8HA16** / ml (e =13 cm)
- As (inférieur) = **7 HA 16** / ml (e=14 cm)
- As (supérieur) = **7 HA 14** / ml (e=14 cm)

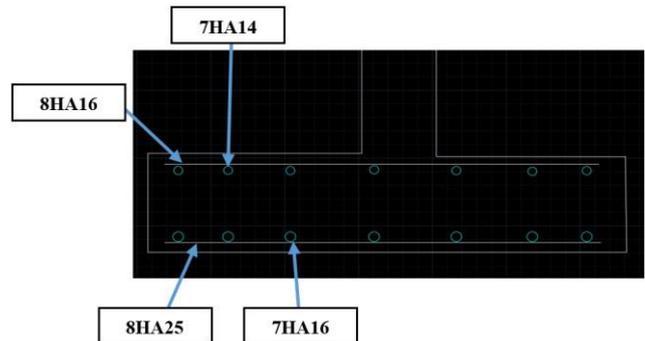


Figure III. 59 : Schéma du ferrailage de la semelle pile

III.6.4. Dimensionnement des pieux :

Fondations spéciales : Marcel Forni

Tableau III. 23 : justification des pieux cas etat limite ultime

<u>ETAT LIMITE ULTIME</u>							
Nbre de pieu =	8		fc28 =	20,83	Mpa		
diam du pieu =	1,2	M	Evj =	10180,94	Mpa		
M0U =	27,908	t.m	I =	0,102	m ⁴		
T0U =	3,300	T	C =	8000	t/m ³	gravier fin	
N0U =	179,329	T	B' =	1,8	M		

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

$\alpha =$	2,316	M	$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cb}}$		
$\beta =$	3,651		$\beta = \frac{M_0}{T_0 \times \alpha}$		
$tg \frac{z}{\alpha} =$	0,120		$tg \frac{z}{\alpha} = \frac{1}{1+2\beta}$		
$\frac{z}{\alpha} =$	0,120	Rad			
$Z =$	0,278	M			
$C_1 =$	3,709		$C_1 = \ell \frac{-Z}{\alpha} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \frac{M}{T \alpha} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right)$		
$M_{max} = T_0 U \times a \times C_1$					
$M_{max} =$	28,348	t.m			
$AS_{min} =$	22,619	cm ²			

Avec les éléments de réduction en tête de pieu sont les suivants :

Avec α : la longueur élastique

Les calculs justificatifs des pieux sont conduits à partir d'une résistance conventionnelle du béton, notée f_c , par application de la formule suivante :

$$f_c = \frac{\inf\{f_{cj}; f_{c28}; f_{cmax}\}}{k_1 \times k_2}$$

-Pour Pieux forée simple :

$f_{cmax} = 25 \text{ mpa}$, $f_{cj} = 25 \text{ MPA}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$, $K_1 = 1,2$, $K_2 = 1$ (cas autre)

$$f_c = \frac{25}{1,2 \times 1} = 20,83 \text{ MPA}$$

- M_0U : le moment sollicitant la tête d'un pieu sous la combinaison fondamentale défavorable

$$BC : 223,26 / 8 = 27,908$$

- T_0U : effort horizontal sous la combinaison fondamentale et L'effort de freinage de BC :

$$1,1 \times 1,6 \times 15 / 8 = 3,5 \text{ T}$$

- N_0U : effort normal sollicitant la tête d'un pieu sous la combinaison fondamentale défavorable

$$BC : 1434,63 / 8 = 179,329 \text{ T}$$

I : moment d'inertie de la section du pieu

C : coefficient de réaction du sol (sol gravier fin) $C = 8000 \text{ t/ m}^3$

B' : la largeur apparente du pieu, elle est de l'ordre de : 1.5 fois le diamètre réel du pieu dans le cas d'un pieu circulaire : $1.5 \times 1.2 = 1.8 \text{ m}$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Tableau III. 24 : Justification des pieux cas etat limite sismique

LE CAS SISMIQUE		Unité
Nbre de pieu =	8,000	
diam du pieu =	1,2	M
M0Acc =	66,428	t.m
T0Acc =	14,833	T
N0Acc =	126,110	T
A	2,31	
β =	1,93	
tg Z/ α	0,20	
Z/ α	0,20	
Z	0,46	
C1	2,02	
M _{max} =	69,69	t.m
As min	56,54	cm ²
As calc	28,36	cm ²

-M_{0U} : 531,42/ 8 = 66,42 t.m

-T_{0U} : effort horizontal sous la combinaison fondamentale et L'effort de freinage de BC : [(1,1×0,2×15) +(115,36)] / 8 = 14,833 t

-N_{0U} : 1008,88/ 8 = 126,110 t

I : moment d'inertie de la section du pieu

C : coefficient de réaction du sol (sol gravier fin) C = 8000 t / m³

B' : 1.5×1.2 = 1,8 m

As min : la section minimale = 0.50 % × section du pieu d'après RPOA 2008

-la section totale et As totale = 26,36 cm² donc on peut adapter pour As (11HA25) =54 cm²

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Tableau III. 25 : Justification des pieux etat limite de service

ETAT LIMITE DE SERVICE					
Nbre de pieu =	8				
diam du pieu =	1,2	M			
M0ELS =	20,55	t.m			
T0ELS =	2,47	T			
NELS =	133,05	T			
A	2,31				
β=	3,58				
tg Z/ α	0,12				
Z/α	0,12				
Z	0,28				
C1	3,64				
M _{max} =	20,89	t.m			
As min =	45,24	cm²			
As adopté	54	cm²			
sigma b =	5,97	Mpa <	sigma b adm =	12,5	Mpa
sigma' a =	223,21	Mpa <	sigma' a adm =	250	Mpa
sigma a =	70,19	Mpa <	sigma a adm =	500	Mpa

-**M_{0U}** : le moment sollicitant la tête d'un pieu sous la combinaison fondamentale défavorable
 BC : $167,44 / 8 = 20,93$ t.m

-**T_{0U}** : effort horizontal sous la combinaison fondamentale et L'effort de freinage de BC :
 $1,2 \times 15 \times 1,1 / 8 = 2,475$ t

-**N_{0U}** : effort normal sollicitant la tête d'un pieu sous la combinaison fondamentale défavorable
 BC : $1064,44 / 8 = 133.057$ t

I : moment d'inertie de la section du pieu

C : coefficient de réaction du sol (sol gravier fin) **C = 8000** t / m³

B' : la largeur apparente du pieu, elle est de l'ordre de : 1.5 fois le diamètre réel du pieu dans le cas d'un pieu circulaire : 1.5×1.2

Car pour un élément comprimé (pieu) et d'après BAEL on a :

As min : 0.40 % × section du pieu

-on utilisant le logiciel Socotec on a obtenue :

-les pieux on adopté la section suivant : **(11HA25) =54 cm²**

-Schéma de ferrailage :

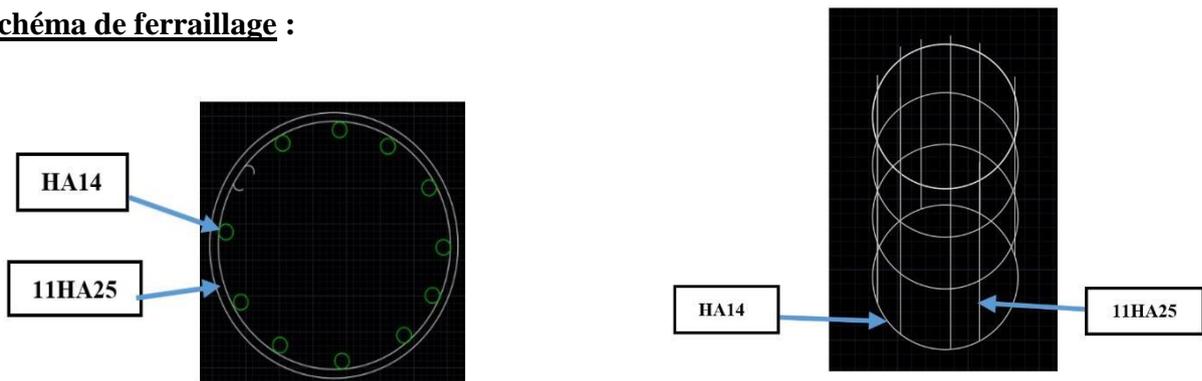


Figure III. 60 : Schéma de ferrailage du pieu

III.7. Etude de la culée

III.7.1. Introductions

La culée est un élément clé de l'infrastructure d'un pont. Elle relie le tablier aux remblais, transmet les charges au sol et retient les terres. Elle est composée du fût, de la semelle de fondation, des murs en retour, du mur garde-grève et des appareils d'appui.

-Éléments constitutifs de la culée :

Bien que la conception puisse varier en fonction du type de pont, du site et des contraintes spécifiques, une culée typique comprend généralement les éléments suivants :

-Mur frontal : est l'élément de la culée orienté vers l'ouverture du pont. Il soutient le tablier et transmet ses charges aux fondations, tout en reprenant les efforts horizontaux comme ceux dus au freinage.

-Murs en retour Ces murs prolongent la culée latéralement, de chaque côté. Leur rôle principal est de **retenir les terres du remblai** d'accès au pont, les empêchant de s'effondrer et assurant la stabilité des abords.

-Corbeau : C'est une saillie horizontale sous le tablier, sur laquelle sont placés les appareils d'appui. Il **fournit une surface stable et plane** pour ces dispositifs, aidant à la répartition des charges.

-Appareils d'Appui : Ce sont des éléments interposés entre le tablier et la culée. Ils **transmettent les charges du tablier** tout en lui permettant de **bouger légèrement** (dilatation, contraction, rotations) sans endommager la structure.

-Mur Garde-Grève : Petit mur bas situé à l'avant du mur de front, souvent quand un pont franchit un cours d'eau. Il **protège les fondations de l'érosion** due à l'eau et aide à prévenir l'affouillement.

-Dalle de Transition (ou Dalle de Raccordement) : Une dalle en béton armé qui relie le tablier du pont au remblai d'accès. Elle **atténue les tassements différentiels** entre le remblai et le pont, garantissant une **transition douce et confortable** pour les usagers.

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

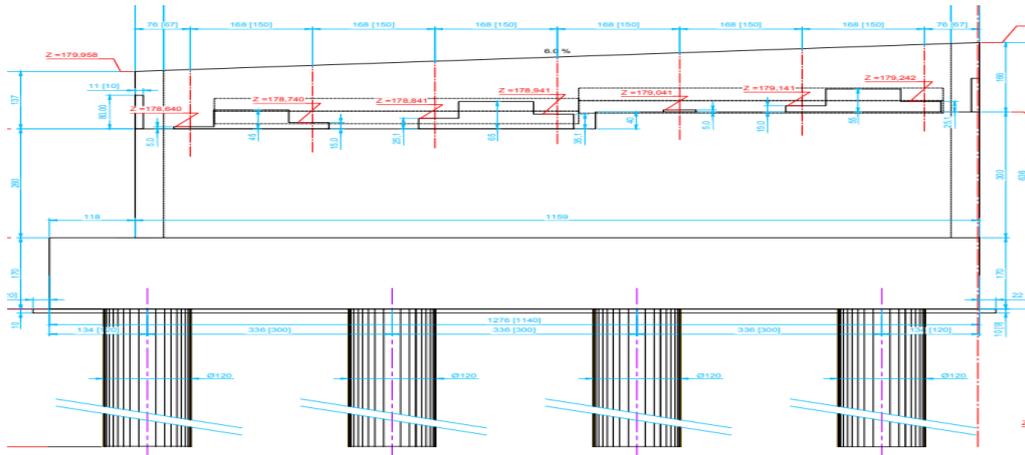


Figure III. 61: Coupe longitudinale de la culée

III.7.1.2. Les dimensions des éléments :

Pour assure le devers de la chaussée (pont transversale) on aura les dimensions suivants :

-Mur Garde-Grève(A) :

-Hauteur : 1,66 m

-Longueur : 5,27 m

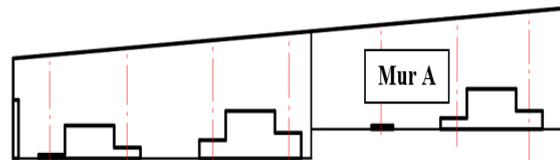


Figure III. 62: Coupe longitudinale du mur garde grève A

-Épaisseur : $e = \text{Max} (0.3 ; h/8) \text{ m} = 0.3 \text{ m}$

-Mur Garde-Grève(B) :

-Hauteur : 1,37 m

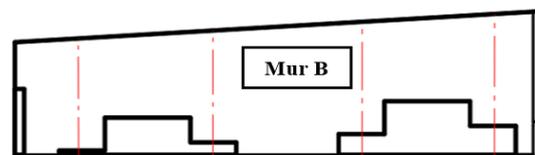


Figure III. 63: Coupe longitudinale du Garde grève B

-Longueur : 6,32 m

-Épaisseur : $e = \text{Max} (0.3 ; h/8) \text{ m} = 0.3 \text{ m}$

-Mur frontale (B) :

-Hauteur = 2,6 m

-longueur = 6,32 m

-Largeur : 1,1 m

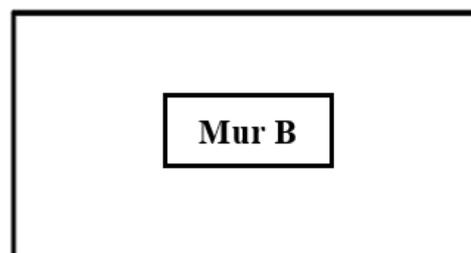


Figure III. 65 : Coupe longitudinale du mur frontale B

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Mur frontale (A)

- Hauteur = 3 m
- Longueur = 5,27 m
- Largeur = 1,1 m

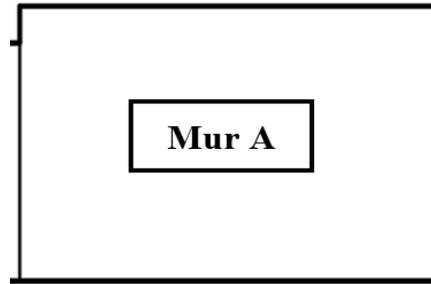


Figure III. 64: Coupe longitudinale du mur frontale A

-Mur de retour (A) :

- Hauteur = 3,98 m
- longueur = 2,74 m
- épaisseur = 0,35 m

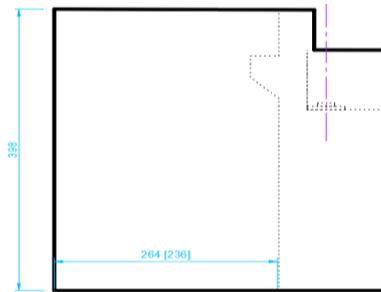


Figure III. 65 : Vu latérale gauche du mur retour A

- Mur de retour (B) :

- Hauteur = 4,67 m
- longueur = 2,74 m
- épaisseur = 0,35 m

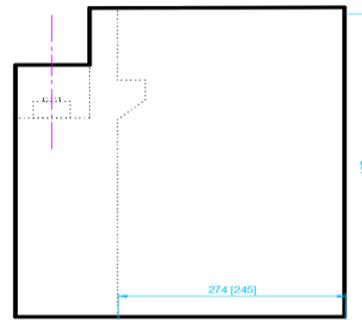


Figure III. 66 : Vu latérale gauche du mur retour

- Dalle de transition :

- Largeur = 3 m
- Longueur = 10 m
- Epaisseur : $e = 25$ cm

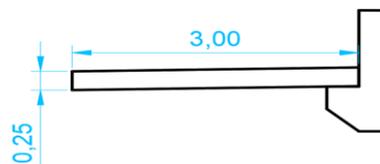


Figure III. 67 : Coupe longitudinale de la dalle

-Corbeau :

- Largeur = 30 cm
- Longueur = 10 m

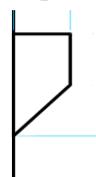


Figure III. 68 : Coupe transversale d'un corbeau de la culée

III.7.2. Calcul sismique :

-Caractéristiques sismiques du site

- ❖ Importance du Pont : **3**
- ❖ Zone de Sismicité : **II a**
- ❖ Coefficient d'accélération de Zone : **A=0.15**
- ❖ Catégorie du Site en fonction des caractéristiques Géotechniques du sol : **S3**
- ❖ Coefficient du Site **S=1.20**

❖ **Séisme Horizontal longitudinal**

a) **Effort longitudinal global :**

$$F_{\text{longitudinal}} = M \times S_{ae}(T)$$

Avec

-**M** : Masse Totale de la Structure en Mouvement.

- **S_{ae}(T)** le spectre élastique de réponse longitudinal donne par les équations suivantes :

$$S_{ae}(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS \frac{T}{T_1} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T}\right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec

g : accélérateur de la pesanteur (9.81 m/s²)

T₁, T₂ : période caractéristiques associées à la catégorie du site

A : coefficient d'accélération de la zone

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$)

ξ : taux d'amortissement en % pour le béton armé = 5

S : coefficient de site déterminé selon le tableau suivant

Tableau III. 26 : tableau des valeurs T₁, T₂ et S pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
T₁	0.15	0.15	0.20	0.20
T₂	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1.00	1.10	1.20	1.30

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Dans notre cas la catégorie de site = S3 $\Rightarrow T_1 = 0.20$ et $T_2 = 0.50$

T : est la période fondamentale du système déterminé par la formule suivante

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

- M : Masse Totale de la Structure en Mouvement exprimée en Unité de masse
- K : La Raideur de l'ensemble des appuis du système

b) Raideur longitudinale de l'ensemble des appuis :

La raideur K de l'ensemble des appuis est égale à :

$K = n$ appui \times K appui avec n appui le nombre d'appuis s'opposant au séisme

La Raideur longitudinale K d'un appui provient :

- des fondations et du sol support
- des appuis proprement dits
- des appareils d'appui éventuels

En général, la raideur des fondations peut être négligée, si les appareils d'appuis sont souples (Néoprènes frettés) ou pour les ouvrages courants.

Dans le sens longitudinal, la raideur d'un appui K est définie par :

$$K_{\text{(culée, pile)}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appui}}} + \frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}}$$

❖ **Calcul de la Raideur de la Culée :**

La Raideur de la Culée est égale $K_{\text{culée}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appui}}} + \frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}}$

Avec $\frac{1}{K_{\text{appui}}} = 0$ et $\frac{1}{K_{\text{fondation}}}$ est négligeable

$$K_{\text{culée}} = \frac{1}{K_{\text{appareils}}} \text{ avec } K_{\text{appareils}} = n \cdot \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

Avec $n = 7$ appareils d'appui au niveau de la culée, $G = 1.20$ Mpa $a = 200$ mm $b = 300$ mm $e = 50$ mm

$K_{\text{culée}} = 10.08$ Mn/m

❖ **Calcul de la Raideur de la Pile :**

La Raideur de la Pile est égale $K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{appui}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}}$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Avec $\frac{1}{K_{\text{fondation}}}$ est négligeable

Et $K_{\text{appui}} = n * \frac{\alpha * E * I}{l^3}$ avec :

- n le nombre de fûts de la pile
- E le module de déformation instantanée du béton
- I l'inertie longitudinale d'un fût
- l la hauteur du fût de la pile
- α dépend des conditions d'appui ($\alpha=3$ libre ou articulé)

$$I_{\text{Fût}} = (\pi * D^4) / 64 \quad \text{avec } D=1.00 \quad I=0.0490625\text{m}^4$$

$$I_{\text{instantané}} = 32130 \text{ Mpa}, \alpha = 3, n = 3 \text{ et } l_{\text{fût}} = 4.10 \text{ m} \quad K_{\text{appui}} = 205,85 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{appareils}} = n * \frac{G * a * b}{e} \quad \text{avec}$$

- G le module de cisaillement de l'appui mobile en élastomère est pris égal à 1.20 Mpa.
- a, b les dimensions en plan de l'appareil a = 200mm b = 300 mm
- e l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil = 50 mm
- n le nombre d'appareils d'appui par appui = 14

$$K_{\text{appareils}} = 20.16 \text{ Mn/m}$$

$$\text{La Raideur de la Pile est égale } K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{20.16} + \frac{1}{205,85}} = 18.36 \text{ MN/m}$$

c) Calcul de La raideur K de l'ensemble des appuis :

$$K_{\text{sys}} = 2 K_{\text{culée}} + 1 K_{\text{pile}} = 38.52 \text{ MN/m}$$

Dû :

❖ Calcul de la Période Fondamentale du système :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{702,000 * 1000}{38,52 * 10^6}} = 0.843 \text{ secondes}$$

Evaluation du spectre de réponse élastique longitudinal

Avec $T_2 = 0.50 < T = 0.82s < 3s$ donc on applique la formule
 $S_{ae}(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2}\right) = 2.5 \eta AgS \left(\frac{T^2}{T}\right)$ avec $\eta = 1$; $S=1.20$

$$S_{ae}(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2}\right) = 2.50 * 0.15 * 9.81 * 1.20 * (0.50/0.843) = 2.616 \text{ m/s}^2$$

Evaluation de l'effort sismique longitudinal global

-L'effort longitudinal global :

$$F_{\text{long}} = M * S_{ae}(T, \xi) = 2.616 * 702000 = 18364.5 \text{ KN}$$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

$$F_{\text{long}} = 183.654 \text{ T}$$

d) Répartition de l'effort sismique longitudinal sur les appuis

$$K_{\text{culée}} = 10.08 \text{ MN/m}, K_{\text{pile}} = 18.36 \text{ MN/m} \text{ et } K_{\text{système}} = 38.52 \text{ MN/m}$$

L'effort longitudinal au niveau de la culée

$$F_{\text{culée long}} = \frac{K_{\text{Culée}}}{K_{\text{Systeme}}} * F_{\text{longitudinal}} = \frac{10.08}{38.52} * 183.654 = 48,0579 \text{ T}$$

- **Séisme Horizontal Transversal**

- a) **Effort transversal global :**

$$F_{\text{transversal}} = M \times S_{\text{ac}}(T)$$

Le tablier est "infiniment rigide " suivant cette direction et il est bloqué transversalement sur chacune des culées. L'analyse sismique se limite au calcul de la force s'appliquant sur chacune de ces butées. Pour cela, on applique à la masse du tablier (702 t) une accélération égale : $2.5\eta AgS = 2.5 * 1 * 0.15 * 9.81 * 1.20 = 4.41 \text{ (m/s}^2\text{)}$

$$F_{\text{transversal}} = 702000 * 4.41 = 3095820.00 \text{ N} = 309,582 \text{ T pour les deux culées}$$

$$\text{Pour une Butée : } F_{\text{transversal}} = 309,582 / 2 = 154.8 \text{ T}$$

- **Séisme Vertical**

- a) **Effort Vertical global :**

$$F_{\text{vertical}} = M \times S_{\text{ae v}}(T)$$

Avec

-M : Masse Totale de la Structure en Mouvement.

- $S_{\text{ae v}}(T)$ le spectre élastique de réponse vertical donne par les équations suivantes :

$$S_{\text{ae v}}(T, \xi)(\text{m/s}^2) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag \eta \frac{T}{T_1} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{3T_2}{T}\right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec

g : accélérateur de la pesanteur (9.81 m/s^2)

T_1, T_2 : période caractéristiques associées à la catégorie du site

A : coefficient d'accélération de la zone

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : $\alpha = 0.7$ pour les zones sismiques I, II a et II b et 1.0 pour la zone sismique III.

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7(2 + \xi)}$)

ξ : taux d'amortissement en % pour le béton armé = 5

Tableau III. 27: tableau des valeurs T_1, T_2 pour la composante verticale

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.20	0.20
T_2	0.30	0.40	0.40	0.40

Dans notre cas la catégorie de site = S3 $\Rightarrow T_1 = 0.20$ et $T_2 = 0.40$

T : est la période fondamentale du système déterminé par la formule suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad \text{Avec :}$$

- M : Masse Totale de la Structure en Mouvement exprimée en Unité de masse

- K : La Raideur de l'ensemble des appuis du système

b) Raideur verticale de l'ensemble des appuis :

La raideur K de l'ensemble des appuis est égale à :

$K = n$ appui x K appui avec n appui le nombre d'appuis s'opposant au séisme

La Raideur vertical K d'un appui provient :

- des fondations et du sol support
- des appuis proprement dits
- des appareils d'appui éventuels

En général, la raideur des fondations peut être négligée, si les appareils d'appuis sont souples (Néoprènes frettés) ou pour les ouvrages courants.

Dans le sens vertical, la raideur d'un appui K est définie par :

$$\frac{1}{K(\text{pile,culée})} = \frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{appui}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}$$

-Calcul de la Raideur de la Culée :

La Raideur de la Culée est égale $\frac{1}{K_{\text{culée}}} = \frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{appui}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}$

Avec $\frac{1}{K_{\text{appui}}} = 0$ et $\frac{1}{K_{\text{fondation}}}$ est négligeable

$$\frac{1}{K_{\text{culée}}} = \frac{1}{K_{\text{appareils}}} \quad \text{Avec} \quad K_{\text{appareils}} = n * \frac{G * a * b}{e}$$

Avec $n = 7$ appareils d'appui au niveau de la culée, $G = 1.20$ Mpa $a = 200$ mm $b = 300$ mm $e = 50$ mm

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

K culée = **20,16 MN /m**

-Calcul de la Raideur de la Pile :

La Raideur de la Pile est égale $\frac{1}{K_{pile}} = \frac{1}{K_{appareils}} + \frac{1}{K_{appui}} + \frac{1}{K_{fondation}}$

Avec $\frac{1}{K_{fondation}}$ est négligeable

Et $K_{appui} = n * \frac{\alpha * E * I}{l^3}$ avec :

- n le nombre de fûts de la pile
- E le module de déformation instantanée du béton
- I l'inertie d'un fût
- l la hauteur du fût de la pile
- α dépend des conditions d'appui ($\alpha=3$ libre ou articulé)

$$I_{Fut} = (\pi * D^4) / 64 \quad \text{avec } D = 1.00 \quad I = 0.0490625m^4$$

E = 32130 Mpa, $\alpha = 3$, n = 3 et l_{fut} = 4.10m **K_{appui} = 205,85 MN/m**

$$K_{appareils} = n * \frac{G * a * b}{e} \quad \text{avec}$$

- G le module de cisaillement de l'appui mobile en élastomère est pris égal à 1.20 Mpa.
- a, b les dimensions en plan de l'appareil a = 200mm b = 300 mm
- e l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil = 50 mm
- n le nombre d'appareils d'appui par appui = 14

$$K_{appareils} = 20.16 \text{ Mn/m}$$

La Raideur de la Pile est égale **K pile = 18,37 MN/m**

-Calcul de la raideur K de l'ensemble des appuis :

K_{sys} = 2 K culée + K pile = **58,69 MN/m** .

-Calcul de la Période Fondamentale du système :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{702,000 * 1000}{58,69 * 10^6}} = 0,687 \text{ s}$$

c) Evaluation du spectre de réponse élastique vertical

Avec $T_2 = 0.40 < T = 0,687 \text{ s} < 3\text{s}$ donc on applique la formule $S_{ae}(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = 2.5 \alpha A g \eta \left(\frac{T^2}{T} \right)$ avec $\eta = 1$; $\alpha = 0.70$

$$A g = 0,15 \times g = 1,4715 \text{ m / s}^2$$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

$$Sae(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2}\right) = 2,5 \times 0,7 \times 1,4715 \times (0,5 / 0,687) = 1,872 \text{ m / s}$$

Évaluation de l'effort vertical global

-L'effort vertical global :

$$F_{\text{ver}} = M * Saev(T, \xi) = 702000 \times 1,872$$

$$F_{\text{ver}} = 133,94 \text{ T}$$

d) Répartition de l'effort sismique vertical sur les appuis :

$$K_{\text{culée}} = 20,16 \text{ MN / m}, K_{\text{pile}} = 18,37 \text{ MN/m et } K_{\text{système}} = 58,69 \text{ MN/m}$$

e) L'effort vertical au niveau de la culée :

$$F_{\text{culée vert}} = \frac{K_{\text{Culée}}}{K_{\text{Systeme}}} * F_{\text{vertical}} = 46 \text{ T}$$

• Détermination des sollicitations sismique au niveau de la culée

a) Efforts provenant du tablier :

$$-F_{\text{long}} = Hst = 48.058 \text{ T (composante longitudinale du séisme)}$$

$$-F_{\text{trans}} = 0 \text{ T (composante transversale du séisme)}$$

$$-F_{\text{vert}} = Vst = 46 \text{ T (composante Verticale du séisme)}$$

b) Effort sismique inertiels sur la culée :

-Composante horizontale :

$$Hs_{\text{culée}} = Kh * G \text{ Avec } Kh = A = 0.15$$

$$Hs_{\text{culée}} = 0.15 * G \text{ Avec } G \text{ égale à la somme des poids des éléments de la culée.}$$

-Composante verticale :

$$Vs_{\text{culée}} = Kv * G \text{ Avec } Kv = 0.3 * A = 0.3 * 0.15 = 0.045$$

$$Vs_{\text{culée}} = 0.045 * G$$

a) Composante longitudinale

$$H_{\text{cumulé culée}} = \sqrt{Hs_{\text{culée}}^2 + Hst^2}$$

$$Mh_{\text{cumulé culée}} = \sqrt{MHs_{\text{culée}}^2 + MHst^2}$$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Composante Verticale

$$V_{\text{cumulé culée}} = \sqrt{Vs_{\text{culée}}^2 + Vst^2}$$

$$Mv_{\text{cumulé culée}} = \sqrt{MVs_{\text{culée}}^2 + MVst^2}$$

- **Effort sismique de rupture du sol derrière la culée : (page 43, 44)**

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad}$$

Avec

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

Et :

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 \pm K_v} \right)$$

-H : est la hauteur du mur ;

- γ : est le poids volumique des terres,

- φ : l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion

- β : angle de la surface du remblai sur l'horizontal = 0

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{0.15}{1+0.045} \right) = 8.1684$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(33 - 8.1685)}{\cos^2 8.1685 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 33 \sin(33 - 8.1685 - 0)}{\cos 8.1685 \cos 0}} \right]^2} = \mathbf{0.383}$$

D'où :

a) L'effort sismique de la rupture du sol derrière la culée est :

$$- F_{\text{mur frontal}} = 0.50 * 1.80 * (1+0.045) * 0.3834 * (5,23)^2 * 11,6 = \mathbf{114,292 T}$$

$$- F_{\text{semelles}} = 0.50 * 1.80 * (1+0.045) * 0.3834 * (5,23)^2 * 11,6 = \mathbf{114,292 T}$$

b) L'effort statique de la rupture du sol derrière la culée est :

$$K_{as} = \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$- F_{\text{mur frontal}} = 0.50 * 1.80 * 0.295 * (5,23)^2 * 11,6 = \mathbf{84,241 T}$$

$$- F_{\text{semelles}} = 0.50 * 1.80 * 0.295 * (5,23)^2 * 11,6 = \mathbf{84,241 T}$$

c) Combinaison des composantes des actions sismiques Culée :

Pour les efforts :

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

$$E_1 = H_{\text{cumulé culée}} + 0.30 \times V_{\text{cumulé culée}}$$

$$E_2 = V_{\text{cumulé culée}} + 0.30 \times H_{\text{cumulé culée}}$$

Pour les Moments :

$$E_1 = M_h_{\text{cumulé culée}} + 0.30 \times M_v_{\text{cumulé culée}}$$

$$E_2 = M_v_{\text{cumulé culée}} + 0.30 \times M_h_{\text{cumulé culée}}$$

- **Vérification de la stabilité des pieux :**

-Justification de la capacité portante de la fondation a la culée :

La vérification se fait par la formule suivant :

$$\mathbf{Rmax} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad \text{et} \quad \mathbf{Rmin} = \frac{N}{n} - \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad (\mathbf{Rmax} \text{ Et } \mathbf{Rmin} \text{ ses relations}$$

extraites du document **Fond 62**)

Avec :

Rmax : la charge verticale supportée par la file des pieux avant

Rmin : la charge verticale supportée par la file des pieux arrière

N : effort vertical total rapporté au centre de la semelle

n : nombre de pieux

Mx : le moment longitudinal rapporté au centre de la semelle

yi : cordonnée du pieu selon y

Zh = bras de levier pour les efforts horizontaux

Zv = bras de levier pour les efforts verticale

MGn = moment longitudinale dû aux poid des éléments

$$\mathbf{MGn} = \mathbf{N} \times \mathbf{Zv}$$

Mh = moment transversale dû aux composante longitudinale du séisme

$$\mathbf{Mh} = \mathbf{Hs} \times \mathbf{Zh}$$

Vs : Composante Verticale du séisme

Mvstn = moment longitudinale dû aux Composante Verticale du séisme

$$\mathbf{Mvstn} = \mathbf{Vs} \times \mathbf{Zv}$$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Tableau III. 28 : tableau récapitulatif à détermination des sollicitations au niveau de la semelle de la culé

DESIGNATION	N(t)	Vs(t)	Zv(m)	Hs(t)	Zh(m)	MGn (tm)	Mvstn (tm)	Mh (tm)
Poids propre du tablier	170,86	22,43	0,16	48,06	4,70	27,34	3,59	225,87
Murs garde grève (A)	5,93	0,27	-0,40	0,89	5,13	-2,37	-0,11	4,56
Murs garde grève (B)	7,38	0,62	-0,40	2,05	4,86	-2,95	-3,20	9,96
Mur frontal (A)	43,47	1,96	0,00	6,52	3,20	0,00	0,00	20,87
Mur frontal (B)	45,18	4,30	0,00	6,78	3,00	0,00	0,00	20,33
Mur en retour (A)	9,54	0,43	-1,78	1,43	3,69	-16,94	-0,76	5,28
Mur en retour (B)	11,20	0,93	-1,78	1,68	4,04	-19,93	-21,58	6,78
Semelle	325,38	14,64	0,00	48,81	0,85	0,00	0,00	41,49
Poids de la dalle de transition	18,75	0,84	-2,06	2,81	5,22	-38,63	-1,74	14,68
Corbeau	3,38	0,15	-0,68	0,51	4,55	-2,28	-0,10	2,30
Dés d'appui	0,68	0,03	0,16	0,10	4,70	0,11	0,00	0,48
Poids des terres talon	216,15	9,73	-1,78	32,42	3,46	-383,67	-17,27	112,18
Poids des terres patin	96,13	4,33	1,78	14,42	2,32	170,63	7,68	33,38
Poids corps de chaussée sur la dalle de transition	42,78	1,93	-0,70	6,42	5,88	-29,95	-1,35	37,73
Poussée des terres sur mur de frontal				154,05	3,20			492,96
Composante cumulée		45,99		133,77			38,59	383,58
Action sismique combinée (directionnelle)		86,12		147,56			153,67	395,16
TOTAL	996,80			301,61		-298,63		
TOTAL						194,33		

Tableau III. 28 : tableau récapitulatif de surcharge d'exploitation

DESIGNATION	N(t)	H(t)	Zn(m)	Zh (m)	Mn (tm)	Mh (tm)	Mtotal
surcharges BC	115,36	16,5	0,38	5,8	43,8368	95,7	139,5368
surcharges MC120	137,31		0,38		52,1778		52,1778
surcharges E360	274,106		0,38		104,16		104,16028
surcharges sur trottoirs	3,88						

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Justifications Des états limites de mobilisations de la capacité portante du sol au niveau de la culée

Récapitulatif de justification Des états limites (ultime, sismique, service) de mobilisations de la capacité portante du sol au niveau de la culée

ETAT LIMITE ULTIME								
Cas de combinaison Fondamentale	N(t)	M (t.m)	Rmax	Rmin	Q max	Q min	Vérification Rmax	Vérification Rmin
1,35G+1,6(BC+surcharge sur trottoirs)	1536,96	421,97	221,42	162,82	665	- 301	Accepté	pas d'arrachement
1,35G+1,35*Mc120	1565,88	293,75	216,13	175,33	665	- 301	Accepté	pas d'arrachement
1,35G+1,35*E360	1784,75	376,93	249,27	196,92	665	- 301	Accepté	pas d'arrachement

ETAT LIMITE DE SERVICE								
Cas de combinaison RARE	N(t)	M (t.m)	Rmax	Rmin	Q max	Q min	Vérification Rmax	Vérification Rmin
G+1,2(BC +surcharge sur trottoirs)	1140,26	314,53	164,37	120,69	500	- 211	accepté	pas d'arrachement
G+Mc120	1134,48	207,93	156,25	127,37	500	- 211	accepté	pas d'arrachement
G+ E360	1271,28	259,92	176,96	140,86	500	- 211	accepté	pas d'arrachement

Cas de combinaison sismique	N(t)	M (t.m)	Rmax	Rmin	Qmax	Qmin	Vérification Rmax	Vérification Rmin
G+E+0,20(BC+surcharge sur trottoir)	1106,77	615,95	181,12	95,57	776	-324	accepté	pas d'arrachement
G+E+0,20* Mc120	1110,38	599,92	180,46	97,14	776	-324	accepté	pas d'arrachement
G+E+0,20* E360	1137,74	610,32	184,60	99,83	776	-324	accepté	pas d'arrachement

Cas de combinaison quasi permanente	N(t)	M (t.m)	Rmax	Rmin	Q max	Q min	Vérification Rmax	Vérification Rmin
Gmax+ Gmin	997,17	155,76	135,46	113,83	393	0	Accepté	pas d'arrachement

Les vérifications aux différents états limites confirment que la capacité portante du sol est respectée et qu'aucun risque d'arrachement n'est constaté. La stabilité de la culée est assurée.

III.7.3. Justification de la semelle

Cas Semelle sur deux files de pieux verticaux :

On dimensionne la hauteur totale h_s de la semelle et sa hauteur utile de façon à pouvoir appliquer la méthode des bielles.

Il faut pour cela que l'angle θ d'inclinaison de la bielle avec l'horizontale soit supérieur ou égal à 45° .

On doit donc avoir :

$$h \geq \frac{\ell}{4} - \frac{b}{4} \quad \text{d'où la valeur } h_s$$

En raison des espacements minimaux recommandés pour les pieux, on aura généralement :

$$h_s \approx 1,4 \phi \quad \text{avec un minimum de } 0,60 \text{ m}$$

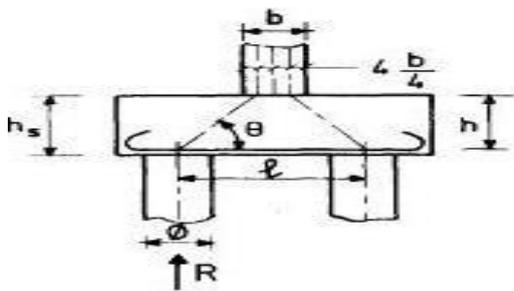


Figure III. 69 : Vu dessus de la semelle

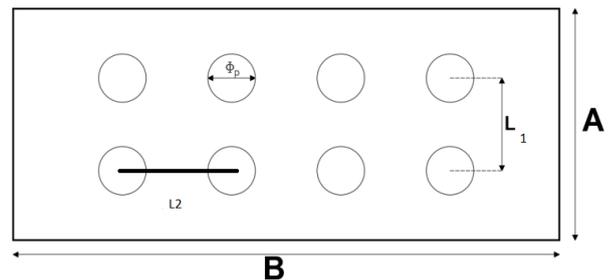


Figure III. 70 : Vu transversale De La semelle

a) Les dimensions de la semelle :

- La formule de l'entraxes entre les pieux est donnée par :

$$L = 3 * \phi_p = 3.6 \text{ m}$$

$$L = 3.6 \text{ m}$$

- La largeur de la semelle

Elle est donnée par :

$$A = L_1 + 2\phi_p$$

$$A = 3.6 + 2 \times 1.2 = 6\text{m}$$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Avec :

L : entraxe des pieux sens de A

ϕ_p : Diamètre de pieu ($\phi_p = 1.2m$)

A : La largeur de la semelle.

-Hauteur de semelle (hs) :

$$hs = 1,4 * \phi_p$$

$$hs = 1,4 * 1,2 = 1,68 \text{ m}$$

On prend : **hs = 1,7 m**

$$h = hs - 0,05$$

$$h = 1,7 - 0,05 = 1,65 \text{ m}$$

-On a vérifié l'angle θ d'inclinaison de la bielle avec l'horizontale :

$$Tg\theta = \frac{h}{\frac{l-b}{2} - \frac{a}{4}} = \frac{1,65}{\frac{3,6-1}{2} - \frac{1}{4}} = 1.064 ; \theta = 46.78^\circ > 45^\circ$$

Donc la méthode des bielles est applicable.

b) Armatures inférieures transversales de la semelle :

La section A_1 des armatures transversales relatives à un couple de pieux, déterminée par la méthode des bielles, est égale à :

$$A_1 = \frac{R}{\sigma_a} \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{b}{4} \right) \cdot \frac{1}{h}$$

R désignant la réaction la plus élevée des deux pieux du couple.

Avec : (**R max** = 249,27 t ; **l** = 3.60 m ; **b** = 1.00 m ; **h** = 1.65 m ; **σ_a** = $f_e/\gamma_s = 500/1.15 = 434.78$ Mpa)

$$-A_1 = \frac{R}{\sigma_a} * \frac{(l-b)}{h} = 53,8 \text{ cm}^2$$

-Ces armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux ("poutres incorporées") et de largeur égale à la somme du diamètre ϕ des pieux et de la hauteur hs de la semelle.

-la section correspondante répartie sur une longueur (l') égale à : $l' = (\phi + hs) = (1,2 + 1,7) = 2.90 \text{ m}$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Ces armatures s'étendent sur toute la largeur de la semelle et doivent être totalement ancrées, en principe avec ancrages courbes (crochets normaux ou à 135°) ou boucles à plat, à partir du plan axial des pieux perpendiculaire aux armatures.

Entre les différentes "poutres incorporées", on placera des armatures de répartition A1' ayant une densité au moins égale au tiers de la densité A1 des poutres incorporées.

$$-A1' = \frac{A1}{l'} = \frac{53,8}{2,9} = (18,55 \text{ cm}^2) \text{ sur } (l') \text{ m}$$

-En tenant compte, des dispositions constructives en zone sismique, l'armature inférieure transversale (armature de flexion) de la semelle est déterminée par l'RPOA 2008 stipule pour les armatures sollicitées en traction un pourcentage minimum de : **0.15 % ≤ ρg ≤ 1.5 %**

-On adopte un (ρg = 0.2 %) donc on aura une section comme suite :

La section (A1) :

On a que :

$$\rho_g = \frac{A1}{B} , A1 = \rho_g * B , A1 = \frac{0,2 * 100 * 170}{100} = 34 \text{ cm}^2$$

-On adopte : A1 = (39.27) cm² = (8HA25)

c) Armatures longitudinales :

Des armatures longitudinales (A2) sont à disposer dans le sens de la longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est au moins égale au tiers de celle des armatures des poutres incorporées transversales (A1) ; en effet ces armatures longitudinales jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation (qui de plus portent toujours des charges plus ou moins différentes de leur valeur théorique).

-En tenant compte, des dispositions constructives en zone sismique, l'RPOA 2008 stipule pour les armatures sollicitées en traction un pourcentage minimum de (0.15 % < ρg < 1.5 %)

-On adopte un (ρg = 0.2 %) Qui correspond a :

$$\text{L'armature longitudinale : } A2 = \frac{A1 * 1}{3} = 13.09 \text{ cm}^2 = (7 \text{ HA } 16 / \text{ ml})$$

Schéma de ferrailage :

-At (inférieur) = 8HA25 / ml (e= 13 cm)

- At (supérieur) = 8HA16 / ml (e =13 cm)

- Al (inférieur) = 7 HA 16 / ml (e=14 cm)

- Al (supérieur) = 7 HA 14 / ml (e=14 cm)

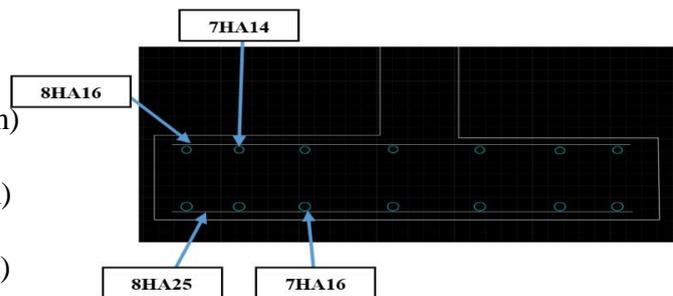


Figure III. 71 : Schéma du ferrailage de la semelle de la pile

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

III.7.4. Dimensionnement du pieu

Fondations spéciales : Marcel Forni

Nbre de pieu =	8		fc28 =	20,83	Mpa	
diam du pieu =	1,2	M	Evj =	10180,94	Mpa	
M0U =	52,746	t.m	I =	0,102	m ⁴	
T0U =	3,300	T	C =	8000	t/m ³	gravier fin
N0U =	192,120	T	B' =	1,8	M	

Tableau III. 29 : Justification des pieux cas etat limite ultime

$\alpha =$	2,316	M	$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cb}}$			
$\beta =$	6,901		$\beta = \frac{M_0}{T_0 \times \alpha}$			
$tg \frac{z}{\alpha} =$	0,068		$tg \frac{z}{\alpha} = \frac{1}{1+2\beta}$			
$\frac{z}{\alpha} =$	0,067					
		Rad				
$Z =$	0,156	M				
$C_1 =$	6,934		$C_1 = \ell \frac{z}{\alpha} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \frac{M}{T} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right)$			
$M_{max} = T0U \times \alpha \times C_1$						
$M_{max} =$	52,998	t.m				
$A_{min} =$	22,619	cm ²				

Avec les éléments de réduction en tête de pieu sont les suivants :

Avec α : la longueur élastique

- Les calculs justificatifs des pieux sont conduits a partir d'une résistance conventionnelle du béton , notée fc , par application de la formule suivante :

$$f_c = \frac{\inf\{f_{cj}; f_{c28}; f_{c \max}\}}{k_1 \times k_2}$$

- **Pour Pieux forée simple :**

fc max = 25 mpa , fcj = 25 MPA , fc28 = 25 MPA , K1= 1,2 , K 2 =1 (cas autre)

$$f_c = \frac{25}{1,2 \times 1} = 20,83 \text{ MPA}$$

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

M_{0U} : le moment sollicitant la tête d'un pieu sous la combinaison fondamentale défavorable
 BC : $421,97 / 8 = 52,74$ t.m

T_{0U} : effort horizontal sous la combinaison fondamentale et L'effort de freinage de BC :
 $1,1 \times 1,6 \times 15 / 8 = 3,5$ t

N_{0U} : effort normal sollicitant la tête d'un pieu sous la combinaison fondamentale défavorable
 BC : $1536,96 / 8 = 193,12$ t

I : moment d'inertie de la section du pieu

C : coefficient de réaction du sol (sol gravier fin) **C = 8000 T / M³**

B' : la largeur apparente du pieu, elle est de l'ordre de : 1.5 fois le diamètre réel du pieu dans le cas d'un pieu circulaire : $1.5 \times 1.2 = 1$.

Tableau III. 30 : Justification des pieux cas etat limite sismique

Nbre de pieu =	8,000	
diam du pieu =	1,2	M
M0Acc =	76,994	t.m
T0Acc =	14,833	T
NAcc =	138,346	T
α	2,31	
β	2,24	
tg Z/ α	0,18	
Z/ α	0,18	
Z	0,417	
C1	2,32627272	
M_{max} =	79,923	t.m
A_{min}	56,55	cm ²
A_{calc}	32,86	cm ²

-M_{0U} : $615,95 / 8 = 76,99$ t.m

-T_{0U} : effort horizontal sous la combinaison fondamentale et L'effort de freinage de BC :
 $[(1,1 \times 0,2 \times 15) + (115,36)] / 8 = 14,833$ t

-N_{0U} : $1106,77 / 8 = 138,346$ t

I : moment d'inertie de la section du pieu

C : coefficient de réaction du sol (sol gravier fin) **C = 8000 T / M³**

B' : $1.5 \times 1.2 = 1,8$ m

As min : la section minimale = 0.50 % × section du pieu d'après RPOA 2008

Section totale = 32,86 cm² = la section adopté : **(11HA25) = 54 cm²**

Chapitre III : La répartition transversale des efforts et l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Tableau III. 31 : Justification des pieux etat limite de service

Nbre de pieu =	8					
diam du pieu =	1,2	M				
M0ELS =	39,316	t.m				
T0ELS =	2,475	T				
NELS =	142,525	T				
Alpha	2,31					
Beta	6,85					
tg Z/alpha	0,0679					
Z/alpha	0,0678					
Z	0,157					
C1	6,89					
M_{max} =	39,506	t.m				
As min	45,24	cm ²				
A adopté 25HA20	54	cm ²				
sigma b =	5,97	Mpa <	sigma b adm =	12,5	Mpa	
sigma' a =	223,21	Mpa <	sigma' a adm =	250	Mpa	
sigma a =	70,19	Mpa <	sigma a adm =	500	Mpa	

M_{0U} : 314,53 / 8 = 39,31 t.m

T_{0U} (1,1×1,2×15) / 8 = 2,475 t

N_{0U} : 1140,26 / 8 = 142,53 t

I : moment d'inertie de la section du pieu

C : coefficient de réaction du sol (sol gravier fin) C = 8000 T / M³

B' : 1.5×1.2 = 1,8 m

Car pour un élément comprimé (pieu) et d'après BAEL on a :

As min : 0.40 % × section du pieu

-D'après l'utilisation du logiciel **Socotec** :

-les pieux sous culée on adopté la section suivant : **(11HA25) = 54 cm²**

Schéma de ferrailage :

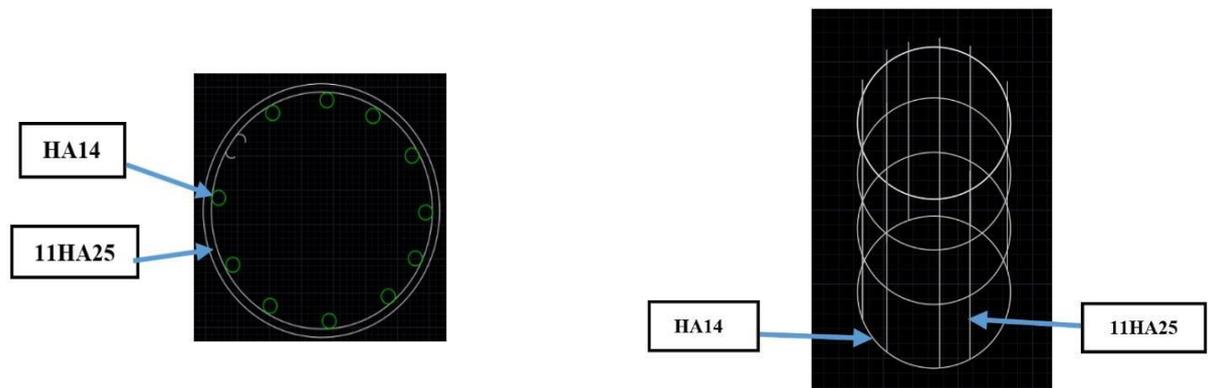


Figure III. 72 : Schéma de ferrailage du pieu

III.8.Conclusion

Ce chapitre a permis de modéliser et de dimensionner les différents éléments structuraux du pont, en prenant en compte toutes les sollicitations prévues, y compris les charges exceptionnelles et sismiques. Les vérifications menées à l'aide des logiciels Robot et Socotec ont montré que les éléments étudiés respectent les critères de sécurité, de stabilité et de service, conformément aux normes en vigueur

CONCLUSION GENERALE

Ce travail a permis de mener une étude complète d'un pont en béton armé franchissant l'oued Brous à Skikda, depuis l'analyse des contraintes naturelles et fonctionnelles jusqu'à la vérification structurelle détaillée de l'ouvrage.

Le choix d'un pont à deux travées en béton armé s'est révélé pertinent tant sur le plan économique que technique, notamment grâce à sa simplicité d'exécution, sa durabilité et sa bonne adaptation au site. L'analyse géotechnique fondée sur les essais préssiométrique, ainsi que les calculs de charge et de réponse sismique ont permis d'optimiser la conception en conformité avec les exigences du RPOA et du Fascicule 62.

La modélisation du comportement dynamique, notamment la prise en compte des efforts verticaux sismiques et leur répartition sur les appuis, a mis en évidence le rôle prépondérant de la rigidité des éléments porteurs. L'introduction de dispositifs de retenue, justifiée par les écarts de période entre les éléments rigides (culées, piles) et la superstructure, garantit la stabilité de l'ensemble face aux sollicitations exceptionnelles.

En définitive, Ce projet illustre l'intégration fonctionnelle entre les aspects géotechniques, dynamiques et la modélisation structurale et le dimensionnement parasismique, éléments fondamentaux pour garantir la sécurité, la durabilité et la fiabilité des ouvrages d'art modernes.

La bibliographique : [norme ISO 690 (style français)]

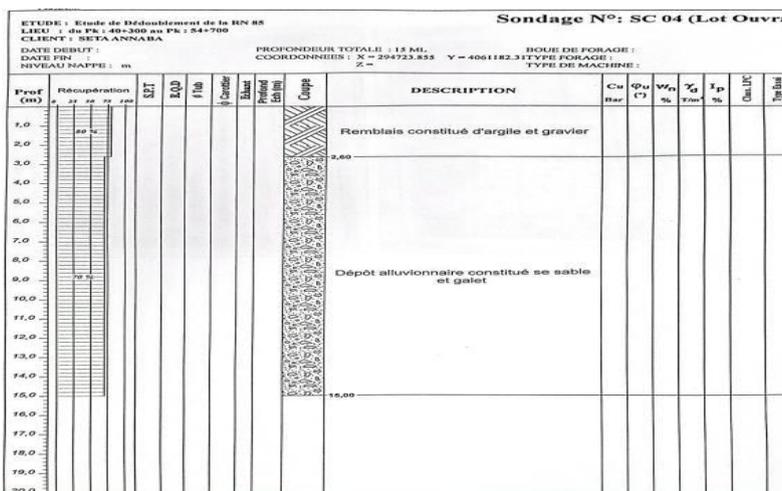
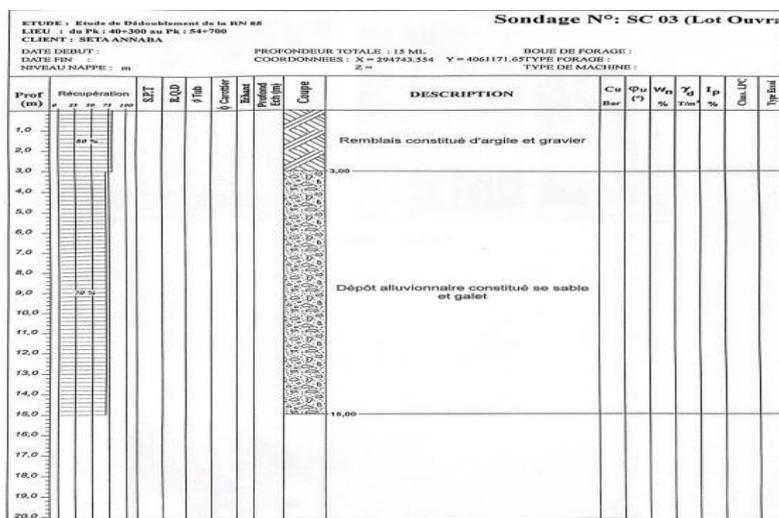
- 1-CEREMA (anciennement SETRA). Fascicule 62 – Titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Paris : Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements, 1993.
- 2-FORNI, M. Fondations spéciales et reprends-en sous-œuvre. Paris : Eyrolles, 1981. 184 p.
- 3-GÉLY, B. ; CALGARO, J.-A. Contexte. Conception des ponts. In : Construction et travaux publics – Les routes, les ponts et les joints. Réf. C4498. Paris : Technique, 10 mai 1997.
- 4-GROUPE GÉOTEC. Tout savoir sur la géotechnique. Dijon : Géotec.
- 5-MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS. Document Technique Réglementaire (DTR) – Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA). Alger : Direction des Routes, 2008.
- 6-MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS. Fascicule 61 – Titre II : Études géotechniques préalables à la construction des ouvrages d'art. Alger : Direction Générale des Travaux Publics. (§ 4.2.3 et § 5.1.4).
- 7-Règles BAEL 91 révisés 99: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Paris : CSTB, 1992. (DTU P18-702 ; Fascicule 62, titre 1).
- 8-SETRA ; CEREMA. Fascicule 62 – Règles techniques de conception et de calcul des fondations profondes. Titre V. Paris : Cerema, 1993.
- 9-SETRA, LCPC. Règles de calcul des ponts routiers (RCPR). Paris : Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes ; Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1979. Révision 1994.

Annexe

Annexe

(Annexe 1) : Le tableau suivant représente les différentes couches du sous-sol :

Sondage N°	Profondeur	Nature du sol
SC3 (15m)	0,00- 3,00	Remblai d'argile et gravier
	3,00- 15,00	Dépôt alluvionnaire constitué de sable et galets
SC4 (15m)	0,00- 2,60	Remblai d'argile et gravier
	2,60 -15,00	Dépôt alluvionnaire constitué de sable et galets
SC5 (15m)	0,00 - 3,00	Remblai d'argile et gravier
	3,00 -15,00	Dépôt alluvionnaire constitué de sable et galets



Annexe

(Annexe 2) : le tableau suivant regroupe Analyse chimique des méthodes en laboratoire permettant d'évaluer la composition chimique du sol (sulfates, carbonates, chlorures, etc.) afin d'estimer ses propriétés mécaniques et son impact sur les matériaux et l'environnement

Sondage	Profondeur (m)	Sulfates (SO₄⁻) mg/Kg	Carbonates (CaCO₃) %	Chlorure (CL⁻) %	Observation
SC3	2,00-4,00	4037.60	06.40	00.28	-Agressivité MODEREE_selon NA 16002/ 2016
	4,00-7,00	2224.80	05.80	00.31	
SC4	2,00-5,00	3831	06.20	00.31	-Agressivité MODEREE selon NA 16002/ 2016
SC5	5,00-10,00	3225	07.20	00.28	-Agressivité MODEREE_selon NA 16002/2016
	10,00-15,00	2389.60	04.80	00.31	

(Annexe 3) : Détail de calcul de la fondation

-Calcul de la contrainte admissible par la méthode préssiométrique :

La charge limite **Qu** d'un élément de fondation semi profonde (pieu) est obtenue par la formule suivante :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

Q_{pu} : charge limite mobilisable sous la pointe de pieux.

Q_{su} : La charge limite en frottement latérale sur les pieux.

- **La charge de la pointe limite est donnée par la formule suivante :**

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot g_{pu}$$

Avec :

ρ_p : coefficient réducteur de l'effort de pointe

A : aire de la section droite du pieu

g_{pu} : contrainte limite de pointe

- **la contrainte limite de pointe est donnée par la formule suivante :**

$$q_{pu} = K_p \cdot P_l^* \cdot e$$

Avec :

K_p : coefficient de portance

$P_l^* \cdot e$: pression limite nette équivalente

La pression limite nette équivalente est donnée par la formule suivante :

$$P_l^* \cdot e = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* (z) dz$$

Avec :

a : max (**B/2 ; 0.50**), **B** étant la largeur de la fondation et a exprimée en (m).

b : min (**a ; h**), h étant l'ancrage de la fondation dans la couche porteuse.

h : ancrage dans la couche où se situe la pointe.

- La charge limite en frottement latérale est donnée par la formule suivante :

$$Q_{su} = \rho_s \cdot P \cdot \sum q_s \cdot e_i$$

Avec :

ρ_s : coefficient réducteur du frottement latéral.

P : périmètre de la section droite du pieu.

q_s : frottement latéral unitaire limite dans la couche i.

e_i : épaisseur de la couche i.

- **Calcul de la charge admissible :**

La détermination des charges admissibles sous les états limites de service fait référence à la charge de fluage qui est donnée par la formule pour les pieux forés :

$$Q_c = 0.5 Q_{pu} + 0.7 Q_{su}$$

La charge admissible est donnée par : $\frac{Q_c}{1,4}$

- **La charge de fluage en traction :**

$$Q_{tc} = 0.7 Q_{su}$$

- **La charge limite en traction**

C'est la charge limite en traction, égale à la résistance de frottement latéral du pieu donnée par la formule suivante :

$$Q_{tu} = Q_{su}$$

En utilisant le logiciel GEOFOND© V1.3.9 du 20/12/2023 développé par GEOS



On à prendre le cas du sondage SP05 :

Pieu

Type de pieu : Foré boue

Prof. Base : 15 m

Largeur B : 1,2 m

Périmètre 3.77 m

Aire : 1.13 m²

Encastr.formation porteuse : 10 m mise en œuvre sans refoulement du sol

$f_{c28} = 25$ MPa

Groupe B : pieu ou barrette foré simple

Vérification des caractéristiques du béton

- **Par la méthode du Fascicule 62**

$$k_1 = 1.2 ; k_2 = 1 ; f_{clim} = 25 \text{ MPa (Article A.3.1.2)}$$

- **Résistance conventionnelle du béton**

$$f_c = \min (f_{c28}, f_{clim}) / (k_1.k_2) = 20.8 \text{ MPa (Article A.3.1.2)}$$

- **Résistance caractéristique du béton à la traction**

$$f_t = 0.6 + 0.06 . f_c = 1.85 \text{ MPa (Article A.3.1.3)}$$

- **Déformations longitudinales du béton**

$$E_{ij} = 11\,000 . f_c^{1/3} = \mathbf{30268 \text{ MPa}} ; E_{vj} = 3\,700 . f_c^{1/3} = 10181 \text{ MPa (Article A.3.1.4)}$$

- **Contrainte moyenne de compression du béton à L'ELS**

$$\sigma_{moy \text{ ELS}} = 0.3 . f_c = 6.25 \text{ MPa (Article C 4.2.14)}$$

- **Effort moyen de compression du béton**

$$N_{moy(ELS)} = \sigma_{moy \text{ ELS}} . A = 4.91 \text{ MN}$$

-Par la méthode du Fascicule 62 :

- $\rho_p = 1, \rho_s = 1$

- $Q_{su} = \rho_s . P . \int_0^D q_s(z) . dz = 4.22 \text{ MN}$

- $B = 1,2 \text{ m} ; h = 10 \text{ m} ; a = \max (0.5 ; B/2) = 0.6 \text{ m} ; b = \min (a ; h) = 0.6 \text{ m}$

- $P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l * (z) . (dz) = 3.75 \text{ MPa}$

- $k_p = 1.2$ (imposé) (C'est le coefficient de portance)

- $q_u = k_p . P_{le}^* = 4.5 \text{ MPa}$

- $Q_{pu} = \rho_p . A . q_u = 5.09 \text{ MN}$

- $Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 9.31 \text{ MN}$

- $Q_c = 0.5 Q_{pu} + 0.7 Q_{su} = 5.55 \text{ MN}$ (charge de fluage)

- $Q_{tu} = Q_{su} = 4.22 \text{ MN}$

- $Q_{tc} = 0.7 Q_{su} = 2.95 \text{ MN}$ (C'est la charge de fluage en traction)

- $Q_{max} \text{ (ELU Fondamental)} = Q_u / 1.4 = 6.65 \text{ MN}$

- $Q_{max} \text{ (ELU Accidentel)} = Q_u / 1.2 = 7.76 \text{ MN}$

- $Q_{max} \text{ (ELS Rare)} = Q_c / 1.1 = 5.0 \text{ MN}$

- $Q_{max} \text{ (ELS Quasi Permanent)} = 3.93 \text{ MN}$

-Qmin (ELU Fondamental) = -3.01 MN

-Qmin (ELU Accidentel) = -3.24 MN

-Qmin (ELS Rare) = -2.11 MN

-Qmin (ELS Quasi Permanent) = 0 MN

(Annexe 4) calcul détaillé des charges (PS et PSN)

Calcul des charges :

Cette étape est essentielle pour assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Les charges permanentes structurales :

On distingue la charge des éléments suivants :

a) Poutre :

$$q = 0,4 \times 1,1 \times 25 = 11 \text{ KN/ml (une poutre)}$$

$$q = 0,4 \times 1,1 \times 25 \times 7 = 77 \text{ KN/ml (les 7 poutres)}$$

b) Dalle :

$$q = 11,58 \times 0,2 \times 25 = 57,9 \text{ KN/ml}$$

c) Entretoise :

$$q = 0,3 \times 0,6 \times 25 \times 2 = 9 \text{ KN/ml}$$

2) Les charges permanentes non structurales :

On distingue la charge des éléments suivants :

a) Etanchéité :

$$q = \rho \times e = 22 \times 0,005 = 0,11 \text{ KN/m}^2$$

ρ = masse volumique d'étanchéité (KN /m³)

e = épaisseur d'étanchéité

b) Revêtement :

$$q = \rho \times e = 23,5 \times 0,06 = 1,410 \text{ KN/m}^2$$

c) Trottoir :

$$q = \rho \times e = 25 \times 0,389 = 9,725 \text{ KN/m}^2$$

e = épaisseur du revêtement

d) Garde-corps :

$$q = 0,6 \text{ KN/m}$$

e) Glissière de sécurité :

$$q = 0,6 \text{ KN/m}$$

(Annexe 5) calcul détaillé des poids des éléments de la pile

Le poids des éléments de la pile :

1) $P_{Fut} = 3 \times \left[\pi \left(\frac{D}{2} \right)^2 \times h \right] \times \rho$

$P_{Fut} = 17,67 \text{ t}$

2) $P_{Semelle} = \text{hauteur} \times \text{largeur} \times \text{longueur} \times \rho$

$P_{Semelle} = 325,38 \text{ t}$

3) $P_{\text{poid des terres}} = h \times \text{longueurs} \times \text{largeurs} \times \rho$

$P_{\text{poid des terres}} = 182,41 \text{ t}$

4) P tablier :

Le poids du tablier a été considéré sous forme de réactions aux appuis, transmises jusqu'aux piles par l'intermédiaire des appareils d'appui, Les valeurs de ces réactions sont récapitulées dans le tableau ci- dessous :

Tableau : le poid du tablier

ELS POIDS DU TABLIER		
Ra (KN)	Rb(KN)	(Ra+Rb) (KN)
272,858	465,467	738,325
255,447	144,59	400,037
229,697	235,372	465,069
213,171	210,226	423,397
227,318	215,988	443,306
145,925	220,752	366,677
364,326	216,197	580,523
		3417,334

Alors :

$P_{\text{du tablier}} = 3417,334 \text{ KN} = 341,73 \text{ t}$

Annexe

(Annexe 6) tableau des longueurs effectives en fonction de type d'appuis

Cas	Appuis	Lk
1	Articulé – Articulé	$Lk=L$
2	Encastré - Libre (type console)	$Lk=2L$
3	Articulé – : Encastré	$Lk=0,7L$
4	Encastré – Encastré	$Lk=0,5L$

(Annexe 7) calcul détaillé des poids des éléments de la pile

Le poid des éléments :

1) Mur garde grève (A) :

$$P_{\text{Mur garde grève (A)}} = (\text{la grande hauteur} + \text{la petite hauteur}) / 2 * \text{longueur} * \text{épaisseur} * \rho$$

$$P_{\text{Mur garde grève (A)}} = ((1,66 + 1,3445) / 2) * 5,27 * 0,3 * 2,5$$

$$P_{\text{Mur garde grève (A)}} = \mathbf{5,93 \text{ t}}$$

2) Mur garde grève (B) :

$$P_{\text{Mur garde grève (B)}} = ((1,7445 + 1,37) / 2) * 6,32 * 0,3 * 2,5$$

$$P_{\text{Mur garde grève (B)}} = \mathbf{7,38 \text{ t}}$$

3) Mur frontale :

a) Mur frontale (A) :

$$P_{\text{Mur frontale (A)}} = \text{longueur} * \text{largueur} * \text{hauteur} * \rho$$

$$P_{\text{Mur frontale (A)}} = 5,27 * 1,1 * 3 * 2,5$$

$$P_{\text{Mur frontale (A)}} = \mathbf{43,47 \text{ t}}$$

b) Mur frontale (B) :

$$P_{\text{Mur frontale (B)}} = 6,32 * 1,1 * 2,6 * 2,5$$

$$P_{\text{Mur frontale (B)}} = \mathbf{45,18 \text{ t}}$$

4) Semelle :

$$P_{\text{Semelle}} = \mathbf{325,38 \text{ t}}$$

5) Corbeau :

$$P_{\text{Corbeau}} = [(0,3 + 0,6) / 2] * 0,3 * 10 * 2,5$$

$$P_{\text{Corbeau}} = \mathbf{3,375 \text{ t}}$$

8) Corp de chaussé :

$$P \text{ corp de chaussé} = 0,62 * 3 * 10 * 2,3$$

$$P \text{ corp de chaussé} = 42,78 \text{ t}$$

9) Mur en retour :

a) Mur en retour (A) :

$$P \text{ Mur en retour(A)} = 3,98 * 2,74 * 0,35 * 2,5$$

$$P \text{ Mur en retour(A)} = 9,542 \text{ t}$$

b) Mur en retour (B) :

$$P \text{ Mur en retour(B)} = 4,67 * 2,74 * 0,35 * 2,5$$

$$P \text{ Mur en retour(B)} = 11,196 \text{ t}$$

10) Dés d'appuis :

-On a 7 appareils d'appuis donc :

$$P \text{ Dés d'appuis} = [(A1 * e1) + (A2 * e2) + (A3 * e3) + (A4 * e4) + (A5 * e5) + (A6 * e6) + (A7 * e7)] * \rho$$

A = aires des dés d'appuis

e = épaisseur des différents dés d'appuis

$$P \text{ Dés d'appuis} = [(0,2203 * 0,05) + (0,2203 * 0,15) + (0,2203 * 0,25) + (0,2203 * 0,351) + (0,2203 * 0,05) + (0,2203 * 0,15) + (0,2203 * 0,251)] * 2,5$$

$$P \text{ Dés d'appuis} = (0,2738) * 2,5$$

$$P \text{ Dés d'appuis} = 0,684 \text{ t}$$