

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structure

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN
OUVRAGE D'ART AU PK 29+600
SUR LE CONTOURNEMENT DE
LA VILLE DE BISKRA**

Présenté par :

REDJEM Zeid
SAID Mohamed Taki

Encadré par :

Mr. ABDI Hocine
Mr. BELAOURA Mebarak

Promotion 2021/2022



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

On remercie tout d'abord Dieu le tout puissant d'avoir guidé notre chemin, et de nous avoir donné le courage et la motivation pour mener à bien ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Mr Abdi Hocine, ainsi que notre co-encadreur Mr. Belaoura Mebarak., pour tous les efforts aménagés et le suivi minutieux dont ils ont fait preuve tout au long de cette période.

Nos remerciements et tous les Appréciations s'adressent, à nos enseignants pour leur précieuse aide.

Ainsi que tout le personnel de notre école ENSTP, qui ont contribué à notre formation.

On voudra enfin remercier nos familles, nos amis et toute personne qui nous a aidée de près ou de loin pour la réalisation de ce projet fin d'étude.

إهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

والصلاة والسلام على أشرف المرسلين محمد بن عبد الله خاتم الأنبياء والمرسلين أما بعد
أهدي هذا العمل المتواضع....

إلى التي تعبت و ربت و سهرت الليالي إلى أعلى شيء في الوجود إلى أحب شخص في هذه
الدنيا بعد الله ورسوله.

إلى أمي الحبيبة.

التي فرحت دوما لنجاحي و سعادتي أسأل الله أن يطيل عمرها لكي أرى جزءا من خيرها.

إلى الذي جعل مني رجلا إلى الذي أفنى عمره من أجل راحتي و دراستي إلى أبي الغالي.

إلى أخوي العزيزين.

إلى كل الأهل و الأقارب و إلى كل من ارتبط اسمي بهم كما لا أنسى أصدقائي.

والى صديقي و رفيقي رجم زيد أسأل الله أن يوفقه و يحفظه.

إلى كل طلبة المدرسة الوطنية للأشغال العمومية و أخص بالذكر دفعة السنة الخامسة

2022

سعيد محمد تقي

Dédicace :

Je dédie ce travail En premier lieu à mes parents qui ont consenti beaucoup de sacrifices pour me permettre de réaliser mes objectifs.

A mon frère et à ma sœur.

Ma grande famille, mes oncles, mes tantes et mes cousins.

A mon encadreur et co-encadreur

A mon binôme Said Mohamed Taki et toute sa famille.

A tous mes amis sans oublier les amis de l'ENSTP

A Toute la promotion 2019-2022

Redjem Zeid

ملخص

هذه المذكرة تمت كتابتها في إطار مشروع نهاية الدراسة، هدفها الرئيسي دراسة تنفيذ جسر سيار بعارضات مسبقة الاجهاد مكون من ستة نطاقات متطابقة بطول 25م للواحد بولاية بسكرة.

العمل يتضمن في بادئ الامر عرضا للجسر وبالأخص تبرير للمتغيرة المعتبرة، دراسة للبنية الفوقية والبنية التحتية، مع المرور بحساب سابقة الاجهاد، الدراسة الزلزالية ووضع قياس مختلف العناصر المكونة للجسر و هذا بالاستناد على المنظومات المعمول بها في الجزائر مثل RPOA2008, BAEL91, RCPR2008, BPEL91 و بالاعتماد على برامج للحساب مثل .ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL, AUTOCAD 2016.

كلمات مفتاحية: جسر، خرسانة، مسبقة الاجهاد، زلزال، نطاقين متطابقين.

RESUME

Ce présent mémoire a été rédigé dans le cadre du projet de fin d'étude, son objectif principal est l'étude d'exécution d'un pont routier à poutres en béton précontraint composé de six travées isostatiques identiques de 25 m situé à la wilaya de Biskra.

Le travail à effectuer comporte en premier lieu la présentation de l'ouvrage et notamment la justification de la variante retenue, l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant à des règlements utilisés en Algérie tel que le BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008, et en basant sur des logiciels de calcul tel que ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFFESIONAL et AUTOCAD 2016.

Mots clés : Pont, Béton, Précontrainte, Séisme, travées isostatiques.

ABSTRACT

This dissertation was written in the framework of the end of study project, its main objective is the study of execution of a highway bridge built in pre-stressed concrete beams composed of six identic isostatic spans of 25 m located in the state of Biskra.

The work to do include in the first place a presentation of structure and particularly the justification of the selected variable, the study of superstructure and infrastructure by going through pre-stress calculation, earthquake study, and the sizing of the various structural elements by rereferring to the regulations used in Algeria like BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008, and using calculation programs such as ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL et AUTOCAD 2016.

Keywords : bridge, concrete, pre-stress, earthquake, isostatic spans.

Liste des symboles

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction au j em jours.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

f_{bu} : Résistance du béton comprimé à l'ELU.

σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton.

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.

E_{Vj} : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.

σ_s : Contrainte admissible de traction de l'acier passif.

E_p : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

f : Coefficient de frottement en courbe.

A_p : Section des aciers actifs.

\emptyset : Diamètre de la gaine.

Φ : Coefficient de frottement en ligne.

ρ_{1000} : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression au j eme jours.

f_e : Limite élastique des aciers passifs.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif ;

f_{prg} : Limite de rupture garantie des aciers actifs.

f_{peg} : Limite de élastique garantie des aciers actifs.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Epaisseur de l'âme.

b_t : Largeur totale des talons.

B : Section brute.

V' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.

V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.

I : Moment d'inertie de la section.

i^2 : Rayon de giration.

ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.

L : La portée de la travée.

ρ_b : Masse volumique du béton.

l_c : Largeur chargeable.

n : Nombre de voies.

l_v : Largeur d'une voie.

a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

b_c : Coefficient de pondération du convoi BC.

b_t : Coefficient de pondération du convoi Bt.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

δ : Coefficient de majoration dynamique.

V : Effort tranchant.

M : Moment fléchissant.

α : Paramètre de torsion.

θ : Paramètre d'entretoisement.

ρ_P : Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

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

γ_P : Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur.

γ_E : Rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

I_P : Moment d'inertie de la poutre.

I_E : Moment d'inertie de l'entretoise.

I_0 : Moment d'inertie de la poutre en section d'about.

I_m : Moment d'inertie de la poutre en section médiane.

K_α : Coefficient de répartition transversale.

$2b$: Largeur active.

n : Nombre de poutres.

ν : Coefficient de poisson.

P_{min} : Précontrainte minimale ;

B_n : Section nette.

B_{br} : Section brute.

I_n : Moment d'inertie nette de la section.

I_{br} : Moment d'inertie brute de la section.

σ_{ti} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.

σ_{ts} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.

P_0 : Effort à l'origine.

n : Nombre de câbles.

e_0 : Excentricité du câble moyen.

σ_{sup} : Contrainte sur la fibre supérieure.

σ_{inf} : Contrainte sur la fibre inférieure.

V_u : Effort tranchant limite.

m : Nombre de gaines par lit.

V_{min} : Effort tranchant minimum.

V_{max} : Effort tranchant maximum.

$\alpha(x)$: Angle de déviation du câble entre 0 et x.

σ_{p0} : Tension initiale.

$\Delta\sigma_f$: Perte de tension par frottement.

$\Delta\sigma_{rec}$: Perte de tension par glissement.

$\Delta\sigma_{rac}$: Perte de tension par déformation instantanée du béton.

r_m : Rayon moyen de la section.

$\Delta\sigma_p(x)$: Perte due à la relaxation de l'acier.

$\Delta\sigma_{flu}$: Perte due au fluage du béton.

$\Delta\sigma_{inst}$: Pertes instantanées.

$\Delta\sigma_d$: Pertes différées.

σ_{bt} : Contrainte admissible de traction

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression.

V_{red} : Effort tranchant réduit.

$S(y)$: Moment statique / au centre de gravité de la poutre.

$b_n(y)$: Largeur nette de la section au niveau y.

M_u, N_u : Sollicitations agissant sur la section / A_p ;

σ_{bt} : Contrainte de traction dans le béton.

N_u : Effort normale résistant ultime.

M_u : Moment fléchissant résistant ultime / A_p ;

s_t : Espacement des armatures transversales.

M_t : Moment entravée.

Q_u : Charge concentrée à l'ELU.

G : valeur nominale des charges permanentes / module de cisaillement.

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble.

Q : actions variables des charges d'exploitation.

T : période fondamentale.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie de site.

$S_{ae}(T)$: spectre de réponse élastique.

K : Raideur.

g : Accélération de la pesanteur.

S : coefficient de site ; ;

η : Facteur de correction de l'amortissement.

(ξ) : Taux d'amortissement.

F : La force sismique.

d : Déplacement.

E_c : l'énergie cinétique du système

E_p : l'énergie potentielle du système.

P_t : Poussée des terres ;

K_a : Coefficient de poussée des terres.

φ : Angle de frottement interne du sol.

γ : Poids volumique des terres.

R : Réaction d'appui des fûts.

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet

Figure. I.1 .Présentation de l'ouvrage sur Google earth.....	14
Figure. I.2. Implantation du projet	15
Figure. I.3. Tracé en plan.....	16
Figure. I.4. Profil en long.....	16
Figure. I.5. Profil en travers	17
Figure. I.6. Coupe lithologique	18
Figure I.7. Carte de zonage sismique	20

Chapitre II : Conception générale

Figure II.1. Profil en long variante 01	24
Figure II.2. Notation des dimensions du voussoir.....	24
Figure II.3. Schéma descriptif des éléments de Voussoir courant.....	25
Figure II.4. Schéma descriptif des éléments de Voussoir sur pile.....	26
Figure II.5. Profil en long variante 02.....	28
Figure II.6. Section transversale variante 02.....	30
Figure II.7. ½ Coupe longitudinale de la poutre.....	30
Figure II.8. Profil en long variante 03	32
Figure II.9. : Coupe transversale d'un tablier bipoutre.....	33
Figure II.10. Coupes transversales des profilés métalliques.....	34

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

Figure III.1. Diagramme contrainte-déformation.....	43
--	----

Chapitre VI : Caractéristiques du tablier

Figure VI.1. Schéma descriptif des éléments des équipements du pont.....	49
Figure VI.2. Détail des dimensions de la poutre seule.....	51
Figure VI.3. Détail des dimensions de la poutre Avec hourdis à mi- travée.....	52
Figure VI.4. Détail des dimensions de la Poutre seule à l'about.....	53
Figure VI.5. Détail des dimensions de la poutre avec hourdis à l'about.....	54

Chapitre V : Charges et surcharges

Figure V.1. Les différentes sections de la poutre.....	56
Figure V.2. Charges du système B_c	61
Figure V.3. Système B_r	62
Figure V.4. Système B_t	63
Figure V.5. Convoi M_c 120.....	65
Figure V.6. Charge exceptionnelle D240.....	65

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

Figure VI.1. Moment fléchissant de $A(L)$	68
Figure VI.2. Surcharge de B_c (R est symétrique avec l'essieu de 12t).....	69
Figure VI.3. Surcharge B_c (R est symétrique avec l'essieu de 6t).....	70
Figure VI.4. Surcharge B_c à $L/2$	71
Figure VI.5. Surcharge B_t à $L/2$	71
Figure VI.6. Surcharge B_r à $L/2$	72
Figure VI.7. Surcharge M_c 120 à $L/2$	73
Figure VI.8. Surcharge D240 à $L/2$	73
Figure VI.9. Surcharge B_c à $L/4$	74
Figure VI.10. Surcharge B_t à $L/4$	75
Figure VI.11. Surcharge B_r à $L/4$	76
Figure VI.12. Surcharge M_c 120 à $L/4$	76
Figure VI.13. Surcharge D240 à $L/4$	77
Figure VI.14. Surcharge $A(L)$	78
Figure VI.15. Surcharge sur trottoir à $0L$	78
Figure VI.16. Surcharge B_c à $0L$	79
Figure VI.17. Surcharge B_t à $0L$	79
Figure VI.18. Surcharge B_r à $0L$	80
Figure VI.19. Surcharge M_c 120 à $0L$	80

Figure VI.20. Surcharge D240 à 0L.....	80
Figure VI.21. Surcharge A(L) à L/4.....	80
Figure VI.22. Surcharge sur trottoir à L/4.....	81
Figure VI.23. Surcharge Bc à L/4.....	81
Figure VI.24. Surcharge Bt à L/4.....	82
Figure VI.25. Surcharge Br à L/4.....	82
Figure VI.26. Surcharge Mc120 à L/4.....	82
Figure VI.27. Surcharge D240 à L/4.....	83

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

Figure VII.1. Disposition des poutres transversalement.....	86
Figure VII.2. Section Equivalente.....	88
Figure VII.3. Variation de $K_{\alpha moy}$ sur les poutres.....	92
Figure VII.4. Variation de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 1 sous charge A(L) (2 voies chargées).....	93
Figure VII.5. Variation de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 1 sous surcharge sur trottoir.....	94
Figure VII.6. Variation de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 1 sous charge Bc (2 voies chargées).....	94
Figure VII.7. Variation de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 1 sous charge Bt (2 voies chargées).....	95
Figure VII.8. Variation de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 1 sous charge Mc120.....	96
Figure VII.9. Variation de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 1 sous charge D240.....	96
Figure VII.10. Modélisation des poutres.....	101
Figure VII.11. Modélisation de l'hourdis.....	101
Figure VII.12. Modélisation des appuis.....	102
Figure VII.13. Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale.....	103
Figure VII.14. Affectations des charges type A(L).....	103
Figure VII.15. Affectations des surcharges ST.....	104
Figure VII.16. Affectations des surcharges Bc.....	104

Figure VII.17. Affectations des charges type Mc120.....	104
Figure VII.18. Affectations des charges type D240.....	105
Figure VII.19. Moment max à l'ELU obtenu par ROBOT.....	106
Figure VII.20. Moment max à l'ELS obtenu par ROBOT.....	106
Figure VII.21. Effort tranchant max à l'ELU obtenu par ROBOT.....	106
Figure VII.22. Effort tranchant max à l'ELS obtenu par ROBOT.....	107
Figure VII.23. Moment max de la poutre seule.....	107

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Figure VIII.1. Disposition des câbles à l'about.....	115
Figure VIII.2. Disposition des câbles dans la section.....	115
Figure VIII.3. Trajectoire des câbles.....	116
Figure VIII.4. Les angles de relevage.....	117
Figure VIII.5. Schéma descriptif sur les pertes par recul d'ancrage	120
Figure VIII.6. Diagramme des contraintes et ferrailage à mi-travée.....	127
Figure VIII.7. Ferrailage des sections de la poutre.....	127

Chapitre IX : Etude du tablier

Figure IX.1. Flèche maximale de la poutre due au poids propre G.....	130
Figure IX.2. Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.....	130
Figure IX.3. Flèche induit par le cas de charge G+D240.....	131
Figure IX.4. Position des vérins.....	132
Figure IX.5. Modèle de calcul.....	132
Figure IX.6. Diagramme des moments sous poids propre du tablier à l'ELS.....	132
Figure IX.7. Diagramme des moments sous poids propre du tablier à l'ELU.....	133
Figure IX.8. Diagramme de l'effort tranchant sous poids propre du tablier à l'ELS.....	133
Figure IX.9. Schéma de ferrailage de l'entretoise.....	134
Figure IX.10. Moment max inf du combinaison G+1.2 (Bc2+St).....	135
Figure IX.11. Moment max sup de la combinaison G+1.2 (Bt2+St).....	135
Figure IX.12. Schéma de ferrailage transversal de la dalle.....	136

Chapitre X : Etude sismique

Figure X.1. Schématisation des raideur du système.....141

Chapitre XI : Etude des équipements

Figure XI.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui.....151

Chapitre XII : Etude de la pile

Figure XII.1. Surcharge Bc sur deux travées chargées.....160

Figure XII.2. Surcharge Mc120 sur deux travées chargées.....160

Figure XII.3. Surcharge D240 sur deux travées chargées.....161

Figure XII.4. Efforts agissants sur le chevêtre.....161

Figure XII.5. Moment fléchissant à l'ELS sous combinaison G+D240.....161

Figure XII.6. Moment fléchissant à l'ELU sous combinaison G+D240.....162

Figure XII.7. Effort tranchant à l'ELS sous combinaison G+D240.....162

Figure XII.8. Effort tranchant à l'ELU sous combinaison G+D240.....162

Figure XII.9. Section de torsion.....164

Figure XII.10. Ferrailage du chevêtre.....165

Figure XII.11. Ferrailage d'un fût.....167

Figure XII.12. Ferrailage de la semelle nappe inférieure.....169

Figure XII.13. Ferrailage de la semelle nappe supérieure.....169

Figure XII.14. Ferrailage de pieu.....171

Chapitre XIII : Etude de la culée

Figure XIII.1. Schéma statique de la dalle de transition.....176

Figure XIII.2. Poussée des terres sur MGG.....177

Figure XIII.3. Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....178

Figure XIII.4. Les moments Myy et Mxx sur le mur en retour avec le logiciel.....180

Figure XIII.5. Ferrailage du mur en retour.....181

Figure XIII.6. Ferrailage de corbeau.....182

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de projet

Tableau I.1. Les Cordonnées de l'ouvrage.....	15
Tableau I.2. Description des différentes couches du sol au pk 29+670.....	17
Tableau I.3. Description des différentes couches du sol à mi- travée.....	17
Tableau. I.4. Température maximale durant toute l'année à BISKRA.....	19

Chapitre II : Conception générale

Tableau II.1. Récapitulation de découpage des voussoirs.....	23
Tableau II.2. Implantations des appuis - variante 01.....	24
Tableau II.3. Pré dimensionnement de la variante 01.....	25
Tableau II.4. Implantations des appuis – variante 02.....	28
Tableau II.5. Pré dimensionnement de la variante 02.....	29
Tableau II.6. Implantations des appuis - variante 03.....	32
Tableau II.7. Pré dimensionnement de la poutre métallique.....	33
Tableau II.8. Pré dimensionnement de l'entretoise.....	34
Tableau II.9. Cout estimatif des différentes variantes.....	38

Chapitre IV : Caractéristiques du tablier

Tableau IV.1. Caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi- travée.....	50
Tableau IV.2. Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à mi- travée.....	51
Tableau IV.3. Caractéristiques géométriques de la poutre seule à l'about.....	52
Tableau IV.4. Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à l'about.....	53

Chapitre V : Charges et surcharges

Tableau V.1. Poids totale de tablier.....	58
Tableau V.2. Coefficient a_1	59
Tableau V.3. Résultats de $A(l)$	59
Tableau V.4. Valeurs de b_c	60
Tableau V.5. Résultats de B_c	62
Tableau V.6. Résultats de B_r	62

Tableau V.7. Valeurs de b_t	63
Tableau V.8. Résultats de b_t	64
Tableau V.9 Force de freinage système A(L).....	64

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

Tableau VI.1. Moment fléchissant et effort tranchant sous G.....	68
Tableau VI.2. Moment flechissant sous A(L) à L/2.....	68
Tableau VI.3. Moment fléchissant sous surcharge trottoir à L/2.....	69
Tableau VI.4. Moment fléchissant sous charge Bc à L/2.....	71
Tableau VI.5. Moment fléchissant sous charge Bt à L/2.....	72
Tableau VI.6. Moment flechissant sous charge Br à L/2.....	72
Tableau VI.7. Moment flechissant sous A(L) à L/4.....	74
Tableau VI.8. Moment fléchissant sous surcharge trottoir à L/4.....	74
Tableau VI.9. Moment fléchissant sous charge Bc à L/2.....	75
Tableau VI.10. Moment fléchissant sous charge Bt à L/4.....	76
Tableau VI.11. Moment fléchissant sous charge Br à L/4.....	76
Tableau VI.12. Récapitulatif des moments fléchissant.....	77
Tableau VI.13. Effort tranchant sous A(L) à 0L.....	78
Tableau VI.14. Effort tranchant sous surcharge trottoir à 0L.....	78
Tableau VI.15. Effort tranchant sous charge Bc à 0L.....	79
Tableau VI.16. Effort tranchant sous charge Bt à 0L.....	79
Tableau VI.17. Effort tranchant sous A(L) à L/4.....	81
Tableau VI.18. Effort tranchant sous surcharge trottoir à L/4.....	81
Tableau VI.19. Effort tranchant sous charge Bc à L/4.....	82
Tableau VI.20. Effort tranchant sous charge Bt à L/4.....	82
Tableau VI.21. Récapitulatif des efforts tranchant.....	83

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

Tableau VII.1. Emplacement réel des poutres.....	86
Tableau VII.2. Valeurs de K_0 pour $\alpha=0$ et $\theta=0.80$	89
Tableau VII.3. Valeurs de K_0 pour $\alpha=0$ et $\theta=0.85$	89
Tableau VII.4. Valeurs de K_0 pour $\alpha=0$ et $\theta=0.81$	89
Tableau VII.5. Valeurs de K_1 pour $\alpha=0$ et $\theta=0.80$	90
Tableau VII.6. Valeurs de K_1 pour $\alpha=1$ et $\theta=0.85$	90
Tableau VII.7. Valeurs de K_1 pour $\alpha=1$ et $\theta=0.81$	90
Tableau VII.8. Valeurs de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour $\alpha=1$ et $\theta=0.81$	91
Tableau VII.9. Valeurs de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour chaque poutre.....	91
Tableau VII.10. Position de chaque type de chargement dans le tablier.....	93
Tableau VII.11. Valeur de $k\alpha$ moyen de A (L) pour 1 Voie chargée.....	93
Tableau VII.12. Valeur de $k\alpha$ moyen de A (L) pour 2 Voie chargée.....	93
Tableau VII.13. Valeur de $k\alpha$ moyen de surcharge sur trottoir.....	94
Tableau VII.14. Valeur de $k\alpha$ moyen de Bc pour 1camion.....	95
Tableau VII.15. Valeur de $k\alpha$ moyen de Bc pour 2camion.....	95
Tab VII.16. Valeur de $k\alpha$ moyen de Bt pour 1 tandem.....	95
Tableau VII.17. Valeur de $k\alpha$ moyen de Bt pour 2 tandems.....	95
Tableau VII.18. Valeur de $k\alpha$ moyen de Mc120.....	96
Tableau VII.19. Valeur de $k\alpha$ moyen de D240.....	96
Tableau VII.20. Valeur de $K\alpha$ moy pour chaque poutre.....	97

Tableau VII.21. Moment de chaque poutre à 0.25L.....	97
Tableau VII.22. Moment de chaque poutre à 0.5L.....	98
Tableau VII.23. Effort tranchant de chaque poutre à 0L.....	98
Tableau VII.24. Effort tranchant de chaque poutre à 0.25L.....	99
Tableau VII.25. Moment fléchissant maximum à l'ELS.....	99
Tableau VII.26. Combinaison de moment aux états limites.....	99
Tableau VII.27. Définition des charges et surcharges.....	102
Tableau VII.28. Résultats de calcul numérique fait par ROBOT.....	105
Tableau VII.29. Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique.....	105

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Tableau VIII.1. Valeurs des efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte	109
Tableau VIII.2. Rappel des caractéristiques géométriques de la poutre.....	110
Tableau VIII.3. Contraintes admissibles.....	110
Tableau VIII.4. Vérification des contraintes normales sur les différentes étapes	113
Tableau VIII.5. Vérification des contraintes normales sur les différentes étapes	114
Tableau VIII.6. Les positions exactes des câbles.....	116
Tableau VIII.7. Caractéristiques géométriques nettes de la poutre sans et avec hourdis....	118
Tableau VIII.8. Caractéristiques géométriques homogènes de la poutre sans et avec hourdis.	119
Tableau VIII.9. Les pertes par frottement pour chaque câble.....	120
Tableau VIII.10. Perte par recul d'ancrage à mi- travée.....	121
Tableau VIII.11. Valeur des pertes par déformation instantané du béton.....	121
Tableau VIII.12. Valeurs des pertes par fluage.....	122
Tableau VIII.13. Caractéristiques de la section de la poutre.....	123
Tableau VIII.14. Emplacement de la précontrainte.....	123
Tableau VIII.15. Les contraintes admissibles.....	124
Tableau VIII.16. Vérification des contraintes normales à l'ELS.....	124

Chapitre IX : Etude du tablier

Tableau IX.1. Combinaisons des moments à l'ELS.....	134
--	-----

Tableau IX.2. Choix des armatures transversales.....	135
---	-----

Tableau IX.3. Vérification de non poinçonnement	136
--	-----

Chapitre X : Etude sismique

Tableau X.1. Raideur de chaque pile.....	140
---	-----

Tableau X.2. Force longitudinale de chaque appui	142
---	-----

Tableau X.3. Déplacement longitudinale de chaque pile.....	143
---	-----

Tableau X.4. Raideur de chaque pile.....	144
---	-----

Tableau X.5. Force transversale de chaque appui.....	146
---	-----

Tableau X.6. Déplacement transversale de chaque appui.....	146
---	-----

Tableau X.7. Combinaison des composantes de l'action sismique.....	147
---	-----

Chapitre XI : Etude des équipements

Tableau XI.1. Réactions sur appuis à l'ELU.....	149
--	-----

Tableau XI.2. Les épaisseurs des éléments de l'appareil d'appui	151
--	-----

Tableau XI.3. Choix de type du joint de chaussée.....	155
--	-----

Chapitre XII : Etude de la pile

Tableau XII.1. Résultats de modélisation du chevêtre.....	161
--	-----

Tableau XII.2. Résultats de combinaisons maximales agissant sur le fût.....	165
--	-----

Tableau XII.3. Les valeurs de $X_{\theta p}$ et $X_{\theta M}$	169
---	-----

Tableau XII.4. Résultats de combinaisons maximales agissant sur les pieux.....	169
---	-----

Chapitre XIII : Etude de la culée

Tableau XIII.1. Dimensions des éléments de la culée.....	173
---	-----

Tableau XIII.2. Valeurs des paramètres K_{ad} , K_H , K_v et θ	174
--	-----

Tableau XIII.3. Effort appliquée sur la dalle de transition.....	175
---	-----

Tableau XIII.4. Les différentes valeurs de $M_p/K = f(h)$	177
--	-----

Sommaire

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

Recherche bibliographique : Généralité sur la pathologie des ouvrages d'arts

I. Introduction.....	3
II. Origines des désordres.....	3
II.1. Erreurs de conception.....	3
II.2. Erreurs d'exécution.....	3
II.3. Actions sollicitant les ponts.....	4
II.3.1. Charges permanentes.....	4
II.3.2. Charges liées au comportement rhéologique des matériaux.....	4
II.3.3. Charges dues au trafic routier et ferroviaire.....	5
II.3.4. Charges dues aux actions accidentelles.....	5
II.3.5. Effets des actions naturelles sur les ponts.....	6
III. Principaux désordres rencontrés.....	6
III.1. Altérations du béton.....	6
III.2. Corrosion de l'acier.....	8
IV. Evaluation des ouvrages	8
IV.1. Le recensement des désordres.....	9
IV.2. L'auscultation des ouvrages.....	9
V. Réparation ou renforcement d'un pont en béton armé	11
VI. Conclusion.....	12

Chapitre I : Présentation de projet

I.1.Introduction.....	14
I.2.But de l'étude.....	14
I.3.Présentation de l'ouvrage.....	14
I.4.Les caractéristiques de l'ouvrage.....	15
I.5.Données fonctionnelles.....	15
I.5.1.Tracé en plan.....	15

I.5.2.Profil en long.....	16
I.5.3.Profil en travers.....	16
I.6-Données naturelles.....	17
I.6.1.Données géologiques (géotechniques).....	17
I.6.2.Données topographiques.....	18
I.6.3.Les données hydrauliques.....	18
I.6.4.Les données climatiques.....	18
I.6.5.Données sismologiques.....	19

Chapitre II : Conception générale

II.1.Choix du type d'ouvrage.....	22
II.2.Critères de choix du type d'ouvrage.....	22
II.3.Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage.....	22
II.4.Conception du tablier.....	22
II.4.1. Variante 1 : Pont vousoir à hauteur variable en béton précontraint construit par encorbellement successif	23
II.4.1.1.Introduction.....	23
II.4.1.2.Conception longitudinale.....	23
II.4.1.3.Conception transversale.....	24
II.4.2.Variante 2 : pont à poutre précontrainte par post tension.....	28
II.4.2.1.Introduction.....	28
II.4.2.2.Conception longitudinale.....	28
II.4.2.3.Conception transversale.....	28
II.4.3 Variante 3 : pont mixte Bipoutre.....	32
II.4.3.1.Introduction.....	32
II.4.3.2. Conception longitudinale.....	32
II.4.3.3.Conception transversale.....	33
II.4.3.4.prédimensionnement de l'entretoise.....	33
II.4.3.5. Choix de la nuance d'acier.....	34
II.4.3.6. La connexion entre la dalle et la charpente métallique.....	34
II.5. Analyse multicritère.....	36
II.5.1.Avantages et inconvénients des variantes.....	36

II.5.1.1. Pont voussoir à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellement successif.....	36
II.5.1.2. Pont à poutre précontrainte par post tension.....	36
II.5.1.3. Pont mixte Bipoutre.....	37
II.6. Estimation du prix.....	38
II.7. Conclusion.....	38

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

III.1. Le béton.....	40
III.1.1. La résistance caractéristique à la compression.....	40
III.1.2. La résistance caractéristique à la traction.....	40
III.1.3. Contraintes admissibles.....	40
III.1.3.1. Contrainte admissibles à la compression (E.L.U).....	40
III.1.3.2. Contrainte admissibles à la compression (E.L.S).....	41
III.1.3.3. Contrainte admissible à la traction.....	41
III.1.3.4. Contrainte admissible au cisaillement.....	41
III.1.4. Déformation longitudinale du béton.....	41
III.1.5. Déformation transversale du béton.....	41
III.2. L'acier.....	42
III.2.1. Acier actifs.....	42
III.2.2. Aciers passifs.....	42
III.3. Précontraintes.....	44
III.4. Conclusion :44	

Chapitre IV : Caractéristiques du tablier

IV.1. Introduction.....	46
IV.2. Dimensionnement des éléments du tablier.....	46
IV.2.1. Les poutres.....	46
IV.2.1.1. Dimensionnement de la poutre.....	46
IV.2.2. La dalle.....	47
IV.2.2.1. Définition de la dalle : (l'hourdis).....	47
IV.2.2.2. Pré dimensionnement de la dalle.....	47
IV.3. Les équipements de pont.....	48

IV.3.1. Les trottoirs.....	48
IV.3.2. Les corniches.....	48
IV.3.3. La chape d'étanchéité.....	48
IV.3.4. Assainissement.....	48
IV.3.5. Joints de chaussée.....	49
IV.3.6. Les garde-corps.....	49
IV.4. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre.....	49
IV.4.1. Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée.....	50
IV.4.1.1. Poutre seule.....	50
IV.4.1.2. Poutre avec hourdis.....	51
IV.4.2. Caractéristique géométrique de la poutre à l'about.....	52
IV.4.2.1. Poutre seule.....	52
IV.4.2.2. Poutre avec hourdis.....	53
IV.5. CONCLUSION.....	54

Chapitre V : Charges et surcharges

V.1. Calcul des charges.....	56
V.1.1. Calcul des charges permanentes (CP).....	56
V.1.1.1. Les poutres.....	56
V.1.1.2. La dalle.....	57
V.1.1.3. L'entretoise.....	57
V.1.2. Calcul du complément des charges permanentes (CCP).....	57
V.1.2.1. Le revêtement et l'étanchéité.....	57
V.1.2.2. Le trottoir et la corniche.....	57
V.1.2.3. Glissière de sécurité.....	57
V.1.2.4. Garde-corps.....	57
V.2. Calculs des surcharges.....	58
V.2.1. Classe de pont.....	58
V.2.2. Nombre des voies.....	58
V.2.3. Largeur de voie.....	58
V.2.4. Evaluation des surcharges.....	59
V.2.4.1. Système A (L).....	59
V.2.4.2. Surcharge de trottoir.....	59
V.2.4.3. Système de charges B.....	60
V.2.4.4. Effort de freinage.....	64

V.2.4.5.Système militaire Mc 120.....	64
V.2.4.6.Charge exceptionnelle D240.....	65
V.3. Conclusion.....	66
Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts	
VI.1. Introduction	68
VI.2. Calcul des éléments de réductions dus aux charges.....	68
VI.2.1 Charges permanent :	68
VI.3. Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges.....	68
VI.3.1.Moment fléchissant.....	68
VI.3.1.1.Moment fléchissant à $x=0.5L$	68
VI.3.1.2. Moment fléchissant à $x=0.25L$	73
VI.3.2. Efforts tranchants.....	78
VI.3.2.1. Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0.00L$	78
VI.3.2.2. Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = L/4$	80
Chapitre VII : Répartition transversale des efforts	
VII.1. Introduction.....	85
VII.2. Principe de la méthode.....	85
VII.3. Méthodologie.....	85
VII.4. Détermination des paramètres de calcul.....	86
VII.4.1. Détermination des paramètres θ et α	86
VII.4.2. Calcul du moment fléchissant longitudinal.....	89
VII.4.2.1. Calcul de k_0 , k_1 et $k\alpha$ pour $\theta=0,81$	89
VII.4.2.2. calcul de K_α pour chaque type de chargement.....	92
VII.4.2.3. Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges.....	97
VII.4.2.4. Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges.....	98
VII.4.2.5. Détermination de la poutre la plus sollicitée.....	99
VII.5. Modélisation numérique.....	100
VII.5.1. Introduction.....	100
VII.5.2. Modélisation de l'ouvrage	100
VII.5.2.1.Modelé structurel.....	100
VII.5.2.2. Les étapes de modélisation.....	100
VII.5.2.3. Modélisation des éléments de la structure.....	100
VII.5.3. Modélisation des charges et surcharge.....	102
VII.5.3.1. Définition des charges.....	102

VII.5.3.2. Affectation des charges.....	103
VII.5.4. Résultats.....	105
VII.6. Conclusion.....	107

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

VIII.1. Introduction.....	109
VIII.2. Dimensionnement de la précontrainte.....	109
VIII.2.1. Caractéristique et données.....	109
VIII.2.2. Force et excentricité de la précontrainte.....	110
VIII.2.3. Calcul du nombre de câble.....	111
VIII.2.4. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte.....	112
VIII.2.5. Vérification des contraintes normales.....	112
VIII.3. Disposition constructive des câbles.....	114
VIII.3.1. Section d'about.....	114
VIII.3.2. Section médiane.....	115
VIII.3.3. Trace des câbles.....	115
VIII.3.4. La vérification de l'angle de relevage selon le BPEL.....	116
VIII.4. Caractéristiques nettes et homogènes de la section.....	117
VIII.4.1 Caractéristique géométrique nette.....	117
VIII.4.2 Caractéristique géométrique homogènes.....	118
VIII.5. Calcule des pertes.....	119
VIII.5.1 Les pertes instantanées.....	119
VIII.5.2 Pertes différés.....	121
VIII.6. Vérification et justification des contraintes à l'ELS.....	123
VIII .7. Vérification des contraintes tangentielles.....	125
VIII.7.1.Vérification vis-à-vis de l'ELS.....	125
VIII.8. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.....	125
VIII.8.1. Vérification des bielles comprimé.....	125
VIII.8.2 Vérification de la résistance des armatures.....	126
VIII.9.Armatures passives des poutres.....	126
VIII.9.1.Armature passives des zones tendues.....	126

VIII.9.2 Les armatures de peau.....	126
VIII.10. Conclusion.....	127

Chapitre IX : Etude du tablier

IX.1.Introduction.....	129
IX.2.Calcul des déformations.....	129
IX.2.1.Fleche due au poids propre.....	129
IX.2.2.Contre flèche de précontrainte.....	129
IX.2.3.Fleche maximale à l'ELS.....	130
IX.2.4.Fleche totale.....	130
IX.3.Etude de l'entretoise.....	130
IX.3.1.Introduction.....	130
IX.3.2.Évaluation des efforts.....	131
IX.3.3.Ferraillage.....	132
IX.4.Etude de l'hourdis.....	133
IX.4.1.Introduction.....	133
IX.4.2.Etude de la flexion.....	133
IX.4.2.1.Calcul des sollicitations.....	134
IX.4.2.2.Ferraillage.....	134
IX.4.2.3.Vérification du poinçonnement.....	135
IX.5.Conclusion.....	136

Chapitre X : Etude sismique

X.1.Introduction.....	138
X.2.Identification de l'ouvrage.....	138
X.3.Analyse monomodale spectrale.....	138
X.4.Séisme longitudinale.....	141
X.4.1.Détermination de la raideur du système.....	141
X.4.2.Période longitudinale du système.....	141
X.4.3.Détermination des actions sismiques.....	141
X.4.3.1.Spectre de réponse élastique.....	141

X.4.3.2.Effort longitudinale globale.....	142
X.4.3.3.Répartition des efforts sismiques sur les appuis.....	142
X.4.3.4.Evaluation des déplacements.....	142
X.5.Séisme transversale.....	143
X.5.1.Détermination de la raideur transversale du système.....	143
X.5.2.Période transversale du système.....	144
X.5.3.Détermination des actions sismiques.....	144
X.5.3.1.Spectre de réponse élastique.....	145
X.5.3.2.Effort longitudinale globale.....	145
X.5.3.3.Répartition des efforts sismiques sur les appuis.....	145
X.5.3.4.Evaluation des déplacements.....	146
X.6.Séisme verticale.....	146
X.7.Effort sismique dans chaque direction.....	146
X.8.Conclusion.....	147

Chapitre XI : Etude des équipements

XI.1.Introduction.....	149
XI.2.Les appareils d'appuis.....	149
XI.2.1.Choix de l'appareil d'appui.....	149
XI.2.1.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis.....	149
XI.2.1.2.Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	149
XI.2.2. Vérifications du dimensionnement.....	151
XI.2.2.1. Résistance à la compression.....	151
XI.2.2.2. Sécurité au flambement.....	151
XI.2.2.3. Limitation de la distorsion.....	152
XI.2.2.4.Non glissement.....	152
XI.3.Dés d'appuis.....	153
XI.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis.....	153
XI.3.2. Ferrailage des dés d'appuis.....	153

XI.4. Plot parasismique.....	154
XI.4.1. ferrailage du plot parasismique.....	154

XI.5. Joint de chaussée.....	155
------------------------------	-----

Chapitre XII : Etude de la pile

XII.1. Introduction.....	158
--------------------------	-----

XII.2. Dimensionnement des éléments de la pile.....	158
---	-----

XII.2.1. Chevêtre.....	158
------------------------	-----

XII.2.2. Fûts.....	158
--------------------	-----

XII.2.3. Semelle.....	158
-----------------------	-----

XII.3. Evaluation des efforts.....	158
------------------------------------	-----

XII.3.1. Répartition de charge sur pile.....	159
--	-----

XII.3.2. Répartition de surcharge sur pile.....	159
---	-----

XII.4. Etude du chevêtre.....	160
-------------------------------	-----

XII.4.1. Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion.....	160
--	-----

XII.4.1.1. Evaluation des efforts.....	160
--	-----

XII.4.1.2. Ferrailage longitudinale.....	161
--	-----

X.4.1.3. Ferrailage transversale.....	162
---------------------------------------	-----

XII.4.2. Etude et ferrailage du chevêtre à torsion.....	162
---	-----

XII.4.2.1 Calcule du moment de torsion.....	163
---	-----

XII.4.2.2. Calcule de contrainte tangentielle.....	163
--	-----

XII.4.2.3 Armatures longitudinale.....	164
--	-----

X.4.2.4 Armatures transversale.....	164
-------------------------------------	-----

XII.4.2.5 Vérification de contrainte.....	164
---	-----

XII.5. Etude des futs.....	164
----------------------------	-----

XII.5.1. Vérification du flambement.....	165
--	-----

XII.5.2. Résultats des combinaisons retenues pour le calcul du ferrailage de chaque fut.....	165
--	-----

XII.5.3. armatures transversale.....	165
--------------------------------------	-----

XII.6. Etude de fondation.....	166
--------------------------------	-----

XII.6.1. La semelle.....	166
XII.6.2. Les pieux.....	168
XII.6.2.1 action sur les pieux.....	168
XII.6.2.2 Ferrailage des pieux.....	169
XII.6.2.2.1 armature longitudinale.....	169
XII.6.2.2.2 armature transversale.....	169

Chapitre XIII : Etude de la culée

XIII.1. Introduction.....	173
XIII.2. Les différents constituants de la culée.....	173
XIII.3. Evaluation des efforts sollicitant la culée.....	173
XIII.3.1. Détermination des paramètres K_{AD} et θ	173
XIII.4. Ferrailage des éléments de la culée.....	174
XIII.4.1. Dalle de transition.....	174
XIII.4.1.1. Evaluation des efforts.....	175
XIII.4.1.2. Combinaisons des efforts.....	175
XIII.4.1.3. Ferrailage.....	175
XIII.4.2. Mur garde grève.....	176
XIII.4.2.1. Evaluation des efforts sur le mur garde grève.....	176
XIII.4.2.1.1. Poussée des terres.....	176
XIII.4.2.1.2. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.....	176
XIII.4.2.1.3. Moment de la force de freinage.....	178
XIII.4.2.2. Ferrailage.....	178
XIII.4.3. Mur en retour.....	178
XIII.4.4. Mur frontal.....	180
XIII.4.5. Corbeau.....	181

Introduction générale

Introduction générale

En Algérie, les infrastructures routières et en particulier celle des ouvrages d'art jouent un rôle majeur dans les déplacements des personnes et le transport de la marchandise, ce rôle confère une importance particulière à réseau d'infrastructure.

Grâce à cette importance, on doit assurer la sécurité et le confort des usagers qui sont également pris en compte en adoptant des dispositions constructives de manière à garantir une meilleure durabilité possible pour l'ouvrage. De ce fait, on a cerné notre projet de fin de d'étude dans une étude sur un des types des ouvrages d'art " pont à poutres en béton précontraint", ce type d'ouvrage est proposé par l'Entreprise EURL Engineering study (bureau d'étude en infrastructure et en transport).

Dans notre travail, on va traiter les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par présentation de l'ouvrage et on se baser sur l'étude d'exécution qui comporte les calculs détaillés des parties prenantes de l'ouvrage, et permet de mettre le point sur l'inventaire des charges permanentes et routières susceptibles de solliciter le pont, le calcul des sollicitations de chaque élément, étude de la précontrainte, la vérification d'état de contraintes et la détermination du ferrailage nécessaire.

Recherche bibliographique :

Généralités sur la
pathologie des
ouvrages d'art

I. Introduction :

Les ponts vieillissent, mais compte tenu de leur importance sociale, ils doivent être l'objet de soins particuliers pour qu'ils puissent assurer leurs fonctions pendant la durée de vie qui leur a été assignée. Ce sont en effet des ouvrages, qui, même s'ils ne présentent pas tous un aspect architectural, constituent des vecteurs économiques, de transports et de sécurité, construits dans le but d'assurer un service alliant haut niveau de qualité, sécurité et fiabilité.

Au vu du temps et des forts investissements consentis pour leur construction, la fermeture même temporaire, pour une opération d'entretien ou de réparation ou dans le cas plus grave la destruction de ces ouvrages, bouleverserait de façon sensible les activités des divers usagers, et dans un plus grand ensemble celle du pays tout entier.

Dès leur mise en service, les ouvrages de tous types entrent dans un processus de vieillissement qui durera toute leur vie. Les ponts, en particulier, peuvent connaître des désordres de gravité très variable dont les causes sont multiples. Ces désordres, qui apparaissent au niveau des matériaux et de la structure, ont des conséquences sur la stabilité et la longévité de l'ouvrage. Connaître l'origine de ces désordres permettra dès lors de mieux concevoir et construire les ouvrages, mais aussi de trouver des solutions adéquates pour les réparer.

II. Origines des désordres :

Les actions variables (du trafic et climatiques) et/ou accidentelles sont en grande partie responsables de la dégradation des ouvrages, mis à part les défauts aux moments de la conception et de la construction qui peuvent aussi être des causes d'apparition des désordres

II.1. Erreurs de conception :

Les erreurs les plus fréquentes concernent le poids propre de la structure : masse volumique du béton et poids des équipements sous-estimée, erreurs de métrés et « oubli » du poids de certaines pièces. Au cours de la vie d'un ouvrage, le poids de certains équipements peut évoluer de façon significative. Dans le cas d'un pont routier par exemple, la couche de roulement de la chaussée peut être rechargée. Egalement, nous pouvons noter la non-prise en compte des risques de corrosion dans la conception : absence de chape d'étanchéité, évacuation des eaux mal conçue provoquant des ruissellements sur les poutres, joints de chaussée laissant l'eau ruisseler sous le tablier.

II.2. Erreurs d'exécution :

D'une façon générale, les erreurs d'exécution sont dues à une insuffisance des documents d'exécution, entraînant des improvisations aux conséquences souvent graves, ou bien à des failles dans l'organisation ou le contrôle de la qualité, ou encore au non-respect de certaines règles de l'art. De nombreux désordres sont dus à des plans de ferrailage incomplets ou « illisibles » parce que l'on a voulu mettre l'ensemble de l'information nécessaire à l'exécution sur un seul dessin ou parce qu'une partie d'ouvrage a été représentée à l'échelle d'un timbre-poste.

Dans les cas courants, c'est la qualité de mise en œuvre des différents matériaux qui est principalement en cause. Sur le chantier, le béton peut être d'une qualité médiocre pour de

multiples raisons : irrégularité de fabrication sur chantier, délais de transport non contrôlés depuis une centrale de béton prêt à l'emploi, reprises de bétonnage mal exécutées, mise en œuvre dans des coffrages mal nettoyés, ségrégation due à une hauteur de chute trop importante, etc.

II.3. Actions sollicitant les ponts :

Durant leur vie, les ponts sont soumis à l'action de différentes charges dont, principalement celles citées ci-dessous :

II.3.1. Charges permanentes :

Les actions dues à des charges permanentes appliquées au tablier (y compris son poids propre), ainsi que les sollicitations qu'elles induisent peuvent être imprécises. À titre exemple, des erreurs de métrés et de sous-estimation du poids propre de certains éléments sont les principales sources d'imprécision dans l'estimation des charges permanentes (ex : poids des équipements du pont), ou encore l'augmentation du poids propre par rapport à celui calculé suite à une opération d'entretien périodique de l'ouvrage (ex : rechargement de la couche de roulement pour les ponts routiers, ou de la couche de ballast pour les ponts ferroviaires).

II.3.2. Charges liées au comportement rhéologique des matériaux :

Le comportement des matériaux utilisés dans la construction d'un pont, évolue dans le temps sous l'effet des contraintes et des déformations produites dans ces matériaux.

- **Le gradient thermique :**

Le gradient thermique est un phénomène qui se produit dans les structures exposées à des variations de températures plus ou moins élevée, ce qui engendre la naissance des déformations à l'intérieur de la structure.

L'exemple courant de manifeste de ce phénomène est celui des ponts dont l'épaisseur du tablier est importante. La variation de la température entre l'intrados et l'extrados peut par conséquent varier d'un gradient de 20°.

- **Le fluage du béton :**

Le fluage est fonction notamment des caractéristiques du béton, de son âge lors du chargement, de l'épaisseur de l'élément, de l'hygrométrie de l'environnement et du temps. Lorsque ce phénomène n'est pas considéré ou sous-estimé dans les calculs de dimensionnement des ouvrages on assiste à d'importants désordres sur ces ouvrages.

Il s'agit d'un processus continu de déformation d'un élément sur lequel s'exerce une charge constante ou variable. La déformation du béton soumis à un chargement de longue durée est la somme de la déformation dite instantanée et de la déformation différée due au fluage. Dans ce cas, le module d'élasticité réel du béton E_v est réduit par rapport à sa valeur initiale, ce qui explique l'apparition de fissures de flexion.

II.3.3. Charges dues au trafic routier et ferroviaire :

Dans les ponts routiers, le trafic des véhicules, notamment lourds, a principalement trois types d'effets sur les ponts : des effets dynamiques, des effets de répétition (phénomènes de fatigue) et des effets dus aux efforts de freinage des véhicules.

Le passage d'un train peut provoquer des chocs qui déconsolident les assemblages rivés ou boulonnés des ponts métalliques et soudés (cas des poutres reconstituées soudées PRS dans les ponts mixtes) et fissurent les voûtes des ponts en maçonneries.

II.3.4. Charges dues aux actions accidentelles :

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

- **L'eau :**

L'action mécanique de l'eau sur les ponts recouvre les phénomènes d'affouillement et d'abrasion qui se produisent sur le périmètre et contre les parois des appuis intermédiaires des ponts (piles) franchissant des rivières ou des oueds

- **Le séisme :**

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

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

- échappement des appuis d'où la chute du tablier,
- cisaillement des piles par effort tranchant,
- rupture simultanée de toutes les piles par flexion et cisaillement,
- basculement de la fondation s'une piles (pathologies souvent due à une défaillance dans le sol support : liquéfaction par exemple),
- rupture des piles par flambement des armatures longitudinales, en zone de recouvrement (le recouvrement à proscrire en zones potentielles de rotules plastiques),
- endommagement des zones nodales.

- **Les chocs :**

Selon le lieu d'implantation du pont, ce dernier peut être soumis aux chocs qui sont la conséquence de la collision d'un bateau ou d'un véhicule contre les piles du pont. Par ailleurs, les chocs sur le tablier par non-respect de gabarit sont très fréquents. Les conséquences de ces

chocs peuvent être catastrophiques ; des cas désastreux se sont produits à travers le monde : perte de vies humaines, importants dégâts affectant les ouvrages, conséquences économiques et sociales résultant de l'indisponibilité de la voie....

II.3.5. Effets des actions naturelles sur les ponts :

Les actions naturelles telles que, la température et le vent, jouent un rôle dans la dégradation des matériaux et de la structure d'un pont.

- **Effet de la température :**

La température a deux types d'action sur les ponts. Elle affecte les matériaux composant l'ouvrage (le béton, l'acier, la maçonnerie, ...) et agit sur les éléments de la structure de ce dernier.

L'action de la température sur les matériaux se traduit par le phénomène de fissuration. En effet, la température est l'une des causes de fissuration du béton en cours de son durcissement.

- **Effet du vent :**

Tout comme la température, le vent a un effet sur le béton composant le pont et un autre sur sa structure. Cet effet se manifeste par l'action du vent sur le béton frais, connu par le phénomène de dessiccation du béton.

Le second effet du vent sur les ponts est celui agissant sur la structure. Il s'agit de l'effet dynamique du vent sur la structure du pont qui se traduit par sa mise en mouvement et qui peut provoquer un phénomène de flottement ou de galop pour les structures souples tels que les ponts suspendus.

III. Principaux désordres rencontrés :

Les ponts en béton armé étant constitués essentiellement de deux matériaux : le béton et l'acier (armatures), nous examinerons ici tour à tour les désordres auxquels ils peuvent être exposés. Certains désordres, « apparents » sont des conséquences directes des phénomènes extérieurs auxquels la structure est soumise ; C'est notamment le cas de la corrosion des armatures et de l'éclatement du béton. En revanche, d'autres phénomènes comme l'alcali-réaction ne sont imputables qu'au matériau lui-même. En effet, l'interaction entre les granulats siliceux et les alcalins de la pâte de ciment provoque un gonflement du béton en présence d'eau.

III.1. Altérations du béton :

Le béton subit de nombreuses agressions physiques, physico-chimiques et chimiques dont l'intensité est liée à la vitesse de pénétration de l'eau dans son système capillaire. Ses qualités s'altèrent lorsque les agents extérieurs réagissent avec les hydrates du ciment en formant des composés expansifs ou solubles.

- a. Dégradation d'origine physique ou mécanique :**

Les divers processus d'érosion et d'abrasion sont observables au niveau des appuis des ponts du fait du courant et des chocs de corps flottants contre les parois. Les symptômes les plus courants sont :

L'écaillage de la surface :

L'exposition à certains phénomènes climatiques comme le vent, un écoulement (ruissellement, suintement) peut provoquer la détérioration des parements de l'ouvrage. Cela se traduit par la disparition de la pâte de ciment. Des « nids de cailloux » apparaissent, laissant les granulats vulnérables aux agressions extérieures. De tels défauts dans les parements n'ont donc pas d'influence directe sur le comportement structurel de l'ouvrage.

Le gonflement de la surface :

Sur toute ou une partie, il est accompagné généralement d'une fissuration en réseau. L'intensité des dégradations dépend, évidemment, de la plus ou moins grande porosité du béton et de son degré de saturation.

b. Dégradation d'origine physico-chimique :

Le retrait provoque souvent une fissuration du béton, orientée ou multidirectionnelle. Certaines fissures peuvent apparaître une ou deux heures après le bétonnage, provoquées par le tassement du béton frais dans les coffrages et le ressuage qui l'accompagne, ou par une sédimentation du béton résultant d'un défaut de compacité, et reproduisent souvent le tracé de la nappe supérieure de ferrailage.

D'autres fissures apparaissent justes après le décoffrage en formant un maillage de quelques décimètres de côté. Enfin, des fissures peuvent apparaître plusieurs jours ou plusieurs mois après le décoffrage. Ces fissures sont créées par le retrait de dessiccation, encore appelé retrait à long terme, dû au départ de l'eau en excès dans le béton.

c. Dégradation chimique :

Elle se produit à plusieurs niveaux, mais nous ne citerons que les plus rencontrés :

Action du dioxyde de carbone :

Le béton, presque toujours en contact avec l'air ambiant, est soumis à l'action du dioxyde de carbone. Il réagit avec la majorité des hydrates du ciment et cette réaction porte le nom de carbonatation. Elle ne se produit que si cet acide peut pénétrer dans les pores du béton, c'est-à-dire si ces derniers ne sont pas totalement obturés. Lorsqu'elle parvient au voisinage des armatures en acier, la carbonatation supprime toute réserve d'alcalinité au niveau des aciers, qui peuvent alors amorcer leur processus de corrosion.

L'alcali-réaction :

Les mécanismes des alcali-réactions au sein des structures résultent, dans leur principe, d'une réaction entre la phase liquide interstitielle contenant des alcalins en quantité importante, et les particules réactives contenues dans les granulats (silice amorphe ou cryptocristalline) ; la chaux et l'humidité créent un environnement propice. La fissuration en réseau est le désordre le plus fréquemment rencontré : faïençage avec des mailles de petites dimensions (20 à 50 mm) et une profondeur de fissures assez faible (quelques centimètres), ou réseau de fissures de dimensions plus grandes (30 à 40 cm) et de profondeur plus importante (supérieure à 10 cm).

- **Fissuration :**

Il est important d'examiner ce désordre en particulier. La fissuration est sûrement le désordre le plus facilement observable et le plus caractéristique. Pour le béton armé, c'est est un phénomène normal. Il faut néanmoins la contrôler et veiller à ce qu'elle n'atteigne pas des proportions dangereuses pour la stabilité de la structure. En effet, le problème de la fissuration, n'est pas son existence, mais son évolution. Le plus souvent, la fissuration traduit un état de contrainte anormal, de traction, de cisaillement..., dépassant la limite de rupture du matériau. Les principales caractéristiques des fissures sont :

- L'âge, difficile à estimer dans la plupart des cas ;
- Le tracé, souvent révélateur de leur origine ;
- L'ouverture, mesurable à l'aide d'appareils spécialisés ;
- La profondeur, permettant de distinguer les fissures traversantes, aveugles ou de surface ;
- L'activité et/ou l'évolution, permettant de distinguer les fissures inertes des fissures actives.

III.2. Corrosion de l'acier :

En plus de son vieillissement à l'intérieur du béton sous l'action d'agents tels l'eau ou de réactifs chimiques, l'acier se corrode, c'est-à-dire se transforme en oxydes, sulfures, carbonates, etc., ou en une autre forme plus stable par rapport au milieu environnant. Cela entraîne une dégradation de ses propriétés et la baisse de sa résistance.

IV. Evaluation des ouvrages :

L'évaluation d'un ouvrage existant consiste à en apprécier l'état physique et mécanique. En d'autres termes, elle consiste à caractériser son état général, ses différents éléments et les matériaux constitutifs de manière qualitative et/ou quantitative. Elle est nécessaire lorsqu'il est envisagé de modifier ses conditions d'exploitation ou de remédier à certains désordres révélateurs d'une pathologie naissante ou avancée : elle sert donc de bilan de santé pour son gestionnaire. En règle générale, l'évaluation d'un pont comporte deux phases successives : le diagnostic préliminaire et le recalcul.

Le diagnostic préliminaire débouche sur l'élaboration d'un programme d'investigations qui seront nécessaires à l'aboutissement d'un diagnostic précis et à une évaluation quantitative fiable de la sécurité structurale. Il permettra aussi l'élaboration du projet de réparation ou de renforcement. Ces investigations permettent d'entreprendre, en deuxième phase, le recalcul proprement dit de l'ouvrage, qui est un élément essentiel de l'évaluation de sa fiabilité structurale.

Les deux principaux objectifs du recalcul sont les suivants :

- Une estimation aussi précise que possible de l'état de contrainte probable de la structure, compte tenu, le cas échéant, des désordres constatés.
- Une évaluation des marges de sécurité vis-à-vis du dépassement de certains états limites irréversibles ou de rupture.

Vu la complexité de cette phase, qui exige plein de calculs et qui ne saurait être figée puisqu'elle dépend des caractéristiques de chaque ouvrage, nous allons dans ce qui suit, nous attarder sur le diagnostic préliminaire des ponts.

Les différentes investigations menées dans le cadre du diagnostic préliminaire, peuvent comprendre :

- Une actualisation des dimensions et des dessins de l'ouvrage ;
- Un certain nombre d'essais, effectués et interprétés par un laboratoire ou une entreprise spécialisée ;
- Une évaluation aussi précise que possible des propriétés des matériaux.

IV.1. Le recensement des désordres :

L'inspection des ouvrages permet le recensement des désordres. On distingue entre autres :

- **L'inspection détaillée périodique :**

Effectuée à des intervalles de temps régulier et planifié (généralement tous les 6 ans) par des spécialistes, elle a pour but de vérifier l'état général de l'ouvrage et de repérer l'ensemble des petits désordres que possède l'ouvrage.

- **La surveillance renforcée**

Elle est mise en place lorsque le type de désordres ou leurs étendues peuvent avoir des conséquences sur la stabilité de l'ouvrage. Un suivi attentif est décidé afin de prévenir l'évolution anormale de ces désordres et d'explicitier les causes de la détérioration accélérée de l'ouvrage.

- **La haute surveillance**

Instaurée uniquement pour des ouvrages défectueux qui pourraient avoir des conséquences à court terme sur la sécurité physique des usagers ou de tiers.

IV.2. L'auscultation des ouvrages

L'auscultation définit l'ensemble des examens et mesures spécifiques faisant le plus souvent appel à des techniques élaborées, destinées à approfondir la connaissance réelle d'un ouvrage. Elle vient en complément de l'inspection visuelle détaillée des ouvrages et permet d'apprécier la qualité des matériaux en place et de caractériser le mode de fonctionnement actuel de la structure.

Les techniques d'auscultation diffèrent suivant la nature des désordres constatés, mais les choix sont guidés par l'idée que l'on peut se faire des causes probables de la pathologie constatée. L'évaluation des matériaux s'appuie à la fois sur des études et analyses de prélèvements et sur des méthodes physiques d'examen en place. Les moyens permettant de caractériser le fonctionnement de la structure sont aussi très variés.

a. Etudes et analyses de prélèvements :

Les échantillons, pour ne pas aggraver l'endommagement potentiel de l'ouvrage, sont prélevés dans les zones moins vitales en nombre et en taille réduits. Les mesures et analyses effectuées sur ces prélèvements en laboratoire portent sur les paramètres mécaniques des matériaux, mais aussi physiques comme la densité, la porosité et la teneur en eau. Les résultats obtenus se doivent d'être corrigés pour tenir compte de l'effet d'échelle liée à la taille des échantillons, mais ils servent surtout de référence. En effet, ils ne sont pas forcément représentatifs de l'ouvrage et doivent être complétés avec les examens réalisés sur les matériaux en place.

b. Examen du matériau en place :

Il est assez rare que l'on procède à l'examen en place de l'acier d'un pont. Pour le béton par contre, plusieurs méthodes sont possibles à savoir : la méthode sonique, la radiographie ou gammagraphie, la radioscopie et l'emploi d'un scléromètre.

Cette dernière méthode, de loin la plus simple de toutes, permet d'apprécier la dureté superficielle d'un parement en béton. Cet instrument est constitué d'une masselotte guidée dans un tube que l'on projette à l'aide d'un ressort taré sur une enclume dont l'extrémité est en contact avec le béton. La mesure du rebondissement de la masselotte permet, d'estimer la résistance en compression du béton examiné.

- **L'étude des fissures :**

Comme mentionné plus haut, le relevé détaillé de la fissuration, ainsi que le suivi de son évolution dans le temps, constitue un élément de diagnostic très important. La fissuration du béton est en effet la manifestation extérieure du mode de fonctionnement de la structure et traduit assez clairement ce fonctionnement, à la condition d'être correctement interprétée. D'une manière générale, deux appareils sont employés :

Le Fissuromètre :

Il permet de déterminer l'ouverture d'une fissure à un moment donné. Sous la forme d'une règle transparente, il mesure le plus souvent l'ouverture au dixième de millimètre.

L'extensomètre LVDT :

Il est souvent intéressant de suivre l'évolution d'une fissure sur un intervalle de temps plus ou moins long. L'extensomètre LVDT (Linear Variable Differential Transformer) est un capteur électrique/ électronique que l'on encastre de part et d'autre de la fissure et qui indique de manière quantitative l'ouverture ou la fermeture de la fissure. Ce type de capteur peut également servir en zone non-fissurée, et dans cette configuration, à mesurer la déformation du matériau.

c. Etude du fonctionnement de la structure :

Le suivi d'un ouvrage comporte la vérification périodique de ses déformations éventuelles sous charges permanentes, en les comparant, lorsque cela est possible, à un état de référence déterminé immédiatement avant sa mise en service. Pour ce faire, on peut opérer un nivellement

topographique. Il existe d'autres appareils pour ausculter les ouvrages ; nous en présentons un résumé comme suit :

Les principaux instruments de mesure employés sur les ouvrages d'art

Désordres	Instruments	Caractéristiques
Fissures	Fissuromètre	- Mesure manuelle - Permet de repérer toutes les fissures
	Extensomètre	- Mesure automatisée et locale
Déplacements/ Déformations	Tachéomètre	- Nécessité de 3 références fixes et indépendantes de l'ouvrage
	Fil INVAR	- Mesure de flèche - Résultats très précis
	Accéléromètre	- Intéressant si associé à une autre instrumentation (fissuration) - Permet de mesurer l'oscillation du tablier
	Inclinomètre	- Mesure des angles
	Jauges d'extensométrie	- Permet de remonter aux contraintes dans le matériau

V. Réparation ou renforcement d'un pont en béton armé :

Suivant l'importance et les causes des désordres affectant un pont en béton armé, le projet de réparation et/ou de renforcement repose, en général, sur la mise en œuvre d'une combinaison de plusieurs techniques (auxquelles s'ajoute, dans les cas extrêmes, la solution de la démolition-reconstruction) que l'on peut ranger dans l'une des cinq catégories suivantes:

- Les traitements de surface : ragréages et injection des fissures ;
- La protection du béton et des armatures ;
- La régénération des matériaux ;
- L'ajout de forces (ou de déformations) ;
- L'ajout de matière.

Selon l'usage courant, « le traitement de surface » est la technique la plus répandue de part sa simplicité permettant notamment de remédier rapidement aux défauts apparents sur les ouvrages ; dans cette même catégorie, nous pouvons classer les méthodes de « protection du béton ». Cependant, la réparation/renforcement de la structure d'un pont en béton armé fait appel le plus souvent à « l'ajout de matière » et plus rarement à « l'ajout de forces ». Quant aux techniques de « régénération des matériaux », seules des expériences en laboratoire ont été menées et l'on ne compte pas encore beaucoup de cas d'application pratique

VI. Conclusion :

Nous notons qu'il existe un grand nombre de techniques d'évaluation et de réparation des ouvrages d'art, dont la complexité d'exécution évolue dans le même sens que la précision et la pertinence des résultats obtenus, mais aussi avec le coût. Il conviendra donc au

gestionnaire/propriétaire des ouvrages d'effectuer une bonne classification du patrimoine et de définir ensuite les niveaux d'interventions en fonction de l'importance de chaque ouvrage.

D'autre part, la réparation des désordres peut avoir un coût non négligeable sur la durée de vie de l'ouvrage. Leur détection en amont permet de réduire ces coûts en nécessitant des réparations moins contraignantes, elle permet également de mieux planifier la maintenance sur l'ensemble du patrimoine. En effet, l'expérience montre qu'il est préférable d'un point de vue financier, pour le maître d'ouvrage, et structurel, pour l'ouvrage, de favoriser une maintenance préventive plutôt que curative

Chapitre I :

Présentation du Projet

Chapitre I : Présentation de projet

I.1. Introduction :

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché à enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art.

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question : comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal. Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

I.2. But de l'étude :

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art au PK 29+600 sur le contournement de la ville de Biskra.

Pour cela, on doit suivre les étapes suivantes : on commence par la proposition de trois variantes, qui seront pré dimensionnées, et après l'analyse multicritères, nous retiendrons la variante la plus avantageuse pour un dimensionnement plus détaillé.

I.3. Présentation de l'ouvrage :

Notre sujet de fin d'étude a pour but de faire une conception et étude de l'ouvrage d'art au PK 29+600. Cet ouvrage permet l'évitement de la ville de Biskra, en franchissant Oued SIDI ZERZOUR.



Figure. I.1 .Présentation de l'ouvrage sur Google earth.

Chapitre I : Présentation de projet



Figure. I.2. Implantation du projet

Tableau I.1. Les Cordonnées de l'ouvrage

	Latitude	Longitude
Début de projet	34°45'50.84"N	5°48'47.34"E
Fin de projet	34°45'47.18"N	5°48'43.32"E

I.4. Les caractéristiques de l'ouvrage :

- Longueur : 154 m
- Largeur du tablier : 19 m
- Pente : 2.5 %

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.5. Données fonctionnelles :

I.5.1. Tracé en plan :

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

La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur de 154 m.

Chapitre I : Présentation de projet

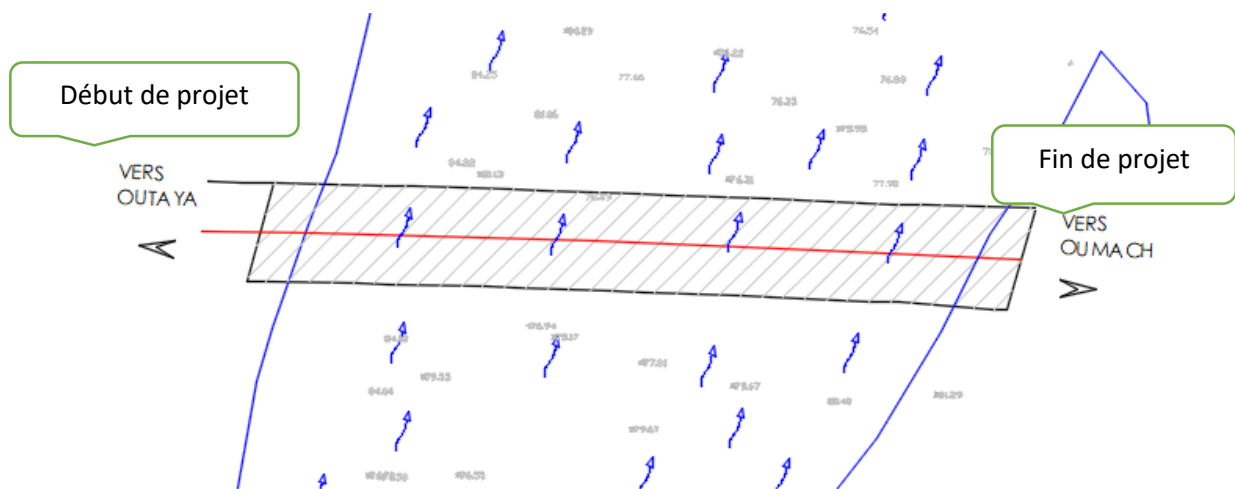


Figure. I.3.Tracé en plan.

I.5.2.Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles.

Notre ouvrage présente une longueur de 154 m et une pente de 2,5%.

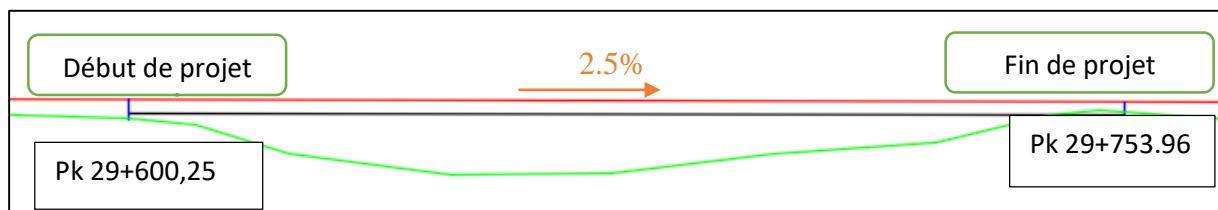


Figure. I.4.Profil en long.

I.5.3.Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir).

Le profil en travers par sens de l'ouvrage est défini comme suit :

- Largeur roulable : $L_r = 2 \times 7.6$ m
- Largeur utile : $L_u = 19$ m
- Largeur de trottoir : $l = 2 \times 1.2$ m
- Nombre de voies de circulations : $N = 2 \times 2$ voies
- Dévers unique de 2.5 %.

Chapitre I : Présentation de projet

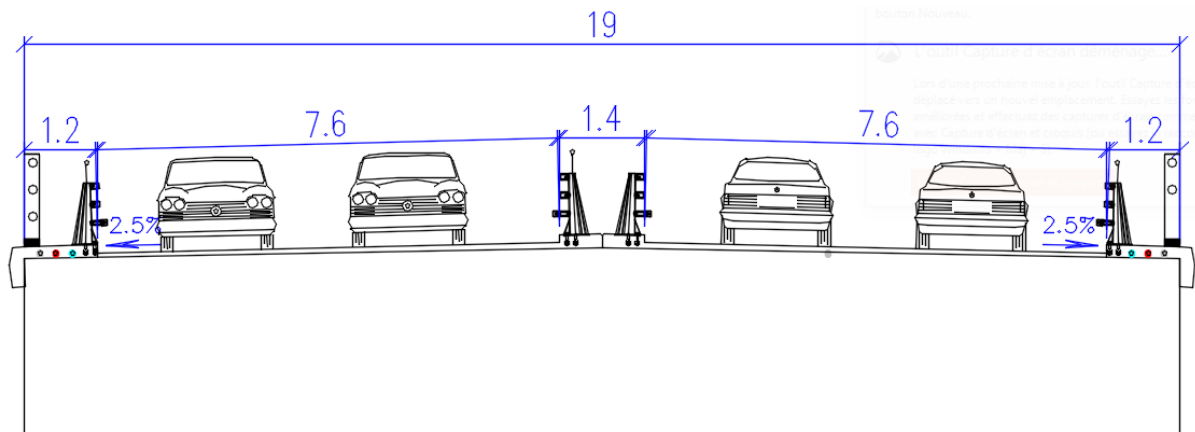


Figure. I.5. Profil en travers

I.6. Données naturelles :

I.6.1. Données géologiques (géotechniques) :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

Elles doivent être forcément respectées et elles ne sont jamais connues de façon parfaite et complète.

En particulier, pour connaître le sol de fondation, il faut faire des sondages aux emplacements des appuis. Lorsque ces emplacements ne sont pas fixes à l'avance, il faut donc faire une hypothèse sur le type d'ouvrage, ce qui suppose que l'on ait déjà une idée des conditions de fondation.

Les essais de pénétration statique et de sondages carottés réalisés au niveau du pk 29+670 présentent la structure suivante :

Tableau I.2. Description des différentes couches du sol au pk 29+670

Profondeur(m)	Description
0-7.0	Argile
7.0-25.0	Argile Marneuse

Les essais de pénétration statique et de sondages carottés réalisés à mi-travée présentent la structure suivante :

Tableau I.3. Description des différentes couches du sol à mi- travée

Profondeur(m)	Description
0-2.0	Sable fin lâche
2.0-11.0	Marne de couleur bleu
11.0-25.0	Marne jaunâtre

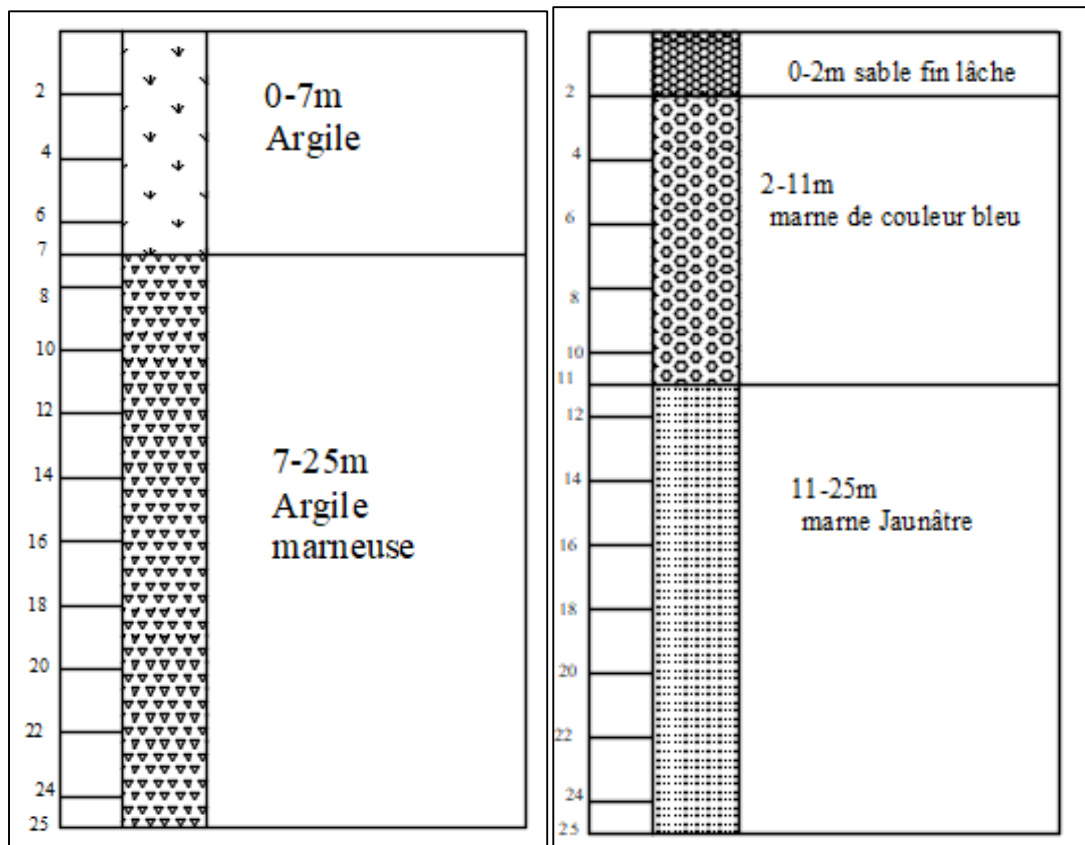


Figure. I.6. Coupe lithologique

I.6.2. Données topographiques :

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages ...etc.

I.6.3. Les données hydrauliques :

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau ou un canal, un certain nombre de renseignements sont nécessaires.

En dehors du relevé précis de la topographie du lit, il convient de connaître les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale du franchissement et son implantation dans l'espace, et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution. Les principaux renseignements sont :

- Les P.H.E (Plus Hautes Eaux).
- Les P.B.E (Plus Basses Eaux).
- Le lit majeur.
- Le lit mineur.

I.6.4. Les données climatiques :

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation de la température provoque une dilatation des éléments structuraux de

Chapitre I : Présentation de projet

l'ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers. Aussi la température intervient dans le dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

La wilaya de Biskra possède un climat méditerranéen chaud avec été sec (Csa) selon la classification koppen-Geiger. Sur l'année, la température moyenne à Biskra est de 22.4°C et les précipitations sont en moyenne de 195.5 mm

Tableau. I.4. Température maximale durant toute l'année à BISKRA

Mois	Température maximale (°C)
Janvier	22.5
Février	22.6
Mars	31.0
Avril	34.4
Mai	39.7
Juin	42.5
Juillet	47.7
Aout	41.7
Septembre	42.0
Octobre	32.1
Novembre	24.5
Décembre	24.7

I.6.5. Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse en termes de déplacements, vitesses ou d'accélération.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

Le règlement parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art (RPOA), permet d'évaluer l'effet du séisme en calculant un coefficient dit {d'accélération de zone} qui dépend de deux paramètres dont le premier est le groupe de pont, qui est dans notre cas un pont de **groupe 2**, le deuxième paramètre est la zone sismique où l'ouvrage se situe, notre ouvrage est situé dans la wilaya de Biskra appartenant à une **zone I** de sismicité faible d'un coefficient d'accélération de zone **A=0,12**.

Chapitre I : Présentation de projet

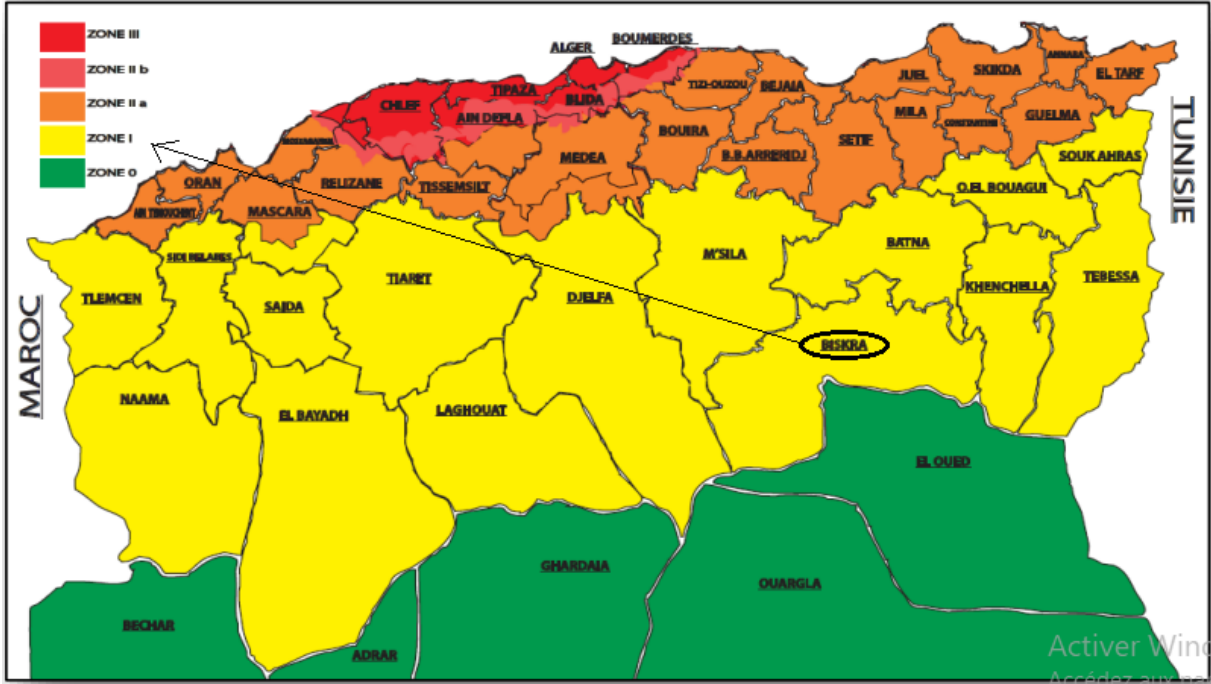


Figure I.7. Carte de zonage sismique.

Chapitre II :

Conception générale

Chapitre II : Conception générale

II.1.Choix du type d'ouvrage :

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

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

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

II.2.Critères de choix du type d'ouvrage :

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

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails.....etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

II.3.Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

II.4.Conception du tablier :

Pour la conception du tablier, il y'a une grande gamme de tabliers. Nous limiterons aux trois variantes suivantes :

Chapitre II : Conception générale

- Variante 1 : pont voussoir à hauteur variable en béton précontraint construit par encorbellement successif
- Variante 2 : pont à poutre précontrainte par post tension.
- Variante 3 : pont mixte Bipoutre

II.4.1. Variante 1 : Pont voussoir à hauteur variable en béton précontraint construit par encorbellement successif

II.4.1.1.Introduction :

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, qui est fixé à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte.

Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la fabrication du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

II.4.1.2.Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoir à hauteur variable composé de deux travées intermédiaires de 65 m de longueur, et deux travées de rive de 44m de longueur, ce qui donne une longueur totale de 153 m.

Découpage des voussoirs :

Tableau II.1. Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m.	7	$2 \times 2 = 4$
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	2.5	$1 \times 2 = 2$
Voussoirs courants	2.5 à 5 m.	4	$22 \times 2 = 44$
Partie coulée sur cintre	$\geq 0.05L$.	3.25	$2 \times 2 = 4$

Chapitre II : Conception générale

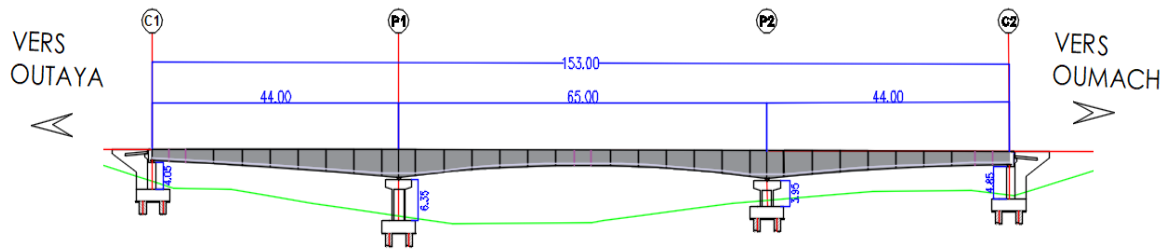


Figure II.1. Profil en long variante 01

Pile/Culée	PK
C1	29+600
P1	29+644
P2	29+709
C2	29+753

Tableau II.2. Implantations des appuis - variante 01

II.4.1.3. Conception transversale :

a- Choix du type du voussoir :

Pour des largeurs du tablier inférieur à 20m la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

b- Prédimensionnement du voussoir :

Dans le tableau suivant les formules et les intervalles de chaque paramètre sont extrait du guide SETRA : Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

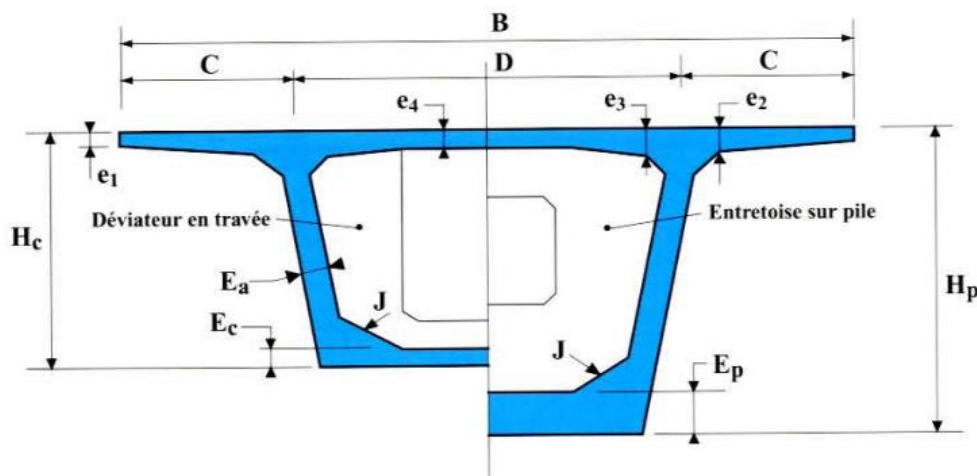


Figure II.2. Notation des dimensions du voussoir

Chapitre II : Conception générale

Tableau II.3. Prédimensionnement de la variante 01

Elément		Intervalle en m	Valeur retenue en m
Hauteur du voussoir	Sur pile	$\frac{L}{hp} = 14 + \frac{L}{45}$	2.30
	A la clef	$\frac{L}{hc} = 19 + \frac{L}{7}$	4.20
Largeur du voussoir		$B < 20$	9.5
C		$\frac{B}{4}$	2,375
D		$B-2C$	4.74
e1		$e1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	0.20
e2		$\frac{C}{8} \leq e2 \leq \frac{C}{7}$	0.30
e4		$\frac{D}{30} \leq e4 \leq \frac{D}{25}$	0.25
e3		$e3 \geq e2 - 10 \text{ et } e3 \geq 1,5e4$	0.40
Epaisseur de l'âme		$Ea \geq 0,26 + \frac{L}{500}$	0.40
Epaisseur de l'hourdis inférieur	Sur pile	$35 \leq Ep \leq 80 \text{ cm}$	0.60
	A la clef	$Ec \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	0.30
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	45°
Gousset inférieur		$40^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	40°

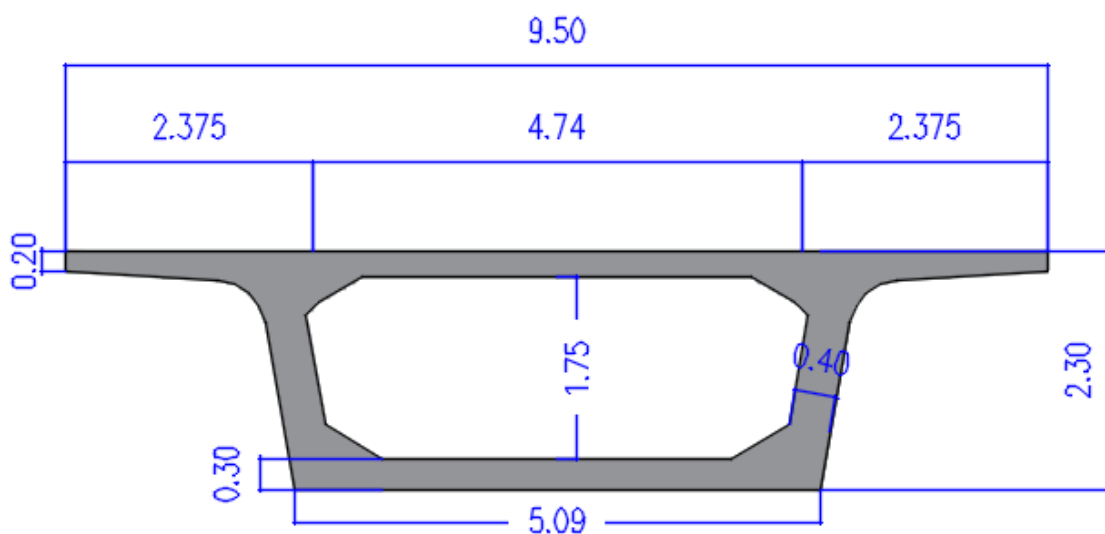


Figure II.3. Schéma descriptif des éléments de Voussoir courant

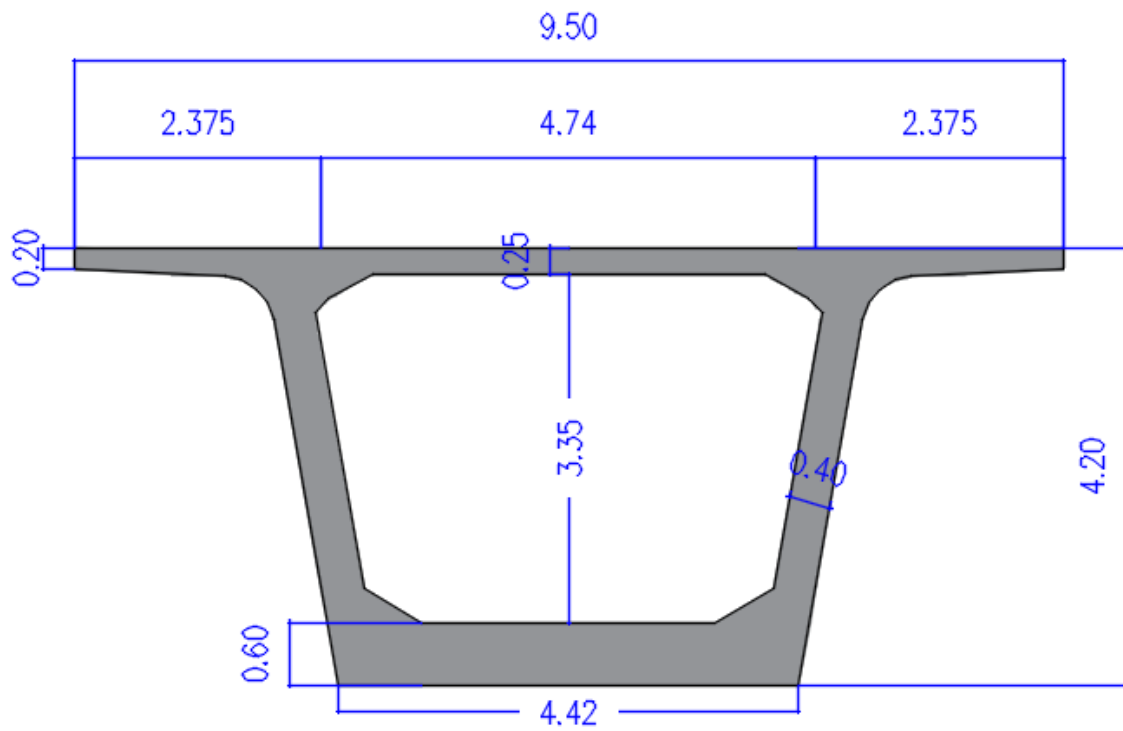
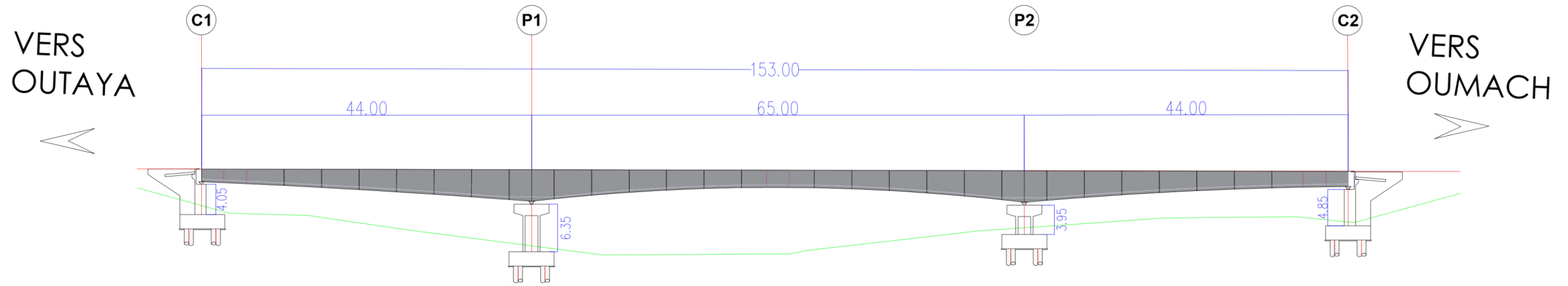
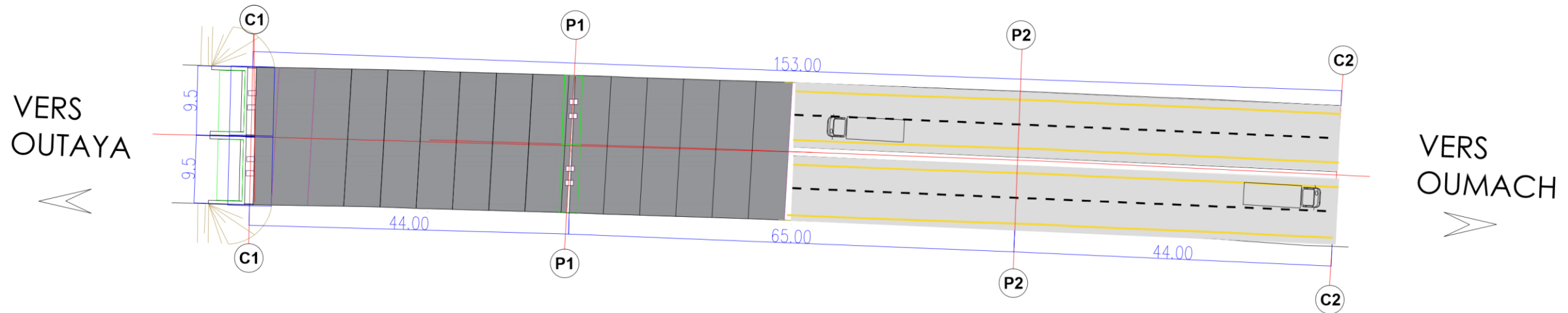


Figure II.4. Schéma descriptif des éléments de Voussoir sur pile

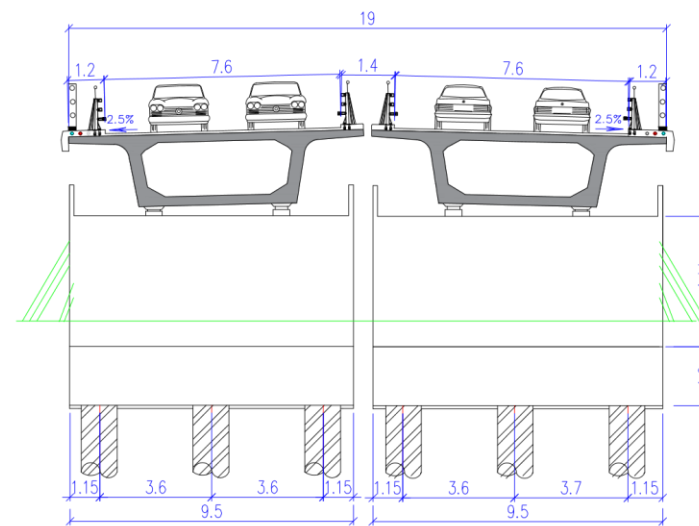
COUPE EN ELEVATION ECHELLE 1/600



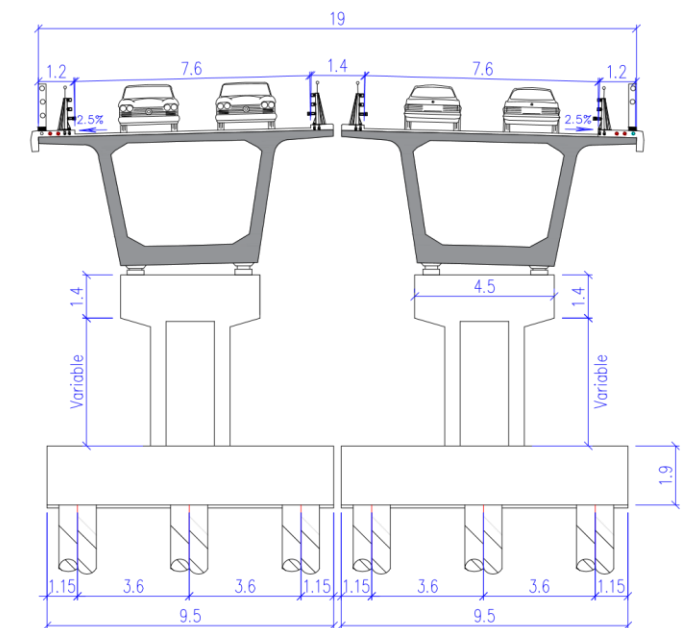
COUPE EN PLAN ECHELLE 1/700



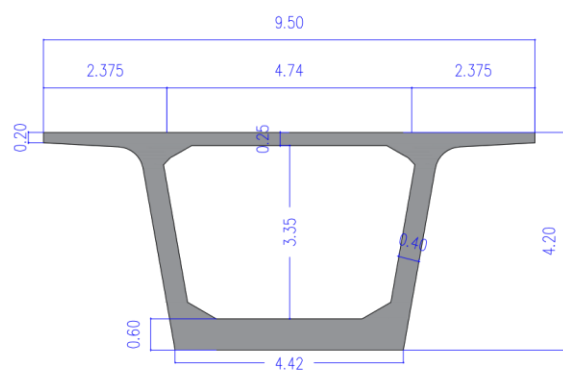
COUPE SUR Culée 1/250



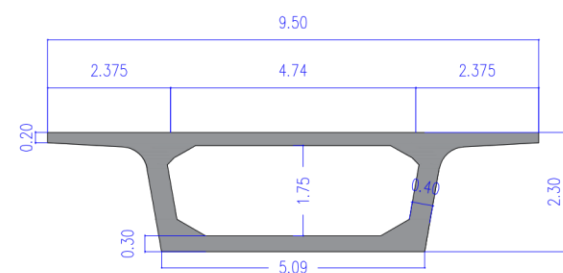
COUPE SUR Pile 1/250



Coupe sur VSP echelle 1/100



Coupe sur VSC echelle 1/100



Chapitre II : Conception générale

4.2. Variante 2 : pont à poutre précontrainte par post tension

II.4.2.1.Introduction :

Les ponts poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économiques, cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand, en effet, un viaduc comportant de nombreuses travées justifie des moyens de mises en place spécifiquement adaptés.

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes, à savoir d'une trentaine à une cinquantaine de mètres.

II.4.2.2.Conception longitudinale :

On proposera dans cette variante un pont à 6 travées équidistantes de 25m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 150m.

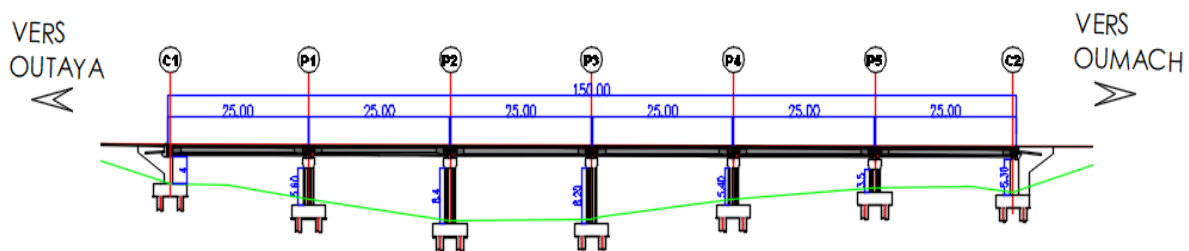


Figure II.5. Profil en long variante 02

Tableau II.4. Implantations des appuis – variante 02

Pile/Culée	PK
C1	29+600
P1	29+625
P2	29+650
P3	29+675
P4	29+700
P5	29+725
C2	29+750

II.4.2.3.Conception transversale :

Le Prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA.

Chapitre II : Conception générale

Tableau II.5. Prédimensionnement de la variante 02

Élément	Intervalle en m	Valeur retenue en m
Hauteur de la poutre	$\frac{L}{20} \leq H \leq \frac{L}{17}$	1.35
Épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30 \text{ cm}$	0.2
Hauteur totale du tablier	$H_t = H + e$	1.55
Entraxe des poutres	$1.8 \leq \lambda \leq 2$	1.9
Épaisseur du talon	$10 \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	0.15
Épaisseur de l'âme b_0 à mi-travée	/	0.24
Épaisseur de l'âme b_0 en zone variable	/	0.34
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	0.5
Largeur de la table de compression	Pour assurer la stabilité vis-à-vis le déversement de la poutre $b \geq 0.6 * H$	0.85
Nombre de poutres	$N = \frac{L}{\lambda} + 1$	5
Épaisseur de la table de compression	$10 \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	0.12
Largeur du talon	$b_t = \frac{l * L^2}{H_t^2 * k}$ Avec $1100 \leq k \leq 1300$	0.5
Entretoise d'about	/	0.3 * 0.8

Chapitre II : Conception générale

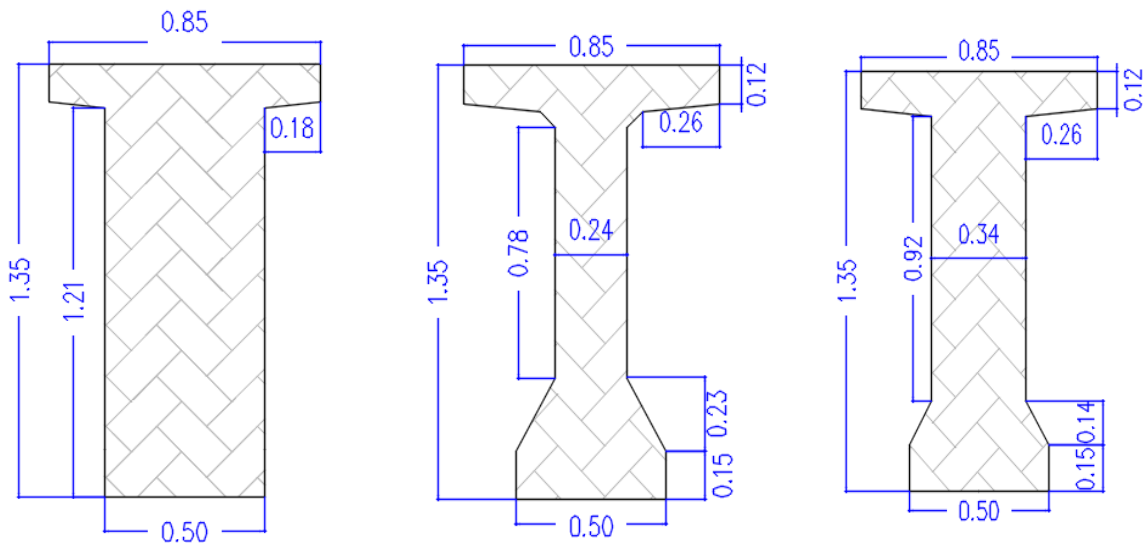


Fig II.6. Section transversale variante 02

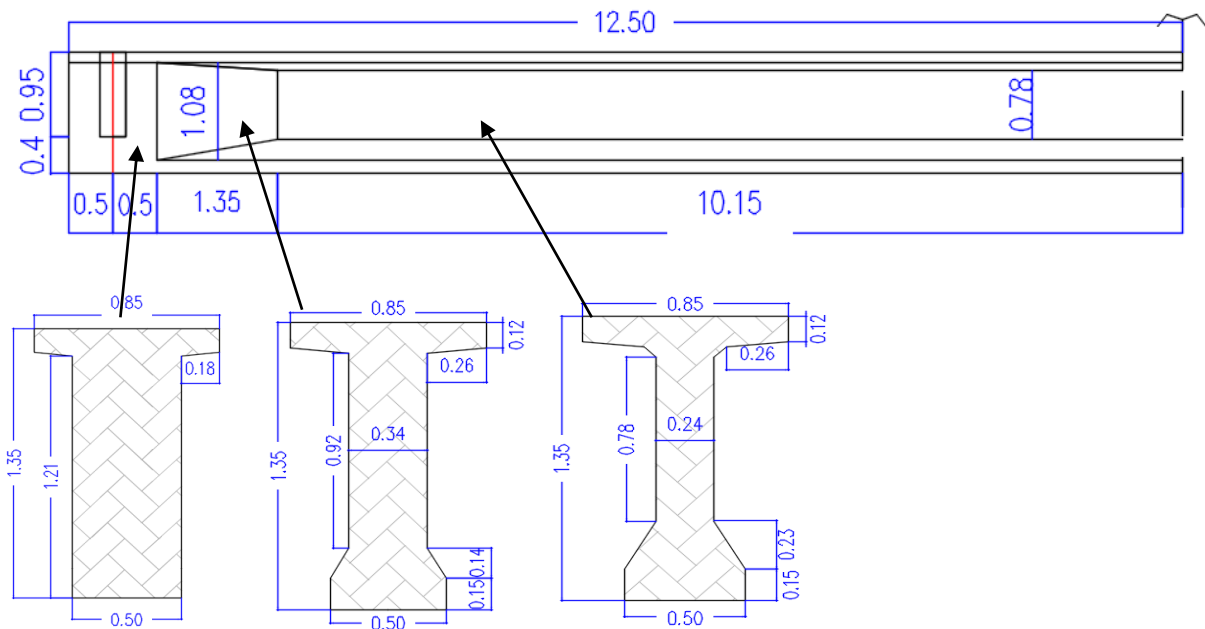
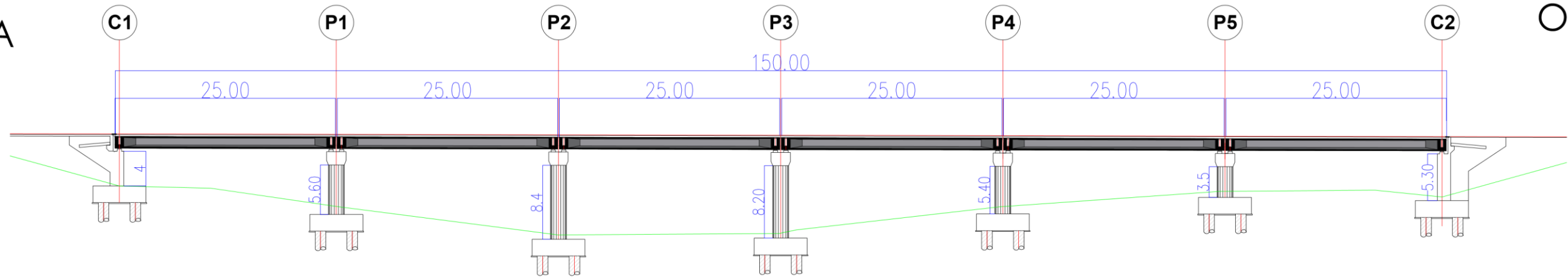


Figure II.7. 1/2 Coupe longitudinale de la poutre

COUPE EN ELEVATION ech : 1/550

VERS
OUTAYA

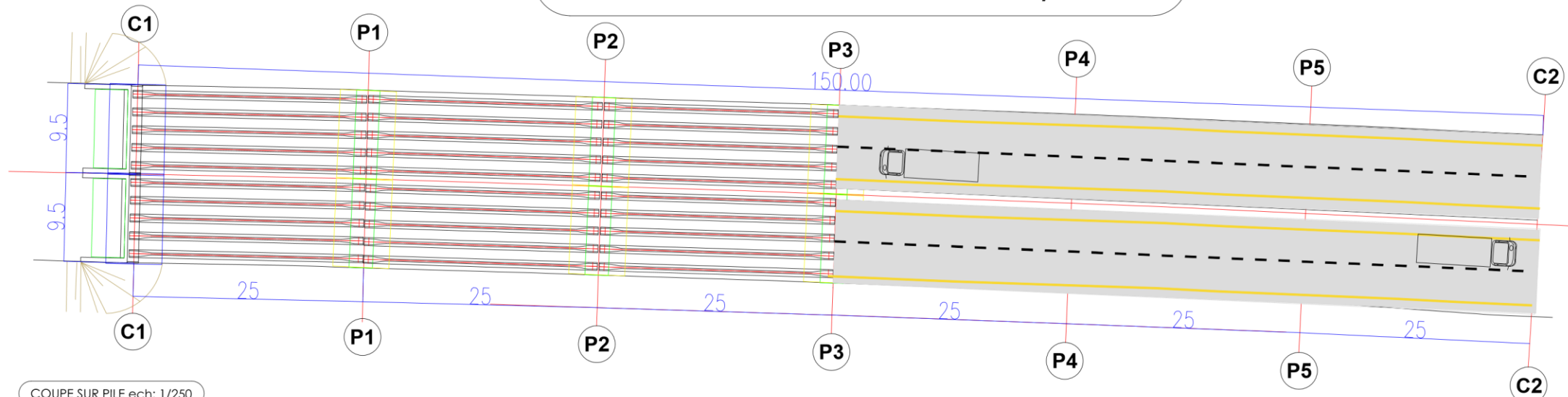
VERS
OUMACH



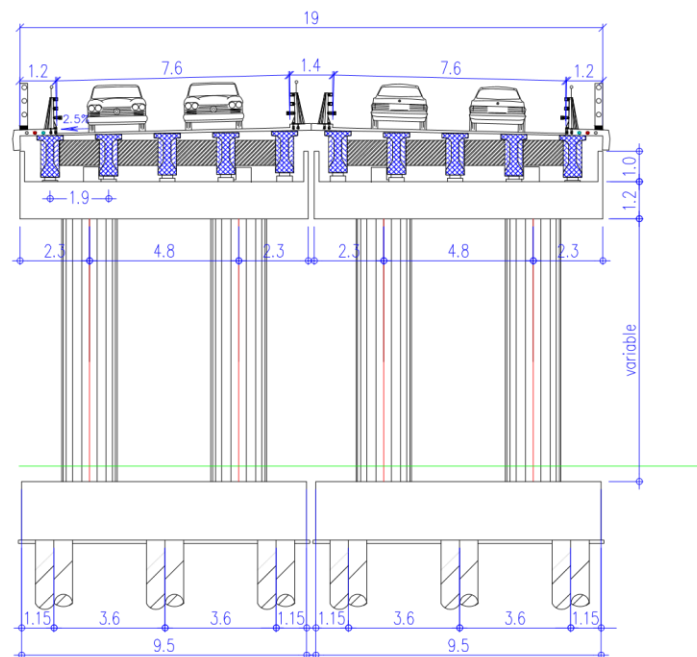
COUPE EN PLAN ech : 1/600

VERS
OUTAYA

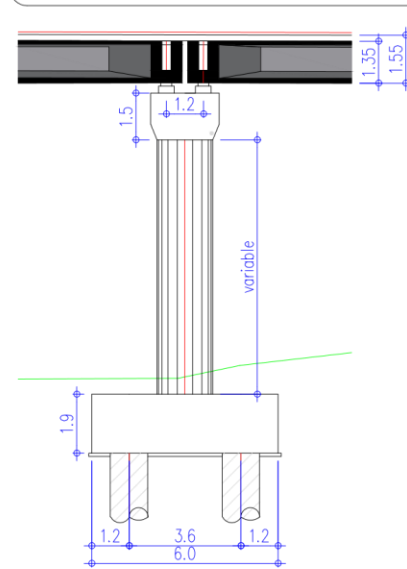
VERS
OUMACH



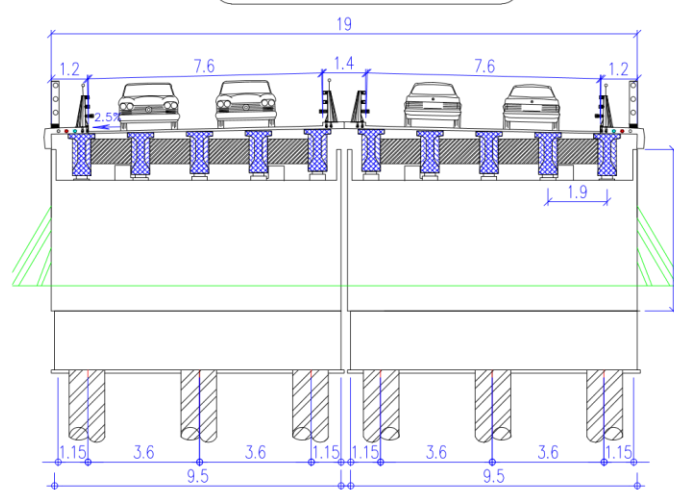
COUPE SUR PILE ech: 1/250



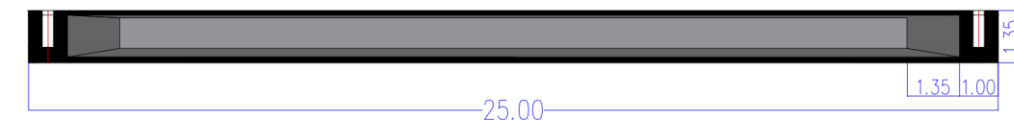
COUPE LONGITUDINALE SUR PILE ech :1/250



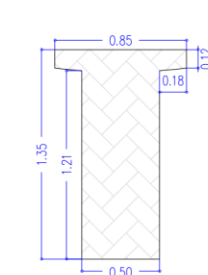
COUPE SUR CULEE ech : 1/250



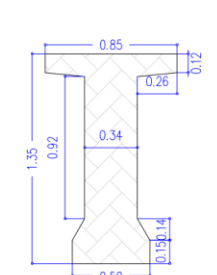
Poutre 25 ech : 1/250



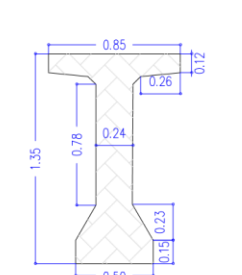
S-about ech 1/50
Poutre L=25m



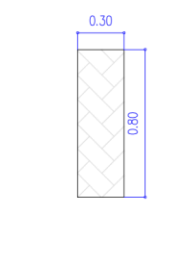
S-variable ech 1/50
Poutre L=25m



S-médiane ech 1/50
Poutre L=25m



entretoise ech 1/50
Poutre L=25m



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet fin d'étude

• conception et étude d'un ouvrage d'art au PK29+600 sur le contournement de la ville de Biskra

Réalisé par:

-Redjem Zeid
-Said Mohamed Taki

Encadré par:

- Mr.Abdi Hocine
- Mr.Belaoura Mebarak

Page:

31

Année univers:

2021/2022

Variante 02 :

Pont à poutre précontrainte par post tension.

Chapitre II : Conception générale

II-4.3 Variante 3 : pont mixte Bipoutre

II-4.3.1.Introduction :

Les ouvrages mixtes à poutre comportent une dalle en béton - armé ou précontraint - et une charpente métallique, reliées par des connecteurs. Ce sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural. Cette dernière est constituée par un réseau de poutres secondaires longitudinales (longerons) et transversales (pièces de pont).

Ce mode de construction présente plusieurs avantages et inconvénients par rapport aux tabliers traditionnels à poutres multiples, dont les principaux sont :

II-4.3.2. Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à pièce de pont à hauteur variable composé une travée principale de 70 m de longueur et deux travées de rives de 40m de longueur, ce qui donne une longueur totale de pont égale à 150 m

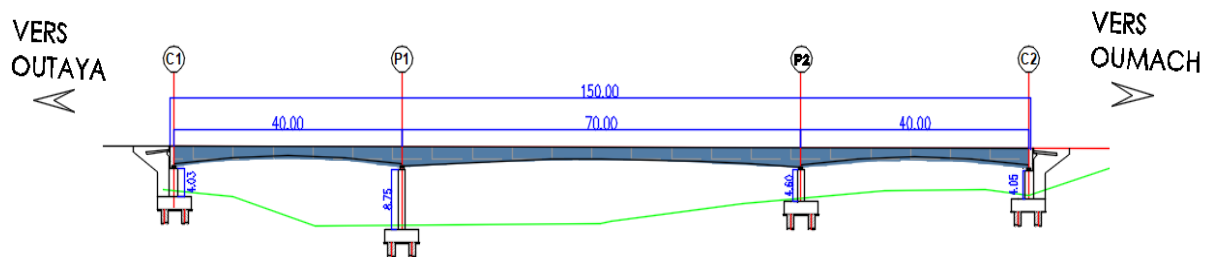


Figure II.8. Profil en long pont à poutre mixte

Tableau II.6. Implantations des appuis - variante 03

Pile/Culée	PK
C1	29+600
P1	29+640
P2	29+710
C2	29+750

II-4.3.3.Conception transversale :

Le tablier est assez large 9.5m une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des pièces de pont légèrement rapprochées (tous les 4 m environ).

$1.5 \text{ m} \leq a \leq 0.55 \text{ L}$ on prend $a=5 \text{ m}$ et $b=2.25 \text{ m}$

Chapitre II : Conception générale

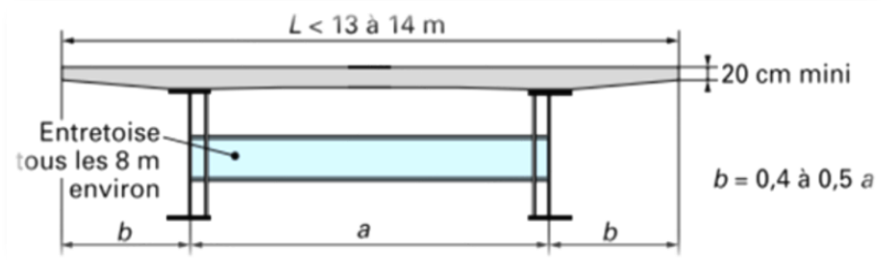


Figure II.9. : Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

Tableau II.7. Prédimensionnement de la poutre métallique

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)
Hauteur constante de la poutre	$H=L/28$	2250
Largeur de la semelle supérieure	$400\text{mm} \leq b_s \leq 800\text{mm}$	600
Largeur de la semelle inférieure	$500\text{mm} \leq b_i \leq 1200\text{mm}$	800
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$ et $b_s/t_s = 21$ à 22	30
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$ et $b_i/t_i = 21$ à 22	40
Hauteur de l'âme	$d=H - t_s - t_i$	2180
Epaisseur de l'âme	$d/t_w \leq 200$ et $t_w \geq 12\text{mm}$	25
Epaisseur de la dalle en béton armé	Variée entre 250mm et 450mm	$E_p = 300$
		$E_m = 250$

II-4.3.4.prédimensionnement de l'entretoise :

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Au stade du Prédimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.8. Prédimensionnement de l'entretoise

Eléments	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle	200
Epaisseur de la dalle	20
Epaisseur de l'âme	12

Chapitre II : Conception générale

II-4.3.5. Choix de la nuance d'acier :

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

II-4.3.6. La connexion entre la dalle et la charpente métallique :

La connexion poutres métalliques-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détaillé.

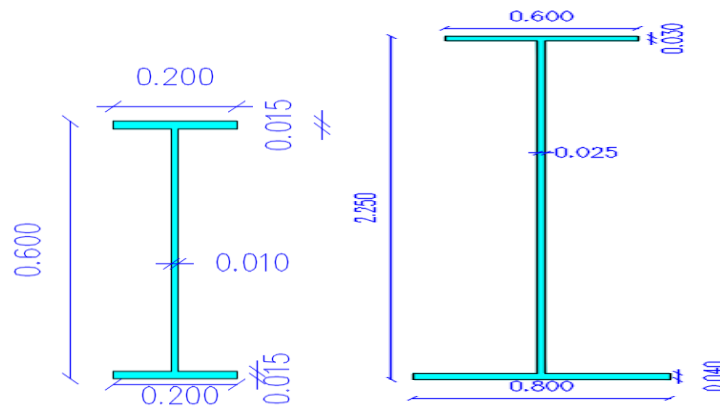
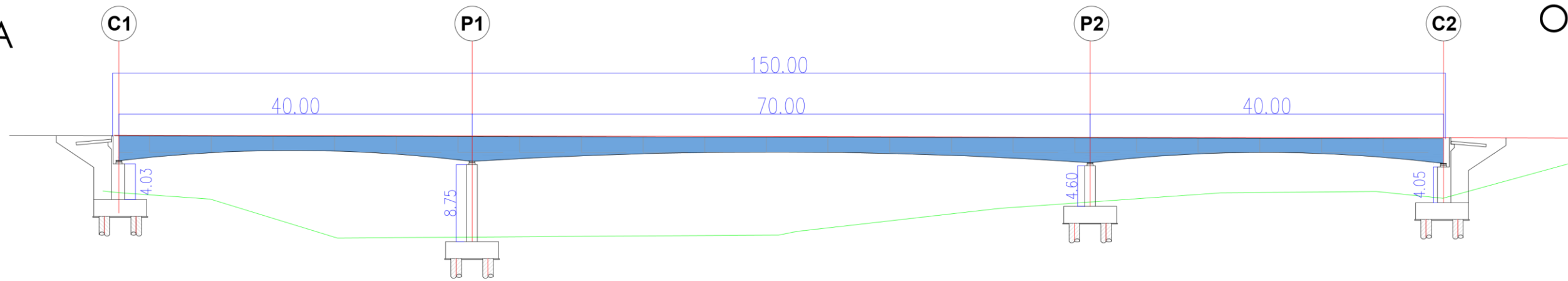


Figure II.10. Coupes transversales des profilés métalliques

COUPE EN ELEVATION ech :1/550

VERS
OUTAYA

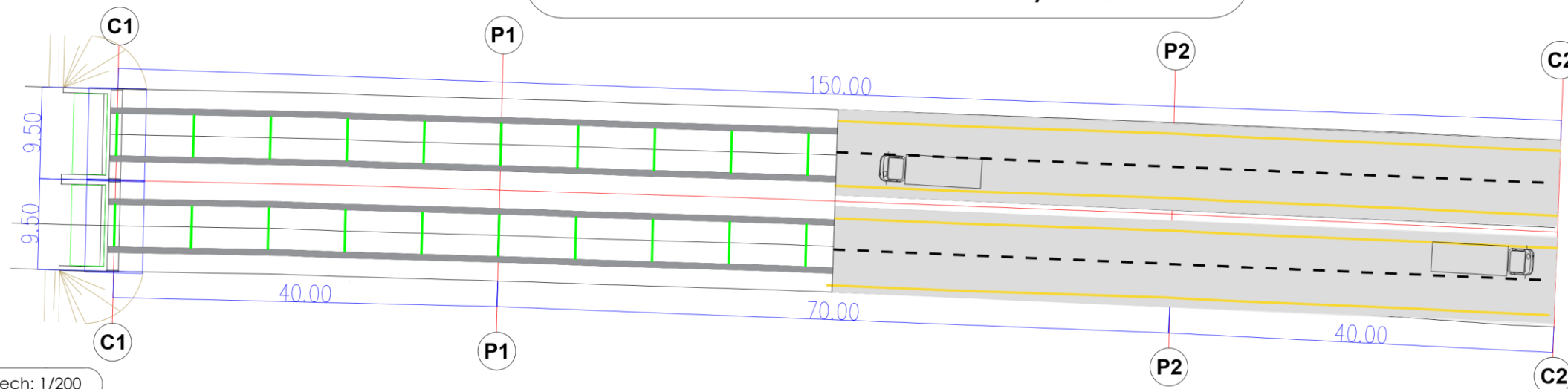
VERS
OUMACH



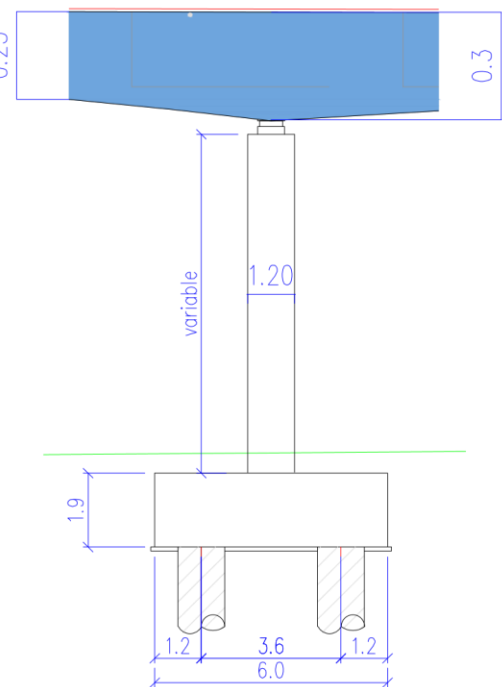
COUPE EN PLAN ech: 1/600

VERS
OUTAYA

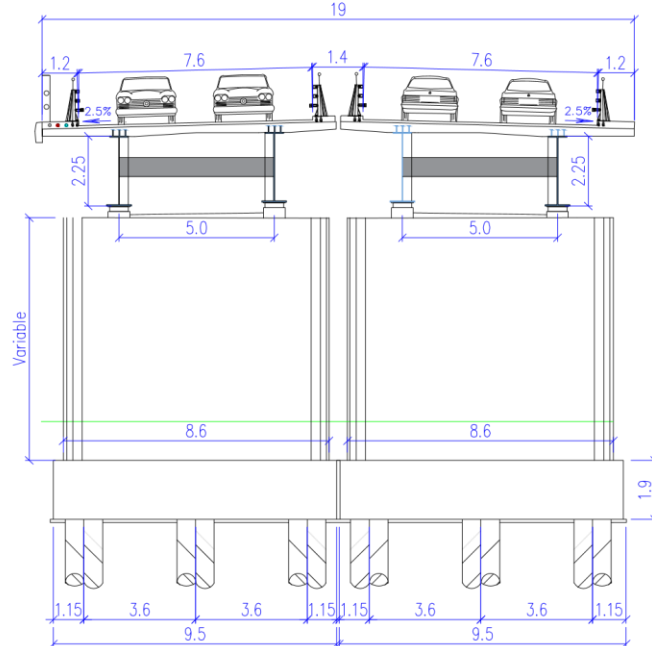
VERS
OUMACH



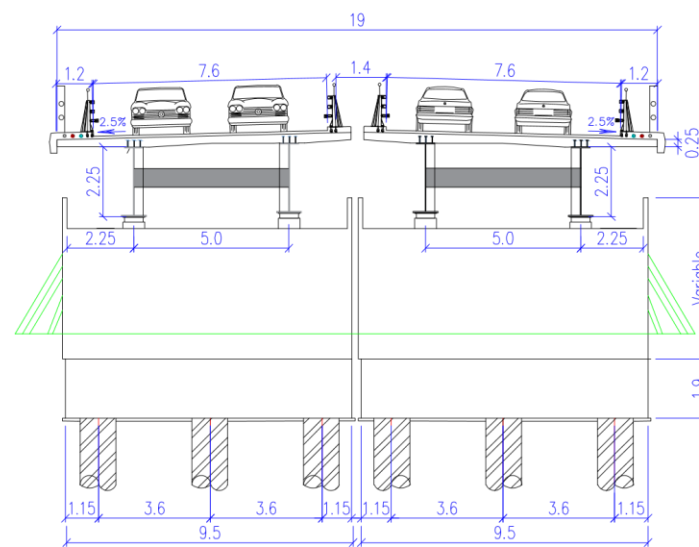
COUPE LONGITUDINALE PILE ech: 1/200



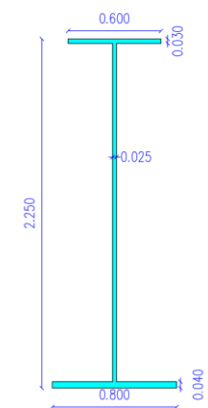
COUPE SUR Pile ech: 1/250



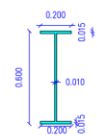
COUPE SUR Culee ech :1/250



COUPE PRS ech :1/50



IPE600 ech :1/50



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet fin d'étude :

conception et étude d'un ouvrage d'art au PK29+600 sur le contournement de la ville de Biskra

Réalisé par

-Redjem Zeid
 -Said Mohamed Taki

Encadré par

- Mr.Abdi Hocine
 - Mr.Belaoura Mebarak

Page :

35

Année univers:

2021/2022

Variane 03:

Pont mixte bipoutre

Chapitre II : Conception générale

II-5. Analyse multicritère :

En se basant sur les avantages et les inconvénients de chaque variante, on choisit rationnellement le type de pont qui répond au besoin de l'ouvrage en tenant compte des différentes contraintes présentées.

Cette analyse se fait par rapport aux aspects suivants :

- Maitrise (réalisation).
- Coût.
- Esthétique.
- Délais.
- Entretien.

II-5.1. Avantages et inconvénients des variantes :

II-5.1.1. Pont voussoir à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellement successif :

Avantages :

- l'entretien n'est demandé qu'au bout d'un certain temps.
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique.
- La portée de ce type de pont est plus grande.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
- L'effet de torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson.

Inconvénients :

- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton armé.
- Echafaudage important.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers précontrainte.

II-5.1.2. Pont à poutre précontrainte par post tension :

Avantages :

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.

Chapitre II : Conception générale

- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés peuvent atteindre des longueurs comprises entre 30 et 50m en précontrainte en post tension.)
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.

Inconvénients :

- Poids propre très important.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension ou post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et mettre en place.

II-5.1.3. Pont mixte Bipoutre :

Avantages :

- La possibilité de franchir des grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- Le gain sur les coûts de construction.
- Offre de multiples possibilités de conception architecturale.
- Facilite l'entretien, car les éléments de la structure sont accessibles aux inspections et à la maintenance.
- l'excellent rapport poids/performance du matériau acier.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.

Inconvénients :

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

Chapitre II : Conception générale

II.6. Estimation du prix :

Tableau II.9. Cout estimatif des différentes variantes

Variante	TOTAL HORS TAXES (Da)	T V A 19 % (Da)	TOTAL EN TTC (Da)
Variante 01 : pont voussoir à hauteur variable en béton précontrainte construit par encorbellement successif	378356400.00	71887716.00	450244116.00
Variante 02 : pont à poutre précontrainte par post tension	282206400.00	53619216.00	335825616.00
Variante 03 : pont mixte Bipoutre	365212400.00	69390356.00	434602756.00

II.7. Conclusion :

Après l'analyse des différents aspects négatifs et positifs des trois variantes, on constate que chacune d'elles dispose de caractéristiques absentes chez l'autre.

La variante pont construit en encorbellement successif est écartée, sachant qu'elle ne présente pas un bon rendement pour notre projet.

La variante mixte bipoutre peut être la solution convenable à ce franchissement, cependant le coût et l'entretien périodique peuvent s'opposer à ce choix.

La variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison : le coût, la rapidité d'exécution et la facilité au niveau de l'étude est la variante pont à poutres préfabriquées en post tension et qui fera l'objet de notre étude.

Chapitre III :

Caractéristique des Matériaux

Chapitre III : Caractéristique des matériaux

III.1. Le béton :

Béton est un terme générique qui désigne un matériau monolithique de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, graves) agglomérés par un liant. Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} . Le béton est dosé à **400 kg/m³** de ciment **CPA 325**.

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

III.1.1. La résistance caractéristique à la compression :

Pour un béton âgé de j jours, on a :

$$f_{cj} = \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} * f_{c28} & \text{si } f_{c28} < 40 \text{ MPA.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} * f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPA.} \end{cases}$$

Avec :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa. Pour le béton de la superstructure.} \\ 27 \text{ MPa. Pour le béton d'appuis et la fondation.} \end{cases}$$

III.1.2. La résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+ 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa).} \\ 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+0,06 (27) = 2,22 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa).} \end{cases}$$

III.1.3. Contraintes admissibles :

On fixe la valeur des contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette Contrainte est appelée contrainte admissible.

III.1.3.1. Contrainte admissibles à la compression (E.L.U):

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta. \gamma_b$$

Le coefficient θ est fixé à **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à **24h**, à **0.9** lorsque cette durée est comprise entre **1h** et **24h**, et à **0.85** lorsqu'elle est inférieure à **1h**.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 \text{ en situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa. Pour } \theta=1 / \gamma_b=1.5 \\ 25,86 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28}=35 \text{ MPa. Pour } \theta=1 / \gamma_b=1.15 \\ 15.30 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa. Pour } \theta=1 / \gamma_b=1.5 \\ 19.95 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa. Pour } \theta=1 / \gamma_b=1.15 \end{cases}$$

Chapitre III : Caractéristique des matériaux

III.1.3.2. Contrainte admissibles à la compression (E.L.S) :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} \text{En service.} \\ 0,6 f_{c28} \text{En construction.} \end{cases}$$

III.1.3.3. Contrainte admissible à la traction :

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux valeurs suivantes :

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction f_{tj} dans la section d'enrobage, $1.5 f_{tj}$ ailleurs.

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes :
0 dans la section d'enrobage.

III.1.3.4. Contrainte admissible au cisaillement :

Les essais effectués sur des poutres précontraintes, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture de béton :

➤ 1^{ère} par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_1^2 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

➤ 2^{ème} par compression cisaillement pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_2^2 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 2f_{tj} / (f_{cj}) + (0.6f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

La seconde formule est rarement prépondérante. Elle n'est utilisée que dans le cas d'élément soumis à des fortes compressions longitudinales. (Si $\sigma_x + \sigma_t > 0,4 f_{cj}$)

Avec $\tau = \min(\tau_1 + \tau_2)$

En cas de traction donc le béton, on applique la 1^{ère} formule avec $\sigma_x = 0$, et Comme il n'y a pas de précontrainte transversale : $\sigma_t = 0$ $\tau_1^2 = 0,4 f_{tj}$

III.1.4. Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton "E_{ij}" défini par les règles BPEL comme suit :

- Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h) :
 $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$.
- Module de déformation différée (longue durée > 24h) :
 $E_{vj} = E_{ij} / 3 = 3700(f_{cj})^{1/3}$.

III.1.5. Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

Chapitre III : Caractéristique des matériaux

$G = E / 2(1+\nu)$. Avec $\nu = 0.2$ pour le béton précontraint.

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson est le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale.

$$\nu = ((\Delta a) / a) / (\Delta l / l)$$

Avec : a : cote (largeur) de l'élément considéré.

l : longueur de l'élément considéré.

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν , prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré. (E.L.S).
- $\nu = 0,00$ pour un béton fissuré. (E.L.U).

III.2.L'acier :

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

III.2.1.Acier actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

- Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8 f_{prg} , 0,9 f_{peg}).$$

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

III-2-2.Aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

- **La limite élastique :**

On définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

- **Module de Young :**

Le module d'élasticité longitudinale "E_p" des aciers de précontrainte est pris égal à :

Chapitre III : Caractéristique des matériaux

- 200 000 MPa pour les barres.
- 190 000 MPa pour les torons.

- **Diagramme contrainte déformation :**

Le calcul en E.L.U sortant du domaine élastique, il nécessaire de connaître la relation contrainte /déformation, aux différents stades de calcul.

- **La limite élastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, de classe $F_e E 40$, la limite élastique de ces derniers est 400 MPa.

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U, on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s = 1 \rightarrow$ situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ situation durable ou transitoire.

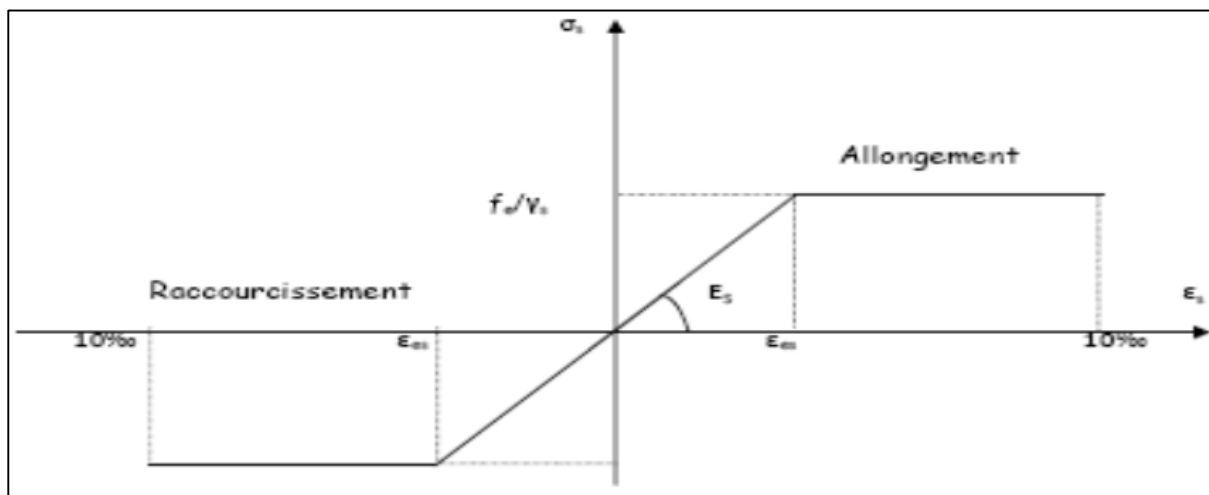


Fig III.1. Diagramme contrainte-déformation

- **Contrainte limite de traction :**

-En fissuration peu nuisible :

$$\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$$

-En fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2})$$

-En fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (n f_{tj})^{1/2})$$

Avec $n = 1 \rightarrow$ treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6 \rightarrow$ aciers à haute adhérence.

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

Chapitre III : Caractéristique des matériaux

III.3. Précontraintes :

Ces qualités sont :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long terme (28 jours et plus)
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement à l'eau séleniteuse.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi bonne que possible.

Les torons utilisés dans ce projet sont T 15 TBR (très basse relaxation) $d_{\phi}=15$ mm.

- Ces torons de précontrainte sont conformes aux Normes Européennes : (NORME EN 10138/6 - 79).
- Résistance ultime $f_{prg}= 1860$ Mpa.
- Limite élastique $f_{peg}= 1674$ Mpa.
- Module d'élasticité $E_p= 190000$ Mpa.
- Section droite d'un toron $A_p= 1800$ mm².
- Les torons de précontrainte ont une très basse relaxation TBR, avec les caractéristiques suivantes $\rho_{1000} = 2.5$ % ; $\mu_0 = 0,43$.

III.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a décrit les éléments de base de construction de notre ouvrage de telle sorte qu'on s'est intéressé aux deux principaux matériaux « BETON ; ACIER » vu l'influence majeure de ces derniers sur la réalisation de l'ouvrage. Et on s'est basé sur les différents livres et thèses qui nous ont servi sur lesquelles on s'est appuyés pour accomplir notre étude.

Chapitre IV :

Caractéristique du tablier

Chapitre IV : Caractéristique du tablier

IV.1. Introduction :

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Pour notre pont nous allons envisager des poutres en section **I** avec un espacement (en axes des poutres) très réduit pour éviter l'emploi des pré-dalles à grandes largeurs ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qu'elle doit avoir une grande épaisseur.

Dans ce chapitre nous allons déterminer aussi les accessoires du tablier (trottoirs, corniches, garde-corps...etc.).

IV.2. Dimensionnement des éléments du tablier :

IV.2.1. Les poutres :

IV.2.1.1. Dimensionnement de la poutre :

Le dimensionnement de la poutre est fait par les documents SETRA :

Nombre de poutres :

Nombre de poutres est déterminée par le rapport entre la largeur et l'espacement entre les poutres :

$$N = \left(\frac{La}{\lambda} \right) + 1$$

L'espacement entre poutre est compris entre : $1.5 < \lambda < 2.5$

On prend $\lambda = 1.9$ m.

Donc :

$$N = 5 \text{ poutres.}$$

Elancement de la poutre :

On prend : $h_t = 1.35$ m.

La largeur de la table de compression :

On fixe : $b = 0.85$ m

Epaisseur de la table de compression :

On fixe : $e = 12$ cm

Largeur de talon (L_t) :

On prend $L_t = 50$ cm.

Epaisseur du talon e_t :

On fixe $e_t = 15$ cm

Epaisseur de l'âme en travée (b_0) :

On fixe : $b_0 = 24$ cm

Epaisseur de l'âme à l'about (b_0) :

On fixe : $b_0 = 50$ cm.

Chapitre IV : Caractéristique du tablier

Goussets :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$.

Gousset du talon :

En travée : $\alpha_3 = 60^\circ$, $e_3 = 23 \text{ cm}$.

A l'appui il n'y a pas de gousset.

Gousset de la table de compression :

En travée : $\alpha_1 = 9^\circ$ $e_1 = 3 \text{ cm}$, $\alpha_2 = 45^\circ$ $e_2 = 5 \text{ cm}$

A l'appui : $\alpha_1 = 9^\circ$ $e_1 = 2 \text{ cm}$.

IV.2.2. La dalle :

IV.2.2.1. Définition de la dalle : (l'hourdis) :

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, En effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civiles et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus (pré-dalle), Ces coffrages se présentent sous la forme de dalles en mortier de fibres ou en béton armé.

IV.2.2.2. Pré dimensionnement de la dalle :

Longueur de la dalle :

La longueur de la dalle ou de l'hourdis égal à la longueur des poutres. Donc : $L_d = 25 \text{ m}$

Largeur de la dalle :

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égal à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs. Pour notre cas la largeur roulable est de 7.6 m et pour les trottoirs elle est de 1.2m et 0.7m de glissière de sécurité.

Donc : $L_{aa} = 9.5 \text{ m}$

Epaisseur de la dalle :

En général L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre les axes des poutres, plus l'entre axe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux les efforts des flexions transversales.

Donc : $e_a = 0,20\text{m}$

La dalle:

Elle est appelée prédalle, elle joue le rôle d'un coffrage perdu mais on admet qu'elle participe à la reprise des efforts de flexion transversale du tablier, elles sont amenées à supporter les efforts dus au poids du béton encore frais ; leur épaisseur est de l'ordre de 03cm et leurs encrages dans les poutres et de 5cm.

Donc on prend :

Epaisseur = 5cm

Encrage = 5cm

Chapitre IV : Caractéristique du tablier

Les entretoises :

Les poutres, de type poutres à talon, sont solidarisiées par la dalle sous chaussée et par les entretoises situées aux extrémités de chaque travée, au droit des lignes d'appui, qui assurent l'encastrement en torsion des poutres et permettent le levage du tablier à l'aide des vérins afin d'en changer, lorsque nécessaire, les appareils d'appui.

Les entretoises intermédiaires ne sont plus mise depuis longtemps car, bien que conférant au tablier une rigidité transversale autorisant l'emploi des méthodes de calcul simples, elles sont d'une réalisation difficile, donc coûteuse (mise en place et dépose de coffrages suspendus dans des conditions souvent acrobatiques, fabrication d'amorces fixées aux poutres avec un ferrailage en attente).

L'épaisseur des entretoises est de l'ordre de 25cm à 30cm ce qui suffit dans la plupart des cas du point de vue de la résistance. Donc $E=30$ cm.

La hauteur des entretoises est inférieure à la hauteur des poutres, on prend $h=0.8m$.

IV.3. Les équipements de pont :

IV.3.1. Les trottoirs :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants. En général, par simple surélévation par rapport à la voie de circulation automobile.

On fixe : $L_T = 1.2$ m. et $e_t = 0.24$ m.

IV.3.2. Les corniches :

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique ; situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage ; outre son rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse ; En Algérie on utilise souvent les corniches en béton arme préfabriqué.

Dans notre projet on prendra une corniche de 15 cm de largeur et 50 cm de hauteur.

IV.3.3. La chape d'étanchéité :

La chape joue un rôle essentiel pour la durabilité de l'ouvrage, et elle ne doit être appliquée que sur une surface assez plane, ce qui peut amener à un surfaçage du tablier.

Dans notre cas, on prend en épaisseur de 2cm.

IV.3.4. Assainissement :

D'un point de vue esthétique, les descentes d'eau doivent être aussi discrètes que possible, notamment dans le cas des ouvrages urbains. Lorsque ces descentes doivent être évitées, il est également possible de recourir à des corniches caniveaux ou de recueillir les eaux dans un collecteur sur ouvrage.

Chapitre IV : Caractéristique du tablier

IV.3.5. Joints de chaussée :

Le choix du type de joint dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité (chape mince ou épaisse). Le souffle ou espacement maximal des deux éléments en regard est dû aux effets du retrait, du fluage, de la température et des charges d'exploitation, qui peuvent comporter non seulement une composante longitudinale parallèle à l'ouvrage.

IV.3.6. Les garde-corps :

C'est un système de retenue des piétons, et ayant un rôle esthétique, sont des barrières à hauteur de poitrine, il existe plusieurs type de garde-corps, selon l'implantation de l'ouvrage (en raze campagne ou dans les villes), pour notre ouvrage on utilise des garde-corps standard de hauteur 1.10 m

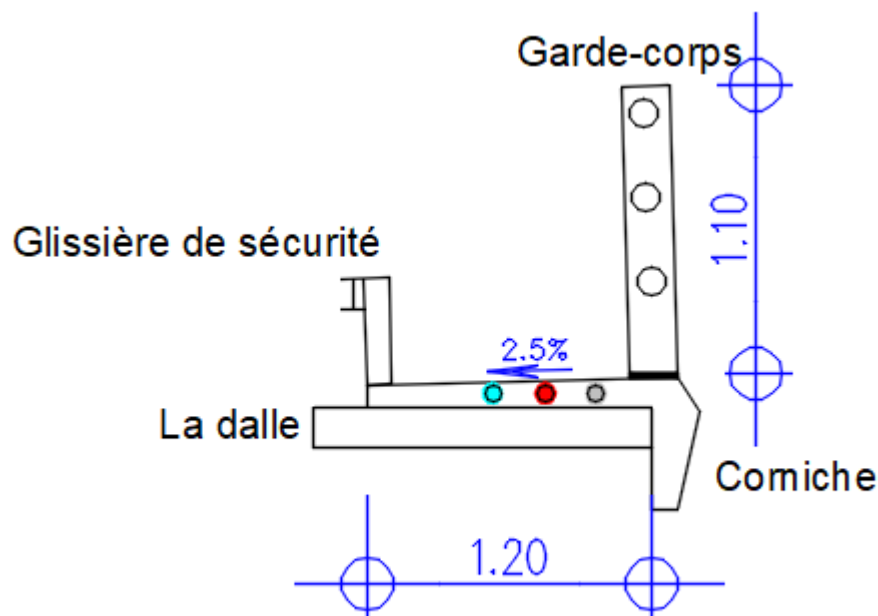


Figure IV.1. Schéma descriptif des éléments des équipements du pont

IV.4. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

➤ Notations :

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

I/Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ

S/Δ : Moment statique

$V = S/\Delta / B$: distance du centre de gravité de la fibre inférieure

I_0 : Moment d'inertie propre de la section considérée.

Pour une section triangulaire $I_0 = bh^3/36$

Pour une section rectangulaire $I_0 = bh^3/12$

IG : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

A_i : aire de la section (i)

Chapitre IV : Caractéristique du tablier

Y_i : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe.

La position du centre de gravite (c.d.g.) de la poutre est donnée par

B : c'est la section de la poutre.

$$B \text{ (nette)} = B \text{ (brute)} - 5\% \cdot B \text{ (brute)}$$

$$S/\Delta \text{ (nette)} = S/\Delta \text{ (brute)} - 5\% \cdot S/\Delta \text{ (brute)}$$

$$I/\Delta \text{ (nette)} = I/\Delta \text{ (brute)} - 10\% \cdot I/\Delta \text{ (brute)}$$

$$I_g = I/\Delta - S/\Delta \times V'$$

$$Y_g = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

Rendement géométrique: $\rho = I_G / (V \times V' \times B)$

IV.4.1. Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée :

IV.4.1.1. Poutre seule :

Tableau IV.1. Caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi- travée

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S/ Δ = BxZ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/ Δ =I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
Rectangle 1 x2	31	12	744	129	95976	8928	12389832
Rectangle 2 x2	5	3	30	121,5	3645	22.5	442890
Rectangle 3	24	135	3240	67,5	218700	4920750	19683000
Rectangle 4 x2	13	15	390	7,5	2925	7312.5	29250
Triangle 1 x2	26	3	78	122	9516	39	1160991
Triangle 2 x2	5	5	25	119,3	2982,5	34.72	355846.97
Triangle 3 x2	13	23	299	22,7	6787,3	8787.27	162858.98

Chapitre IV : Caractéristique du tablier

Donc pour l'ensemble des parties :

$B_{brute} (cm^2)$	4806
$B_{nette} (cm^2)$	4565,7
$S/\Delta_{brute} (cm^3)$	340531.8
$S/\Delta_{nette} (cm^3)$	323505.21
$I/\Delta_{brute} (cm^4)$	34224668.95
$I/\Delta_{nette} (cm^4)$	32513435.5025

$$V' = \frac{S/\Delta_{nette}}{B_{nette}} = \frac{S/\Delta_{brute}}{B_{brute}} = 70.85 \text{ cm}$$

Donc:

$$V = h - V' = 64.15 \text{ avec } h = 135 \text{ cm}$$

$$I_g = I/\Delta_{br} - S/\Delta_{br} \times V' = 10097990.92 \text{ cm}^4$$

$$I_N = 0.9 \times I_g = 9088191.828 \text{ cm}^4$$

Rendement géométrique :

$$\rho = \frac{I_g}{(V \times V' \times B_N)} = 0.486 .$$

$\rho = 48.6 \%$. Donc correspond à une section légère

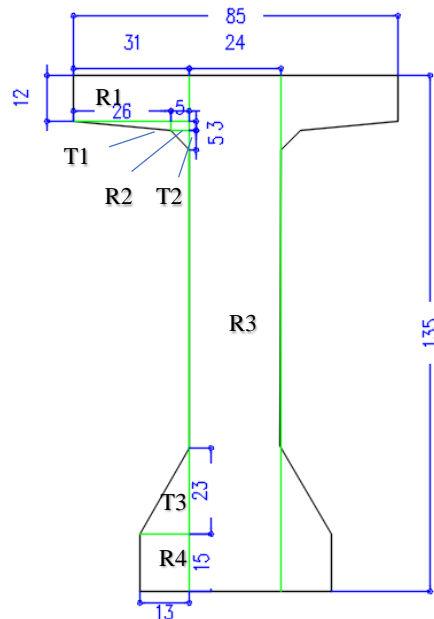


Figure IV.2. Détail des dimensions la poutre seule à mi- travée

IV.4.1.2. Poutre avec hourdis :

Tableau IV.2. Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à mi- travée

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	$S/\Delta = B \times Z$ (cm ³)	I_0 (cm ⁴)	$I/\Delta = I_0 + B \times Z^2$ (cm ⁴)
Poutre	/	/	4806	70.85	340531.8	/	34224668.95
Pré dalle	57.5	5	575	137.5	79062.5	1197.91	10872291.66
Dalle	190	20	3800	145	551000	126666.67	80021666.67

Chapitre IV : Caractéristique du tablier

Donc pour l'ensemble des parties :

$B_{brute} (cm^2)$	9181
$B_{nette} (cm^2)$	8721.95
$S/\Delta_{brute} (cm^3)$	970594
$S/\Delta_{nette} (cm^3)$	922064.3
$I/\Delta_{brute} (cm^4)$	125118627.28
$I/\Delta_{nette} (cm^4)$	118862695.916

$$V' = \frac{S/\Delta_{nette}}{B_{nette}} = \frac{S/\Delta_{brute}}{B_{brute}} = 105.71 \text{ cm}$$

Donc:

$$V = h - V' = 49.29 \text{ cm avec } h = 155 \text{ cm}$$

$$I_g = I/\Delta_{br} - S/\Delta_{br} \times V' = 22517135.54 \text{ cm}^4$$

$$I_N = 0.9 \times I_g = 20265421.986 \text{ cm}^4$$

Rendement géométrique :

$$\rho = \frac{I_g}{(V \times V' \times B_N)} = 0.495.$$

$\rho = 49.54\%$. Donc correspond à une section légère

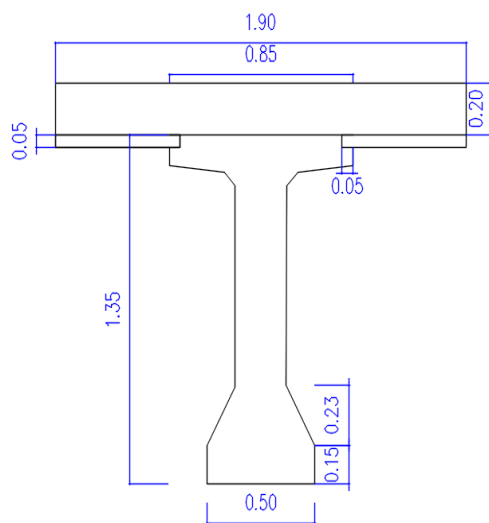


Figure IV.3. Détail des dimensions de la poutre Avec hourdis à mi- travée

IV.4.2. Caractéristique géométrique de la poutre à l'about :

IV.4.2.1. Poutre seule :

Tableau IV.3. Caractéristiques géométriques de la poutre seule à l'about

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ= BxZ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
Rectangle 1	50	135	6750	67.5	455625	10251562.5	41006250
Rectangle 2 *2	17.5	12	420	128	53760	5040	6886320
Triangle 2*2	17.5	2	35	122.33	4281.55	7.78	523769.79

Chapitre IV : Caractéristique du tablier

Donc pour l'ensemble des parties :

B_{brute} (cm ²)	7205
B_{nette} (cm ²)	6844.75
S/Δ_{brute} (cm ³)	513666.25
S/Δ_{nette} (cm ³)	487983.22
I/Δ_{brute} (cm ⁴)	48416339.79
I/Δ_{nette} (cm ⁴)	45995522.8

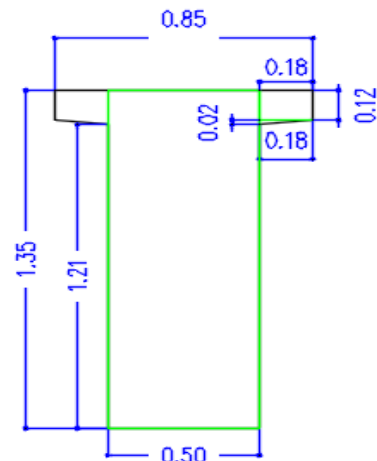


Figure IV.4. Détail des dimensions de la Poutre seule à l'about

$$V' = \frac{S/\Delta_{nette}}{B_{nette}} = \frac{S/\Delta_{brute}}{B_{brute}} = 71.29 \text{ cm}$$

Donc :

$$V = h - V' = 63.71 \text{ cm avec } h = 135 \text{ cm}$$

$$I_g = I/\Delta_{br} - S/\Delta_{br} \times V' = 11797072.82 \text{ cm}^4$$

$$I_N = 0.9 \times I_g = 10617365.53 \text{ cm}^4$$

Rendement géométrique :

$$\rho = \frac{I_g}{(V \times V' \times B_N)} = 0.3794$$

$\rho = 37.94\%$. Donc correspond à une section légère

IV.4.2.2. Poutre avec hourdis :

Tableau IV.4. Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à l'about

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	$S/\Delta = B \times Z$ (cm ³)	I_0 (cm ⁴)	$I/\Delta = I_0 + B \times Z^2$ (cm ⁴)
Poutre	/	/	7205	71.29	513644.45	/	48416339.79
Pré dalle	57.5	5	575	137.5	79062.5	1197.91	10872291.66
Dalle	190	20	3800	145	551000	126666.67	80021666.67

Chapitre IV : Caractéristique du tablier

Donc pour l'ensemble des parties :

B_{brute} (cm ²)	11580
B_{nette} (cm ²)	11001
S/Δ_{brute} (cm ³)	1143706.95
S/Δ_{nette} (cm ³)	1086521.60
I/Δ_{brute} (cm ⁴)	139310298.12
I/Δ_{nette} (cm ⁴)	132344783.214

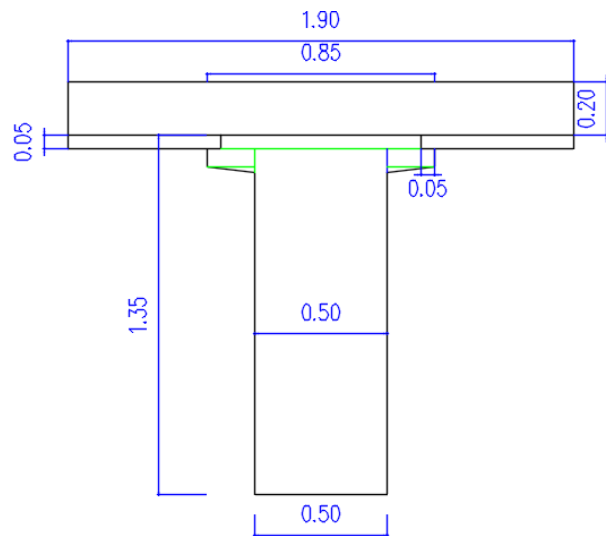


Figure. IV.5. Détail des dimensions de la poutre avec hourdis à l'about

$$V' = \frac{S/\Delta_{nette}}{B_{nette}} = \frac{S/\Delta_{brute}}{B_{brute}} = 98.76 \text{ cm}$$

Donc:

$$V = h - V' = 56.24 \text{ avec } h = 155 \text{ cm}$$

$$I_g = I/\Delta_{br} - S/\Delta_{br} \times V' = 26357799.73 \text{ cm}^4$$

$$I_N = 0.9 \times I_g = 23722019.75 \text{ cm}^4$$

Rendement géométrique :

$$\rho = \frac{I_g}{(V \times V' \times B_N)} = 0.4313$$

$\rho = 43.13\%$. Donc correspond à une section légère.

IV.5.CONCLUSION

Les données présentées dans ce chapitre nous permettrons de pouvoir étudier la superstructure et l'infrastructure de notre projet.

Chapitre V :

Charges et surcharges

Chapitre V : Charge et surcharge

V.1. Calcul des charges :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

- **Les éléments porteurs :** Ces charges concernent le tablier seul (charges Permanentes).
- **Les éléments non porteurs :** Tels que : le revêtement, la chape, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité (compléments des charges permanentes).

V.1.1. Calcul des charges permanentes (CP) :

V.1.1.1. Les poutres :

On a pour la moitié de la poutre :

$$P = PS_1 + PS_2 + PS_3$$

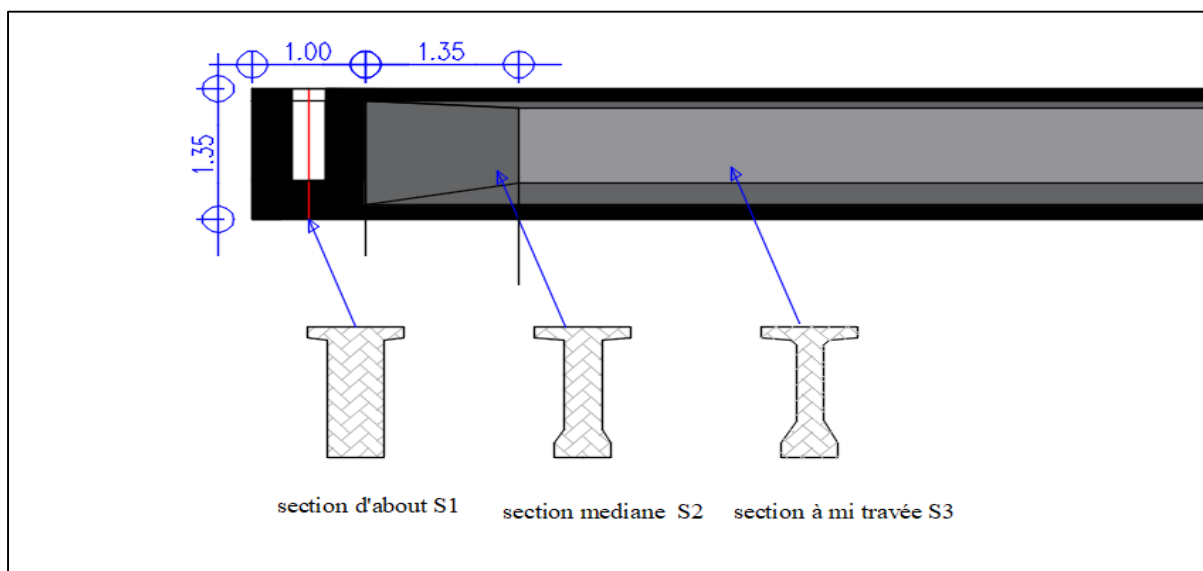


Figure V.1. Les différentes sections de la poutre

$$P_{Si} = L_i \times \text{poids volumique BP} \times \text{la surface de } S_i$$

Tell que L_i : longueur de la section

Donc :

$$P_{S1} = 1 \times 0.72 \times 2.5 = 1.8 \text{ t}$$

$$P_{S2} = 1.35 \times 0.562 \times 2.5 = 1.9 \text{ t}$$

$$P_{S3} = 10.15 \times 0.476 \times 2.5 = 12.078 \text{ t}$$

Pour la totalité de la poutre :

$$P_{\text{poutre}} = 2 \times \sum P_{Si} = 31.556 \text{ t et un mètre linéaire :}$$

Chapitre V : Charge et surcharge

$$P=31.556 \text{ t} / 25 \text{ (portée)} = 1.262 \text{ t/ml.}$$

V.1.1.2. La dalle :

$$P_{\text{dalle}} = 0.2 \times 9.5 \times 2.5 = 4.75 \text{ t/ml.}$$

V.1.1.3. L'entretoise :

$$P_{\text{entretoise}} = 0.3 \times 0.8 \times 7.6 \times 25 \times 2 = 91.2 \text{ t.}$$

$$P_{\text{entretoise}} = 3.648 \text{ t/ml.}$$

$$CP = P_{\text{Poutre}} + P_{\text{dalle}} + P_{\text{entretoise}} = 5 \times 1.262 + 4.75 + 3.648 = 11.06 \text{ t/ml.}$$

Donc on a la charge permanente :

$CP = 11.06 \text{ t/ml.}$

V.1.2. Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :

V.1.2.1 .Le revêtement et l'étanchéité :

Poids des revêtements + chapes d'étanchéité

$$P_r = (0,06\text{m} + 0,02\text{m}) \times 2,2\text{t/m}^3 \times 7.6\text{m}$$

$$P_r = 1.34 \text{ t/ml.}$$

V.1.2.2. Le trottoir et la corniche :

$$S_t = 0,387 \text{ m}^2 \text{ et } S_c = 0,1974 \text{ m}^2$$

Tell que S_t : c'est la surface du trottoir transversalement.

S_c : c'est la surface de la corniche transversalement.

$$S_t + S_c = 0,387 + 0,1974 = 0,5844 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } P_t + P_c = 0.5844 \times 2(\text{symétrie}) \times 2.5 = 2.922 \text{ t/ml}$$

V-1-2-3. Glissière de sécurité :

$$P_{gs} = 0,06 \text{ t/ml} \times 2(\text{symétrie}) = 0.12 \text{ t/ml}$$

V.1.2.4. Garde-corps :

$$P_{gc} = 0,10 \text{ t/ml} \times 2(\text{symétrie}) = 0.20 \text{ t/ml.}$$

En fin on a :

$$CCP = 1.34 + 2.922 + 0.12 + 0.20 = 4.582 \text{ t/ml}$$

Chapitre V : Charge et surcharge

Donc on a les résultats suivants :

Tableau V.1. Poids totale de tablier

	Eléments	Poids (t/ml)	Poids (t)
CP	POUTRES	6.31	157.75
	DALLE	4.75	118.75
	ENTRETOISE	3.648	91.2
CCP	TROTTOIR	1.935	48.375
	REVETEMENT + ETANCHITTE	1,34	33.5
	GARDE CORPS	0,200	5,00
	GLISSIERE DE SECURITE	0,120	3,00
	CORNICHE	0,987	24.675
POIDS TOTALE DE TABLIER		15.642	391.05

V.2. Calculs des surcharges :

V.2.1. Classe de pont :

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe (fascicule 61)

Notre pont $L_r = 7.6$ m donc 1ère classe

V.2.2. Nombre des voies :

D'après le fascicule 61 titre II, Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

Dans notre projet on a :

$$L_r = 7.60 \text{ m.}$$

$$L_c = 6.60 \text{ m.}$$

$$N = \left(\frac{L_c}{3} \right) = \frac{6.60}{3} = 2.2$$

Donc on a deux voies de circulation.

V.2.3. Largeur de voie :

Chapitre V : Charge et surcharge

D'après le fascicule 61 titre II :

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales :

$$V_0 = 3.5 \text{ m, (pont 1}^{\text{ère}} \text{ classe).}$$

Les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système B : (Bc, Bt, et Br)
- La surcharge militaire MC 120.
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs.
- La surcharge dus au vent et au séisme.

V.2.4. Evaluation des surcharges :

V.2.4.1. Système A (L) :

$$A(L) = 230 + \left(\frac{36000}{(L + 12)} \right) \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

L : la portée.

$$L = 25 \text{ m.}$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{(25 + 12)} = 1202.97 \text{ Kg/m}^2 = 1.203 \text{ t/m}^2$$

a_1 : est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

1^{ère} classe ; 2voies donc : $a_1 = 1$

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec :

$$V_0 = 3,5 \text{ m (Pont 1}^{\text{ère}} \text{ classe)}$$

$$V = \frac{Lc}{N} = \frac{6.6}{2} = 3.3 \text{ m}$$

V_0 : dépend de la classe

$$a_2 = \frac{3,5}{3.3} = 1.03$$

$$a_2 = 1.06.$$

Tableau V.2. Coefficient a_1

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Résultats de A(l)

Nombre des voies	a_1	a_2	$A(l) \times a_1 \times a_2$	Largeur de voie(m)	A(l) (T/ml)
1	1	1,06	1,275	3,3	4,208
2	1	1,06	1,275	6,6	8,415

V.2.4.2. Surcharge de trottoir :

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m^2

Largeur du trottoir est 1,20 m

Pour 1 trottoir chargé :

$$P = 0,15 \times 1.20 = 0,18 \text{ t/ml}$$

Chapitre V : Charge et surcharge

$$P = 0,18 \text{ t/ml.}$$

Pour 2 trottoirs chargés :

$$P = 2 \times 1,20 \times 0,5 = 0,36 \text{ t/ml.}$$

$$P = 0,36 \text{ t/ml.}$$

V.2.4.3. Système de charges B :

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes les suivantes :

- Sous système B c : se composé de camions types (30T).
- Sous système B t : se composé d'une roue isolée.
- Sous système B r : se composé de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

a. Sous système Bc :

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée ne comporte de voies de circulation (selon le fascicule 61 titre II). Et l'on place toujours (les files) dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- **Disposition dans le sens transversal :** le nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, Les files peuvent être accolées ou non.
- **Disposition dans le sens longitudinal :** Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Valeurs de b_c

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Chaque camion port trois essieux à roues simple ayant une masse totale de 30t donc :

- Un essieu avant de 6t.
- Deux essieux arrières de 12t chacun.

La disposition longitudinale et transversale est selon RCPR.

Chapitre V : Charge et surcharge

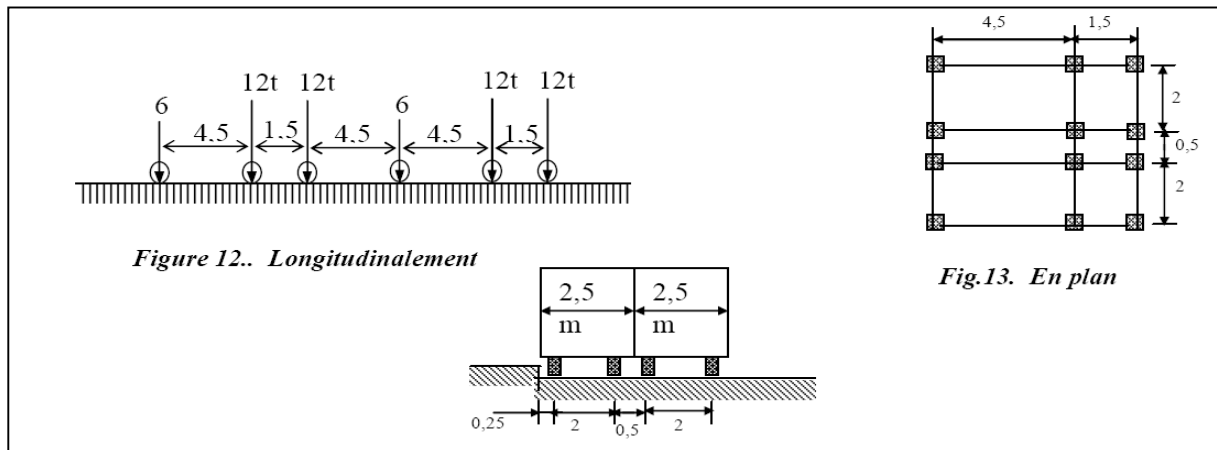


Figure V.2. Charges du système Bc

La charge Max de système Bc est :

$$S_1 = 2 \times 30 \times 2$$

$$S_1 = 120$$

Détermination de bc :

On a un pont de 1^{ère} classe et 2 voies chargées donc :

bc = 1.10 (D'après tableau).

D'où :

$$S = S_1 \times bc$$

$$S = 120 \times 1.10 = 264 \text{ t}$$

$$S = 132 \text{ t}$$

• **Coefficient de majoration dynamique :**

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

Tel que :

L : la longueur de l'élément, L = 24 m.

S : la surcharge maximale, S = 132 t.

G : la charge permanente, G = 391.05 t.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 24} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{391.05}{132}}$$

$$\delta = 1.115$$

Chapitre V : Charge et surcharge

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Résultats de Bc

Nombre des voies chargées	Bc	δ	Charge par essieu (t)		
1	1,2	1,095	E AV	6 x 1,2 x 1,095	7.884
		1,095	E AR	12 x 1,2 x 1,095	15.768
2	1,1	1,115	E AV	2 x 6 x 1,1 x 1,115	14.718
		1,115	E AR	2 x 12 x 1,1 x 1,115	29.436

E.AV : essieux avant

E.AR : essieux arrière

b. Sous système Br :

Le système Br se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10 t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,6×0,3m, qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

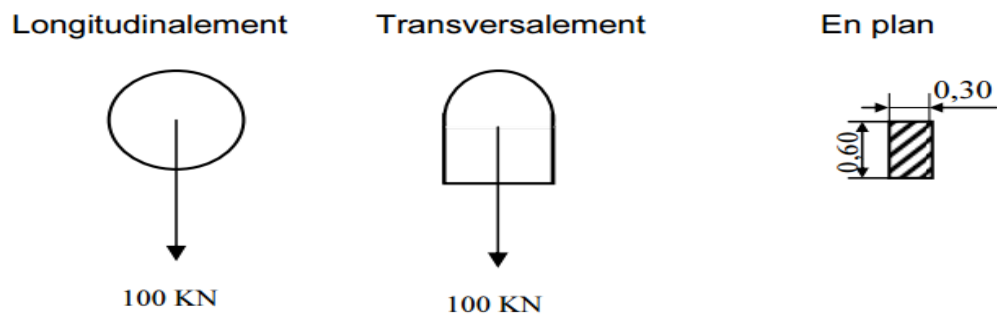


Figure V.3. Système Br

La charge de système Br est majorée par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$L = 24 \text{ m.}$$

$$G = 391.05 \text{ t}$$

$$S = 10 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2.24} + \frac{0.6}{1+4 \frac{391.05}{10}}$$

$$\delta = 1.0727.$$

Tableau V.6. Résultats de Br

Désignation	S	δ	Roue (10 t)
Br	10	1,053	10,53

c. Sous système Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux à roues simples répondant aux caractéristiques suivantes :

Chapitre V : Charge et surcharge

- Masse portée par chaque essieu 16 t
- Distance entre les deux essieux 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m
- Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.
- Le système Bt doit être multiplié par un coefficient **bt** qui en fonction de la classe du pont.

Les valeurs de coefficient **bt** sont données par le tableau suivant :

Tableau V.7. Valeurs de

Classe de pont	b_t
première classe	1,2
deuxième classe	1

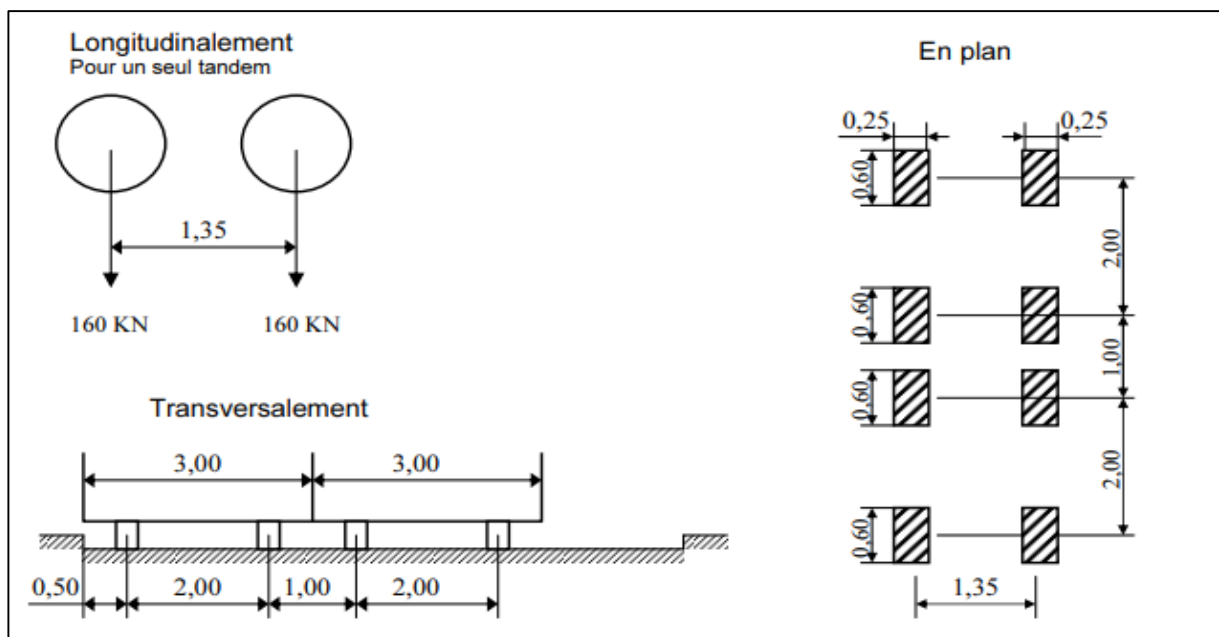


Figure V.4. Système Bt

Masse total : 32t.

$$S = S_1 \times b \times t$$

$$b \times t = 1.2 \text{ (Pont 1}^{\text{ère}} \text{ classe)}$$

$$S = 32 \times 2 \times 1.2 = 76.8 \text{ t.}$$

$$G = 391.05 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2.24} + \frac{0.6}{1+4 \frac{391.05}{76.8}}$$

$$\delta = 1.097.$$

Chapitre V : Charge et surcharge

Tableau V.8. Résultats de bt

Nombre de tandem	b_t	δ_{bt}	Charge par essieu (t)	
1	1.2	1.083	12 x 1 x 1.2 x 1,083	15.595
2	1.2	1.097	12 x 2 x 1.2 x 1,097	31.593

V.2.4.4. Effort de freinage :

- **Système de charge Bc :**

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système Bc se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 KN.

- **Système de charge AL :**

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

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

S : surcharge chargée en m²

Tableau V.9 Force de freinage système A(L)

Nombre de voies chargées	S(m ²)	AL(kn/ml)	F(kn)
1	82.50	12.75	51.85
2	1.2	12.75	102.25

V.2.4.5. Système militaire Mc 120 :

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

-masse totale : 110t

-longueur d'une chenille : 6.10 m

-largeur d'une chenille : 1.00 m

-Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30 m

-Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément réparti.

Chapitre V : Charge et surcharge

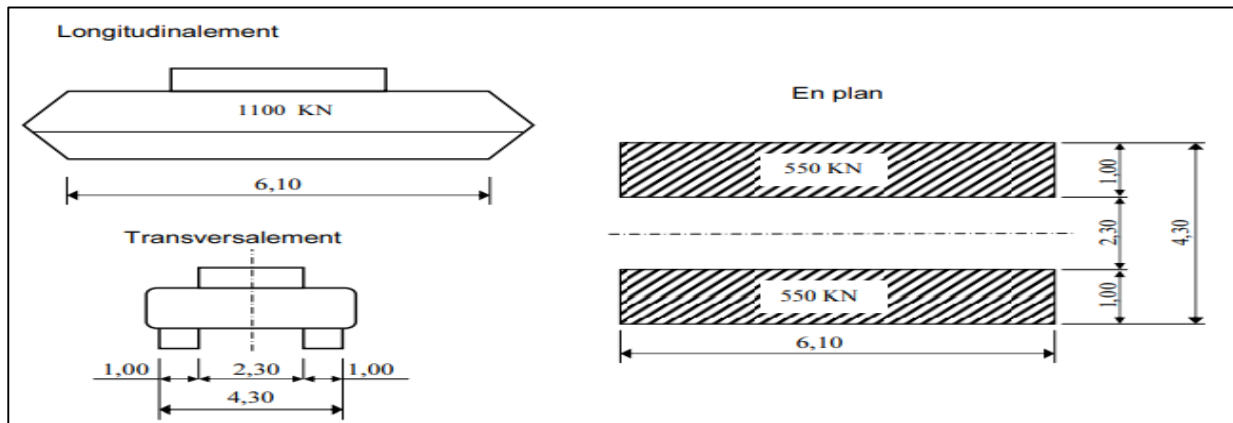


Figure V.5. Convoi Mc 120

Masse totale de chenille : 110 t/ml et $G=391.05$ t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2.24} + \frac{0.6}{1+4 \frac{391.05}{110}}$$

$$\delta = 1,108$$

$$P = 110 \times 1,108 = 121.88 \text{ t.}$$

$$\text{Soit par ml de chenille} = 121.88/6,10$$

$$Q \text{ Mc 120} = 19.98 \text{ t/ml.}$$

V.2.4.6. Charge exceptionnelle D240 :

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total.

$$P = 240 \text{ t.}$$

La longueur est de 18.6 m.

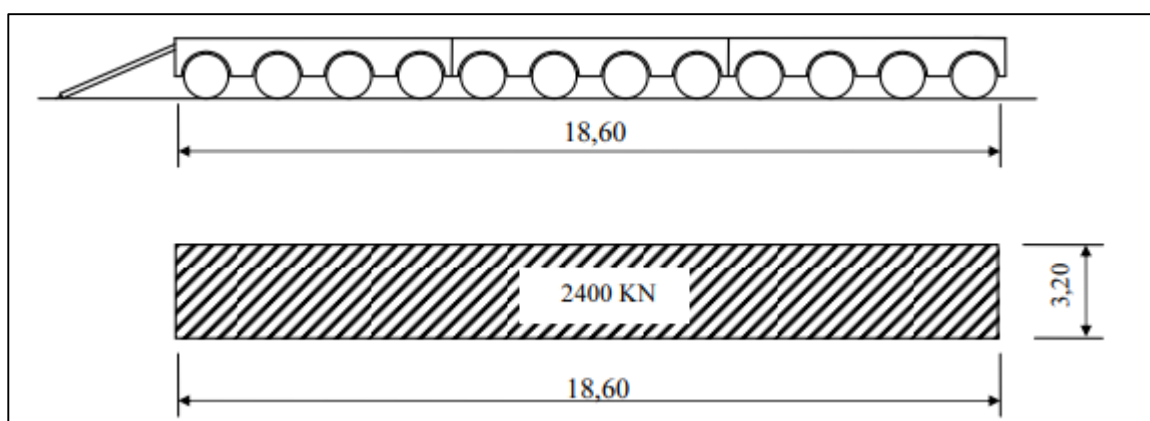


Figure V.6. Charge exceptionnelle D240

$$M_{D240} = 240 / 18.6 = 12.901 \text{ t/ml.}$$

$$Q \text{ D240} = 12.90 \text{ t/ml}$$

Chapitre V : Charge et surcharge

V.3. Conclusion

Le calcul des coefficients de majoration dynamique sert à pondérer les efforts de moment et effort tranchant selon les dispositifs exigés par le RCPR.

Chapitre VI :

Répartition longitudinale des efforts

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

VI.1. Introduction :

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

Les surcharges à prendre en compte : A (L), Bc, Bt, Br, Mc120, D240.

VI.2. Calcul des éléments de réductions dus aux charges :

VI.2.1 Charges permanent :

Le moment fléchissant pour une charge $G=CP+CCP$ (tel que $G= 15.642$ t/ml) uniformément répartie est donné par les formules suivantes :

$$G = 15.642 \text{ t/ml}$$

$$R_a = R_b = 30.26 \text{ t.}$$

$$M_0(x) = R_a x - G x^2/2.$$

$$T(x) = R_a - G x$$

Tableau VI.1. Moment fléchissant et effort tranchant sous G

Sections (x)	Longueur (m)	R (t)	M (t.m)	T (t)
0 L	0	187.704	0	187.704
0.25 L	6	/	844.668	93.852
0.5 L	12	/	1126.224	0

VI.3. Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges :

VI.3.1.Moment fléchissant :

VI.3.1.1.Moment fléchissant à $x=0.5L$:

A. Surcharge A (L):

$$L=24\text{m.}$$

Le moment max se trouve au milieu de la portée.

$$M_{\text{Max}} = A (L) \times L^2/8.$$

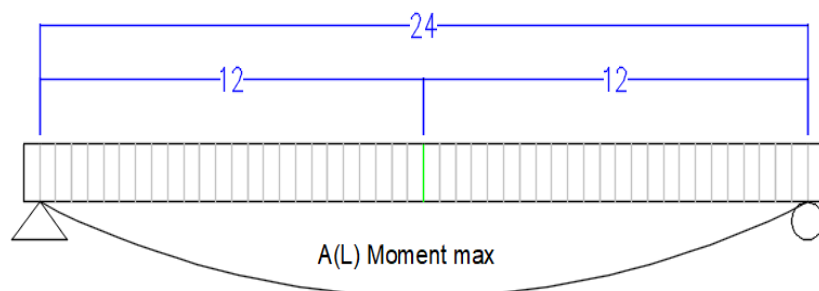


Figure VI.1. Moment fléchissant d'A (L)

Les résultants sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Moment flechissant sous A(L) à L/2

Nombre de voie chargée	L (m)	A (L) (t/ml)	M max (t.m)	M o(t.m)
1	24	4.207	302.904	60.588
2	24	8.415	605.88	121.176

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

B. Surcharge sur trottoir :

- Un trottoir chargé :

$L=24$ m.

$S_{\text{trottoir}} = 0.18$ t/ml.

Le moment max se trouve au milieu de la portée.

$M_{\text{Max}} = S_{\text{trottoir}} \times L^2/8$.

Les résultants sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Moment fléchissant sous surcharge trottoir à $L/2$

Trottoirs chargés	L (m)	S_{trottoir}	M max (t.m)	M_0 (t.m)
1	24	0.18	12.96	2.592

C. Système B :

Théorème de barrée :

Le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu soit la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

C.1. Système Bc :

Recherche d'essieu où le moment est maximum

La position de la résultante des forces R :

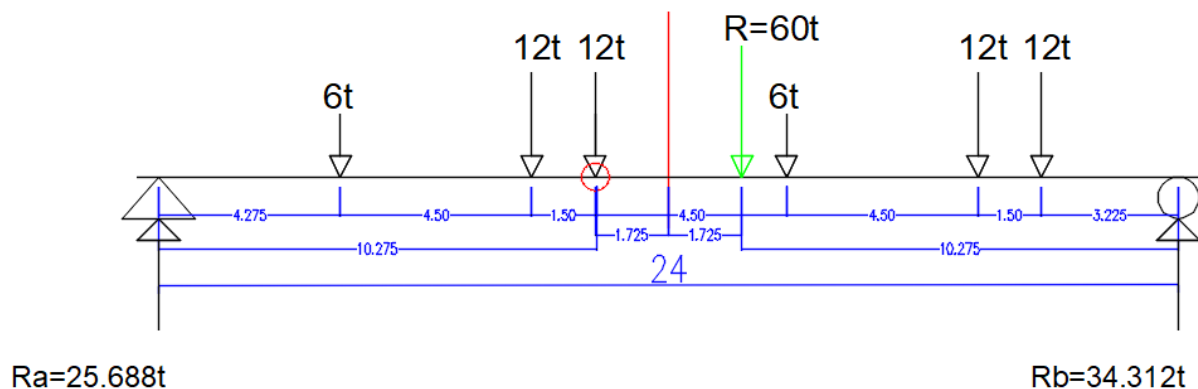
$$X_g = \frac{\sum X_i \times P_i}{\sum P_i} = \frac{12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5}{60} = 9.45$$

$$X_g = 9.45 \text{ m}$$

La résultante R peut se trouver à droite ou à gauche de l'axe médiane de la poutre

1^{er} cas : la résultante se situe à droite de l'axe médiane (par rapport l'essieu de 12 t)

$$2a = x - 6 \text{ m} = 3.45 \text{ m} \Rightarrow a = 1.725 \text{ m}$$



Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

Figure VI.2. Surcharge de Bc (R est symétrique avec l'essieu de 12t)

Calcul des réactions :

$$\Sigma M/b = 0 \Leftrightarrow 24 R_a - 10.275 * 60 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_a = \frac{10.275 * 60}{24} \\ R_b = 60 - R_a \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_a = 25.688 \\ R_b = 34.312 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M^D_{\max} = 10.275 * 25.688 - 6 * 6 - 12 * 1.5 = 209.939 \text{ t.m}$$

2^{ème} cas : la résultante se situe à gauche de l'axe médiane (par rapport l'essieu de 6 t)

$$2a = 10.5 - x = 1.05 \text{ m} \Rightarrow a = 0.525 \text{ m}$$

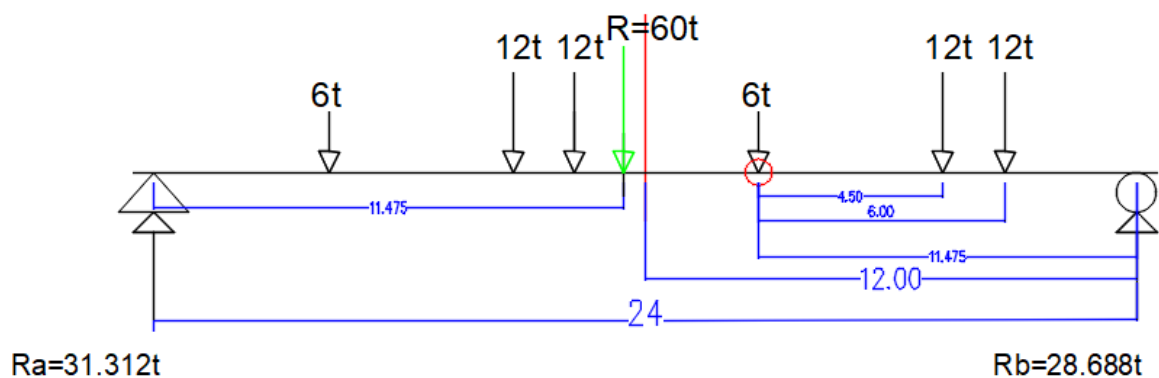


Figure VI.3. Surcharge Bc (R est symétrique avec l'essieu de 6t)

$$\Sigma M/a = 0 \Leftrightarrow 24 R_b - 11.475 * 60 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_a = \frac{11.475 * 60}{24} \\ R_b = 60 - R_a \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_a = 31.312 \\ R_b = 28.688 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M^G_{\max} = 11.475 * 28.688 - 6 * 12 - 12 * 4.5 = 203.189 \text{ t.m}$$

⇒ Le moment maximum est celui de l'essieu de 12 tonnes.

Calcul du moment fléchissant à $x = L/2$:

$$\Sigma M/a = 0 \Leftrightarrow 24 R_b - 15.45 * 60 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_b = \frac{15.45 * 60}{24} \\ R_a = 60 - R_b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_a = 21.375 \\ R_b = 38.625 \end{cases}$$

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

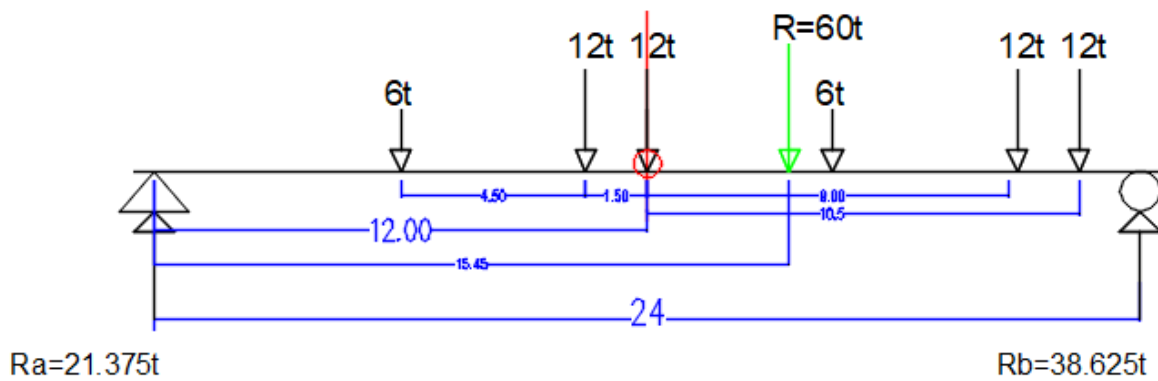


Figure VI.4. Surcharge Bc à L/2

$$M_0 = 21.375 \times 12 - 6 \times 6 - 12 \times 1.5 = 202.500 \text{ t.m}$$

Pour une voie chargée :

$$M_{\max} = 202.500 \times 1 \times 1.20 \times 1.095 = 266.085 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 53.217 \text{ t.m}$$

Pour deux voies chargées :

$$M_{\max} = 202.500 \times 2 \times 1.10 \times 1.115 = 496.732 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 99.346 \text{ t.m}$$

Tableau VI.4. Moment fléchissant sous charge Bc à L/2

Nombre de voies chargées	bc	δ	M max	M max (t.m)	M ₀ (t.m)
1	1.2	1.095	1 x 1.2 x 1.095 x 202.5	266.085	53.217
2	1.1	1.115	2 x 1.1 x 1.115 x 202.5	496.732	99.346

C.2. Système Bt :

La position de la résultante des forces R :

$$Xg = \frac{\sum Xi \times Pi}{\sum Pi} = 0.675$$

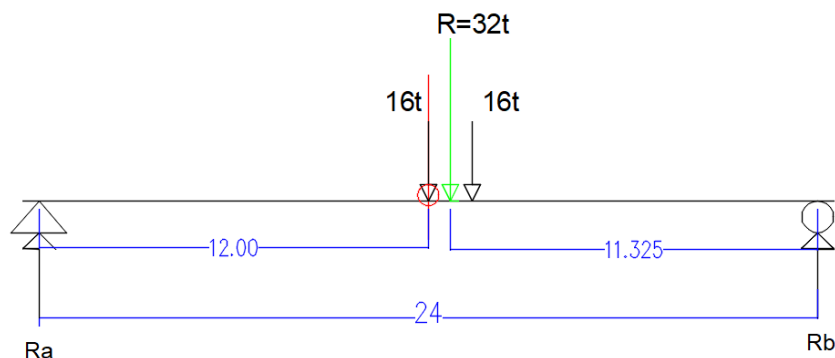


Figure VI.5. Surcharge Bt à L/2

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

$$\Sigma M/b = 0 \Leftrightarrow 24 R_a - 32 * 11.325 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_a = 15.1 \\ R_b = 16.9 \end{cases}$$

$$M_{\max} = 12 * R_a = 12 * 15.1 = 181.2 \text{ t.m}$$

$$1 \text{ TANDEM} \quad M_{\max} = 181.2 * 1 * 1.2 * 1.083 = 235.487 \text{ t.m} \quad M_0 = 47.097 \text{ t.m}$$

$$2 \text{ TANDEM} \quad M_{\max} = 181.2 * 2 * 1.2 * 1.097 = 477.063 \text{ t.m} \quad M_0 = 95.412 \text{ t.m}$$

Tableau VI.5. Moment fléchissant sous charge Bt à L/2

Nombre de tandem	Bt	δ	M max	M max (t.m)	M ₀ (t.m)
1	1.2	1.083	1 x 1 x 1.083 x 181.2	235.487	47.097
2	1.2	1.097	2 x 1 x 1.097 x 181.2	477.063	95.412

C.3. Système Br :

Le moment max est obtenu en appliquant le system Br au milieu de la portée.

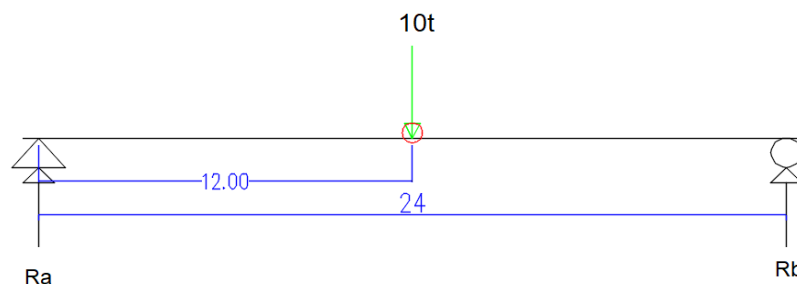


Figure VI.6. Surcharge Br à L/2

$$\Sigma M/b = 0 \Leftrightarrow 24 R_a - 10 * 12 = 0 \Rightarrow \{R_a = R_b = 5\}$$

$$M_0 = 12 * R_a = 12 * 5 = 60 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = M_0 * \delta_{Br} = 60 * 1.0727 = 64.362 \text{ t.m} \quad M_0 = 12.872 \text{ t.m}$$

Tableau VI.6. Moment flechissant sous charge Br à L/2

Br	δ	M max	M max (t.m)	M ₀ (t.m)
/	1.0727	1.0727 x 60	64.362	12.872

D. Système MC 120 :

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

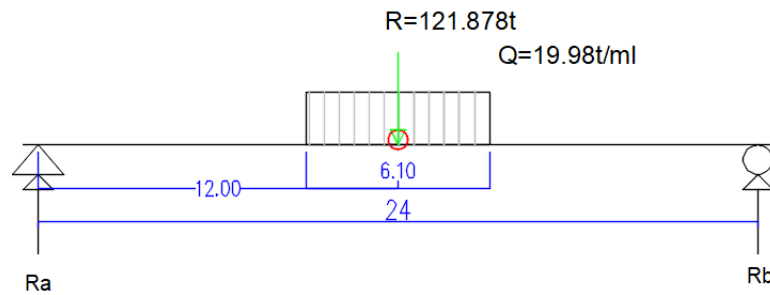


Figure VI.7. Surcharge Mc 120 à L/2

$$\Sigma M/b = 0 \Leftrightarrow 24 R_a - 121.878 * 12 = 0 \Rightarrow \{R_a = R_b = 60.93$$

$$M_{\max} = 12 * R_a - 19.98 * \frac{3.05^2}{2} = 683.228 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 136.645 \text{ t.m}$$

E. Charge exceptionnelle D240 :

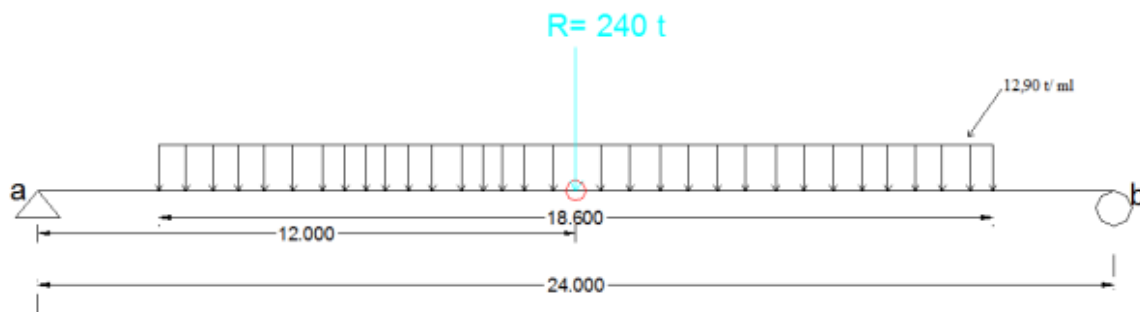


Figure VI.8. Surcharge D240 à L/2

$$\Sigma M/b = 0 \Leftrightarrow 24 R_a - 240 * 12 = 0 \Rightarrow \{R_a = R_b = 120$$

$$M_{\max} = 12 * R_a - 12.9 * \frac{9.3^2}{2} = 882.139 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 176.427 \text{ t.m}$$

VI.3.1.2. Moment fléchissant à x=0.25L :

A. Surcharge A (L):

$$L=24 \text{ m.}$$

Le moment au droit du quart de la portée est donné par l'expression suivant :

$$M_{\max} = (3/4) A(L) \times L^2/8.$$

Les résultats pour tous les autres cas de chargement sont inscrits dans le tableau suivant :

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

Tableau VI.7. Moment flechissant sous A(L) à L/4

Nombre de voie chargée	L (m)	A (L) (t/ml)	M max (t.m)	M ₀ (t.m)
1	24	4.207	227.178	45.435
2	24	8.415	454.41	90.882

B. Surcharge sur trottoir :

- Un trottoir chargé :

L=24 m.

S_{trottoir} = 0.18 t/ml

Le moment max se trouve au droit du quart de la portée :

$$M_{\text{Max}} = (3/4) S_{\text{trottoir}} \times L^2/8.$$

Les résultants sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Moment fléchissant sous surcharge trottoir à L/4

Trottoirs chargés	L (m)	S _{trottoir}	M max (t.m)	M ₀ (t.m)
1	24	0.18	9.72	1.944

C. Système B :

Théorème de barré :

Le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu soit la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

C.1. Système Bc :

On a déjà trouvé que le moment maximum est au niveau de l'essieu de 12 t

Calcul du moment fléchissant à x = L/4 :

$$\Sigma M/a = 0 \Leftrightarrow 24 R_b - 9.45 * 60 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_b = \frac{9.45 * 60}{24} \\ R_a = 60 - R_b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_a = 36.375 \\ R_b = 23.625 \end{cases}$$

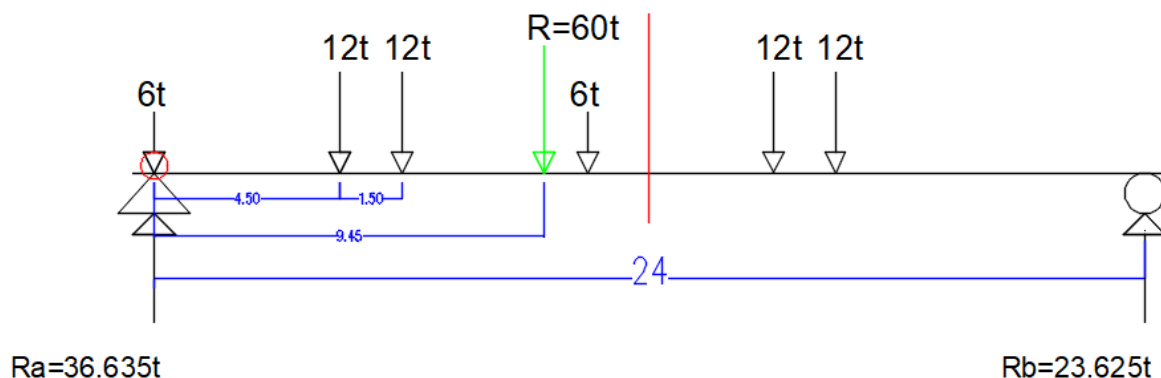


Figure VI.9. Surcharge Bc à L/4

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

$$M_0 = 36.375 * 6 - 6 * 6 - 12 * 1.5 = 164.250 \text{ t.m}$$

Pour une voie chargée :

$$M_{\max} = 164.250 * 1 * 1.20 * 1.095 = 215.824 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 43.164 \text{ t.m}$$

Pour deux voies chargées :

$$M_{\max} = 164.250 * 2 * 1.10 * 1.115 = 402.905 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 80.581 \text{ t.m}$$

Tableau VI.9. Moment fléchissant sous charge Bc à L/2

Nombre de voies chargées	bc	δ	M max	M max (t.m)	M ₀ (t.m)
1	1.2	1.095	1 x 1.2 x 1.095 x 164.250	215.824	43.164
2	1.1	1.115	2 x 1.1 x 1.115 x 164.250	402.905	80.581

C.2. Système Bt :

La position de la résultante des forces R :

$$X_g = \frac{\sum X_i \times P_i}{\sum P_i} = 0.675$$

Pour $x = L/4$:

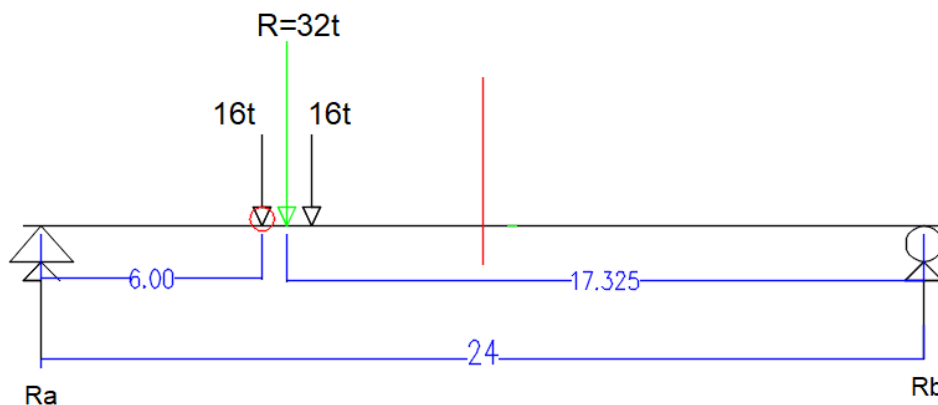


Figure VI.10. Surcharge Bt à L/4

$$\sum M/b = 0 \Leftrightarrow 24 R_a - 32 * 17.325 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_a = 23.1 \\ R_b = 8.9 \end{cases}$$

$$M_{\max} = 6 * R_a = 6 * 23.1 = 138.6 \text{ t.m}$$

$$1 \text{ tandem} \quad M_{\max} = 138.6 * 1 * 1.2 * 1.083 = 180.124 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 36.024 \text{ t.m}$$

$$2 \text{ tandem} \quad M_{\max} = 138.6 * 2 * 1.2 * 1.097 = 364.906 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 72.981 \text{ t.m}$$

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

Tableau VI.10. Moment fléchissant sous charge Bt à L/4

Nombre de tandem	bt	δ	M max	M max (t.m)	M ₀ (t.m)
1	1.2	1.083	1 x 1 x 1.083 x 138.6	180.124	36.024
2	1.2	1.097	2 x 1 x 1.097 x 138.6	364.906	72.981

C.3. Système Br :

Pour $x = L/4$:

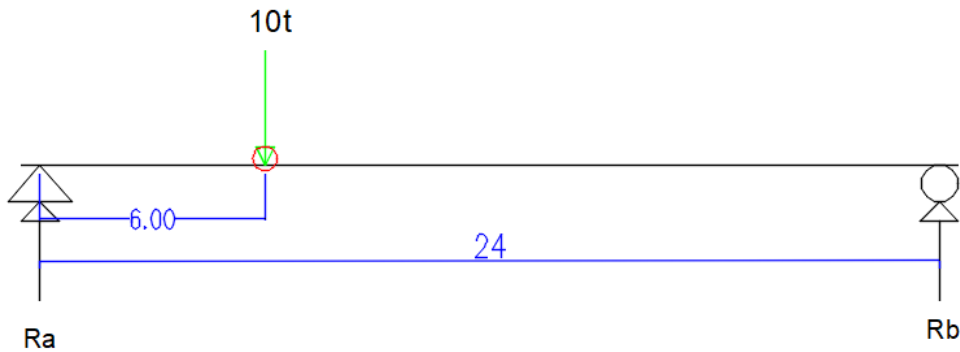


Figure VI.11. Surcharge Br à L/4

$$\Sigma M/b = 0 \Leftrightarrow 24 R_a - 10 * 18 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_a = 7.5 \\ R_b = 2.5 \end{cases}$$

$$M_0 = 6 * R_a = 6 * 7.5 = 45 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = M_0 * \delta_{Br} = 45 * 1.0727 = 48.271 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 9.654 \text{ t.m}$$

Tableau VI.11. Moment fléchissant sous charge Br à L/4

Br	δ	M max	M max (t.m)	M ₀ (t.m)
/	1.0727	1.0727 x 45	48.271	9.654

D. Système MC120 :

Pour $x = L/4$:

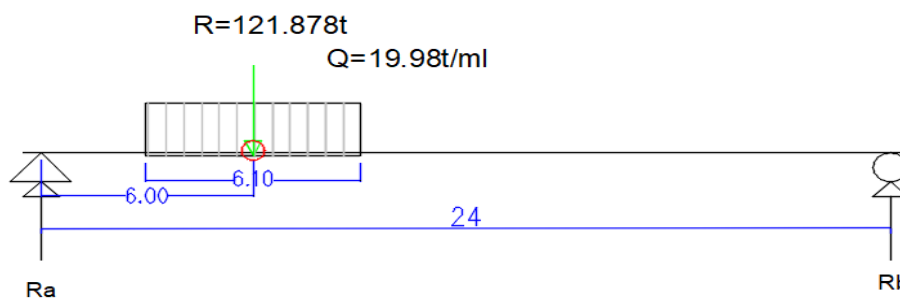


Figure VI.12. Surcharge Mc120 à L/4

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

$$\Sigma M/b = 0 \Leftrightarrow 24 R_a - 121.878 * 18 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_a = 90.40 \\ R_b = 30.47 \end{cases}$$

$$M_{\max} = 6 * R_a - 19.98 * \frac{3.05^2}{2} = 449.468 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 89.893 \text{ t.m}$$

E. Charge exceptionnelle D240 :

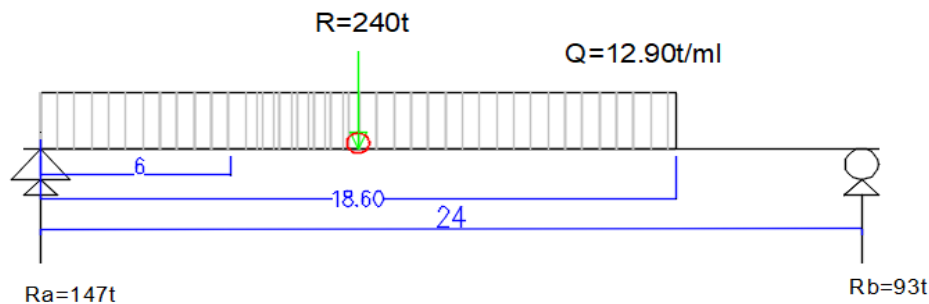


Figure VI.13. Surcharge D240 à L/4

$$\Sigma M/a = 0 \Leftrightarrow 24 R_b - 12.90 * 18.60^2 / 2 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_a = 93 \\ R_b = 147 \end{cases}$$

$$M_{\max} = 6 * R_a - 12.9 * \frac{6^2}{2} = 649.800 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 129.96 \text{ t.m}$$

- **Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges :**

Tableau VI.12. Récapitulatif des moments fléchissant

Désignation		Pour X= 0.25 L		Pour X= 0.5 L	
		M max (t.m)	M ₀ (t.m)	M max (t.m)	M ₀ (t.m)
Poids propre G		844.668	168.933	1126.224	225.244
Surcharge A (L)	1 voie	227.178	45.435	302.904	60.588
	2 voies	454.41	90.882	605.88	121.176
Trottoir		9.72	1.944	12.96	2.592
Système Bc	1 voie	215.824	43.164	266.085	53.217
	2 voies	402.905	80.581	496.732	99.346
Système Bt	1 Tandem	180.124	36.024	235.487	47.097
	2 Tandem	364.906	72.981	477.063	95.412

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

Br	48.271	9.654	64,362	12.872
Convoi Mc120	449.468	89.893	683.228	136.645
Convoi D240	649.800	129.96	882.139	176.427

VI.3.2. Efforts tranchants :

VI.3.2.1. Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0.00L$:

A. Surcharge A(L) :

On a longueur de la poutre = 24 m. L'effort tranchant max se trouve aux extrémités de la portée talque : $T_{Max} = A(L) \times L/2$. D'où : $T_0 = T_{Max} / n$ avec $n = \text{nombre des poutres} = 5$

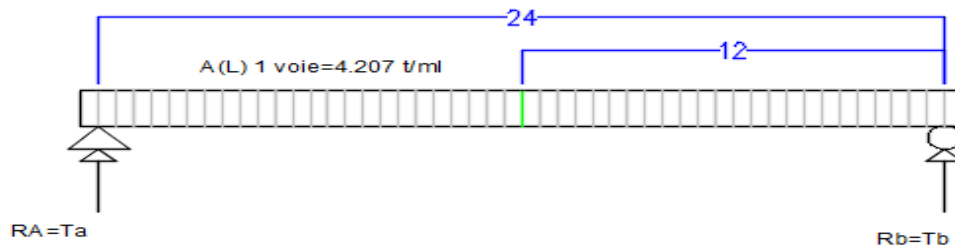


Figure VI.14. Surcharge A(L)

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. Effort tranchant sous A(L) à 0L

Nombre de voie	L (m)	A(L) (t/ml)	T max (t)	T ₀ (t)
1	24	4.207	50.484	10.0968
2	24	8.415	100.98	20.196

B. Surcharge sur trottoir :

- Un trottoir chargé :
L=24 m.
S trottoir = 0.18 t/ml.

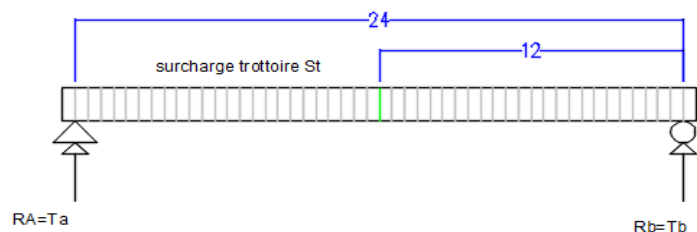


Figure VI.15. Surcharge sur trottoir à 0L

L'effort tranchant max se trouve aux extrémités de la portée.

$T_{Max} = S \text{ trottoir} \times L/2$. D'où : $T_0 = T_{Max} / n$ avec $n = \text{nombre de poutre} = 5$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau VI.14. Effort tranchant sous surcharge trottoir à 0L

Nombre de voie	L (m)	St (t/ml)	T max (t)	T ₀ (t)
1	24	0.18	2.16	0.432

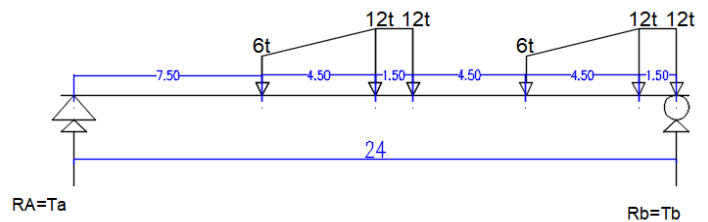
Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

C. Système B :

C.1. Système Bc :

$$T_a + T_b = 60t$$

Somme des moments par au point A :



$$T_b = (1/24) [12 \times 24 + 12 \times 22.5 + 6 \times 18 + 12 \times 15 + 6 \times 12 + 0 \times 7.5]$$

$$T_b = 42.375 \text{ t.}$$

L'effort tranchant max pour chaque file est donné par la formule suivante :

$$T_{\text{Max}} = \text{nombre de voie} \times T_a \times bc \times \delta$$

$$\text{D'où : } T_0 = T_{\text{Max}} / n \quad n : \text{nombre des poutres} = 5$$

Les résultats pour tous les cas sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau VI.15. Effort tranchant sous charge Bc à 0L

Nombre de voie	Ta (t)	bc	δ	T max (t)	T0 (t)
1	42.375	1.2	1.095	55.681	11.136
2	84.75	1.1	1.115	103.945	20.789

C.2. Système Bt :

$$T_a + T_b = 32t$$

Somme des moments par au point B :

$$T_a = (1/24) [16 \times 24 + 16 \times 22.65].$$

$$T_a = 31.1 \text{ t.}$$

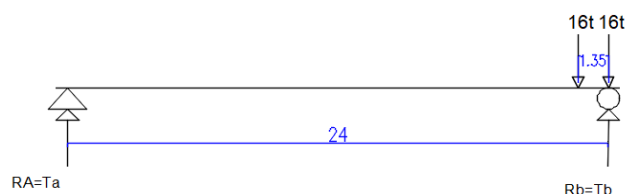


Figure VI.17. Surcharge Bt à 0L

L'effort tranchant max pour chaque tandem est donné par la formule suivante :

$$T_{\text{Max}} = \text{nombre de tandem} \times T_a \times bt \times \delta \quad \text{D'où : } T_0 = T_{\text{Max}} / n \quad n : \text{nombre des poutres} = 5$$

Les résultats pour tous les cas sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau VI.16. Effort tranchant sous charge Bt à 0L

Nombre de tandem	Ta (t)	Bt	δ	T max (t)	T0 (t)
1	31.1	1.2	1,083	40.417	8.08
2	62.2	1.2	1,097	81.88	16.37

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

C.3. Système Br :

$$P = 10 \text{ t.}$$

$$T_{\text{Max}} = P \times \delta$$

$$T_{\text{Max}} = 10 \times 1.0727 = 10.727 \text{ t}$$

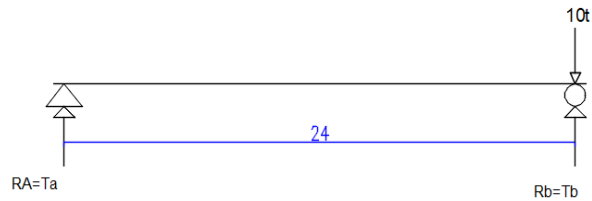


Figure VI.18. Surcharge Br à 0L

$$\text{D'où : } T_0 = 10.727 / n ;$$

n : nombre des poutres=5

$$T_0 = 10.727 / 5 = 2.154 \text{ t}$$

A. Système MC 120 :

$$T_b = [110 \times (24 - 3.05)] / 24 = 96.02 \text{ t.}$$

$$T_{\text{Max}} = T_a \times \delta$$

$$T_{\text{Max}} = 96.02 \times 1.108 = 106.39 \text{ t}$$

$$\text{D'où : } T_0 = T_{\text{Max}} / 5 = 106.39 / 5 = 21.27 \text{ t}$$

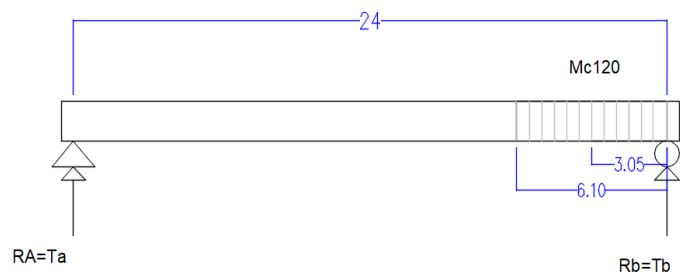


Figure VI.19. Surcharge Mc120 à 0L

B. Système D240 :

$$T_{\text{Max}} = [240 \times (24 - 9.3)] / 24 = 147 \text{ t.}$$

$$\text{D'où : } T_0 = 147 / n$$

n : nombre des poutres=5

$$T_0 = 147 / 5 = 29.4 \text{ t}$$

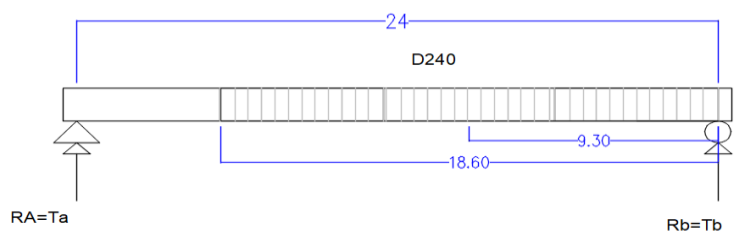


Figure VI.20. Surcharge D240 à 0L

VI.3.2.2. Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = L/4$:

A. Surcharge A(L) :

On à longueur de la poutre = 24 m.

$$T_{\text{Max}} = A(L) \times L/4. \quad \text{D'où : } T_0 = T_{\text{Max}} / n \text{ nombre des poutres}=5$$

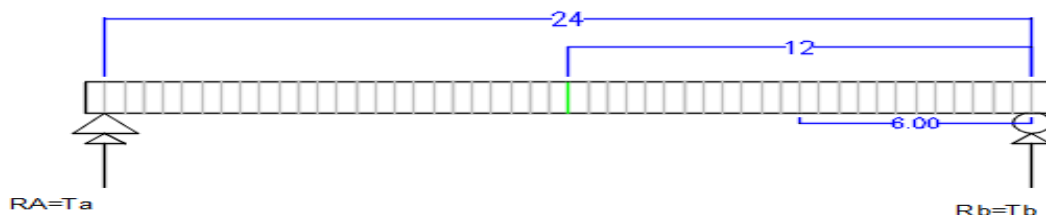


Figure VI.21. Surcharge A(L) à L/4

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

Les résultants sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau VI.17. Effort tranchant sous A(L) à L/4

Nombre de voie	L (m)	A(L) (t/ml)	T max (t)	T ₀ (t)
1	24	4.207	25.242	5.048
2	24	8.415	50.49	10.098

B. Surcharge sur trottoir :

- Un trottoir chargé : L=24 m. S trottoir = 0.18 t/ml. $T_{Max} = S_{trottoir} \times L/4$. D'où :
- $T_0 = T_{Max} / n$; n nombre des poutres=5

Tableau VI.18. Effort tranchant sous surcharge trottoir à L/4

Nombre de voie	L (m)	St (t/ml)	T max (t)	T ₀ (t)
1	24	0.18	1.08	0.216

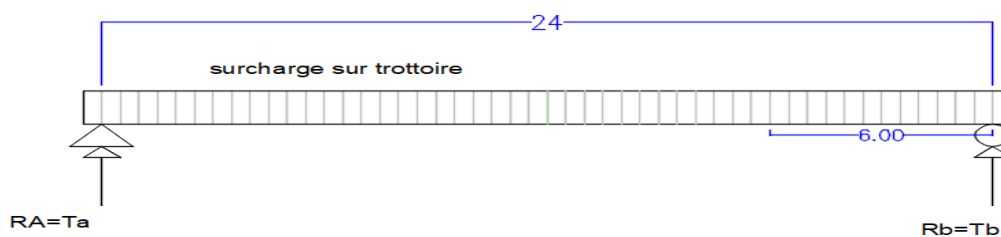


Figure VI.22. Surcharge sur trottoir à L/4

C. Système B :

C.1. Système Bc :

$$T_a + T_b = 60t$$

Somme des moments par au point A

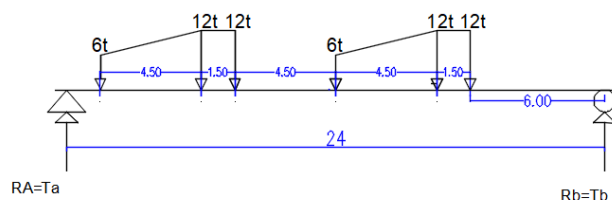


Figure VI.23. Surcharge Bc à L/4

$$T_b = (1/24) [12 \times 18 + 12 \times 16.5 + 6 \times 12 + 12 \times 7.5 + 12 \times 6 + 6 \times 1.5]$$

$$T_b = 27.375 \text{ t. } T_a = T_{max} = 60 - 27.375 = 32.625$$

L'effort tranchant max pour chaque file est donné par la formule suivante :

$$T_{Max} = \text{nombre de voie} \times T_b \times bc \times \delta$$

$$\text{D'où : } T_0 = T_{Max} / n \quad n : \text{nombre des poutres} = 5$$

Les résultats pour tous les cas sont inscrits dans le tableau suivant :

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

Tableau VI.19. Effort tranchant sous charge Bc à L/4

Nombre de voie	Tb (t)	bc	δ	T max (t)	T ₀ (t)
1	32.625	1.2	1.095	42.869	8.573
2	65.25	1.1	1.115	80.029	16.006

C.2. Système Bt :

$$T_a + T_b = 32t$$

Somme des moments par au point A :

$$T_b = (1/24) [16 \times 18 + 16 \times 16.65].$$

$$T_{Max} = T_b = 23.1t.$$

L'effort tranchant max pour chaque tandem est donné par la formule suivante :

$$T_{Max} = \text{nombre de tandem} \times T_a \times b_t \times \delta$$

$$D'où : T_0 = T_{Max} / n ; n : \text{nombre des poutres} = 5$$

Les résultats pour tous les cas sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau VI.20. Effort tranchant sous charge Bt à L/4

Nombre de tandem	Ta (t)	b _t	δ	T max (t)	T ₀ (t)
1	23.1	1.2	1.083	30.02	6.004
2	46.2	1.2	1.097	60.554	12.11

C.3. Système Br :

$$P = 10 t.$$

$$T_{Max} = P \times \delta$$

Somme des moments par au point a :

$$T_b = 10 \times 18 / 24 = 7.5 t$$

$$T_{Max} = 7.5 \times 1.0727 = 8.045 t$$

$$D'où : T_0 = 8.045 / n / n : \text{nombre des poutres} = 5 \\ = 8.045 / 5 = 1.609 t$$

D. Système MC 120 :

$$T_a = [110 \times (18 - 3.05)] / 24 = 68.52 t.$$

$$T_{Max} = T_a \times \delta$$

$$T_{Max} = 68.52 \times 1.108 = 75.92 t \quad D'où$$

$$D'où : T_0 = T_{Max} / 5 = 75.92 / 5 = 15.184 t$$

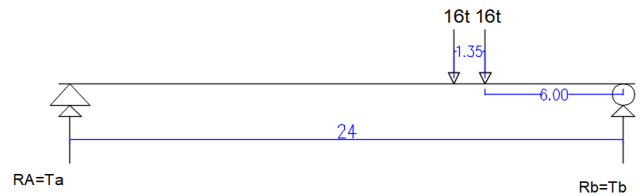


Figure VI.24. Surcharge Bt à L/4

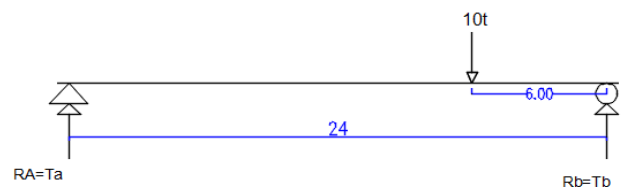


Figure VI.25. Surcharge Br à L/4

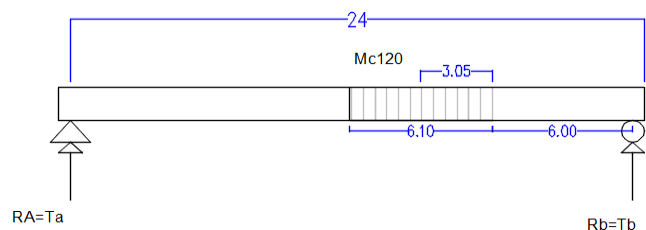


Figure VI.26. Surcharge Mc120 à L/4

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts

E. Système D240 :

$$T_{\text{Max}} = [240 \times (18 - 9.3)] / 24 = 87 \text{ t.}$$

$$\text{D'où : } T_0 = 87 / n$$

n : nombre des poutres=5

$$T_0 = 87/5 = 17.4 \text{ t}$$

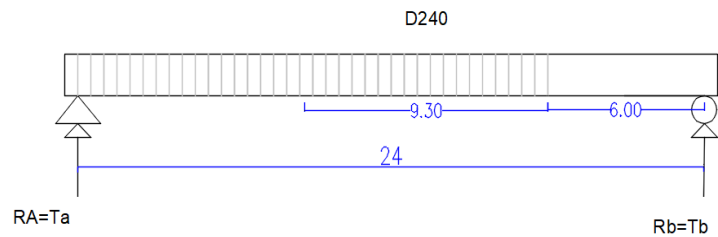


Figure VI.27. Surcharge D240 à L/4

Tableau récapitulatif des efforts tranchant dus aux surcharges :

Tableau VI.21. Récapitulatif des efforts tranchants

Désignation		pour X= 0 L		Pour X= 0.25 L	
		T max (t)	T o(t)	T max (t)	T o (t)
Poids propre G		187.704	37.55	93.852	31.2284
Surcharge A (L)	1 voie	50.484	10.0968	25.242	5.048
	2 voies	100.98	20.196	50.49	10.098
Trottoir		2.16	0.432	1.08	0.216
Système Bc	1 voie	55.681	11.136	42.869	8.573
	2 voies	103.945	20.789	80.029	16,006
Système Bt	1 Tandem	40.417	8.08	30.02	6.004
	2 Tandem	81.88	16.37	60.554	12.11
Br		10.727	2.154	8.045	1.609
Convoi Mc120		75.92	15.184	75.92	15.184
Convoi D240		147	29.4	87	17.4

Chapitre VII :

Répartition transversale des efforts

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

VII.1. Introduction :

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections d'une travée, on fera la répartition de ces efforts sur les différentes poutres que comporte la travée du pont. Comme notre tablier est à poutres sans entretoises, la section transversale ne peut être considérée comme étant indéformable, le comportement mécanique de tels tabliers s'écarte de celui résultant de l'application des méthodes classiques de la RDM, pour cela on a le choix entre deux méthodes de calcul :

- Méthode de GUYON –MASSONNET
- Méthode de COURBON

Le calcul de la rigidité d'entretoisement ' θ ' permet de déterminer la méthode adéquate

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}} \begin{cases} \text{Si } \theta < 0,3 \rightarrow \text{La méthode de J.Courbon.} \\ \text{Si } \theta > 0,3 \rightarrow \text{La méthode de Guyon-Massonnet.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $\theta > 0,3$ donc on utilise la méthode de Guyon-Massonnet.

VII.2. Principe de la méthode :

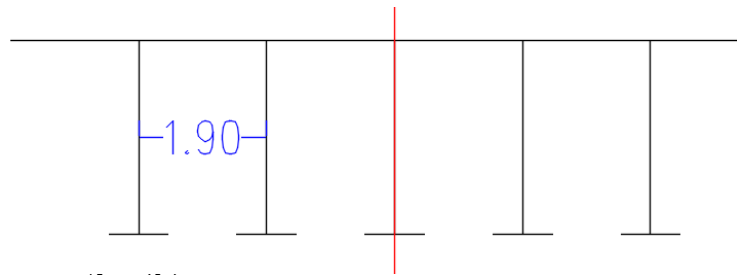
La méthode de Guyon-Massonnet est une méthode pratique de calcul des dalles ou de réseaux de poutres largement appliquées au calcul des tabliers de ponts. Initialement développée pour des dalles isotropes, elle fut ensuite étendue au cas des dalles orthotropes. Cette méthode consiste pour chaque effort, à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour différentes excentricités de charges ($e=b$; $e=3/4b$; $e=1/2b$; $e=1/4b$; $e=0$) et pour les neuf sections de la largeur de dalle ($y= \pm b$; $y=\pm 3/4b$; $y=\pm 1/2 b$; $y=\pm 1/4b$; $y=0$) On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts, l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients. Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, donc on trace les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charges et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

VII.3. Méthodologie :

La répartition transversale des efforts faite par la méthode de Guyon-Massonnet est applicable sur un grillage des poutres. Tout d'abord on calcul les deux paramètres essentiels pour cette méthode, paramètre d'entretoisement θ et Paramètre de torsion α , par la suite, on calcule les coefficients de répartition transversale (CRT) pour chaque poutre pour les différents cas de chargement.

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

VII.4. Détermination des paramètres de calcul :



- **Largeur active (b) :**

Le pont étant constitué de 5 poutres espacées de 1.9m entre axe des poutres donc la largeur active du pont $2*b=5*b1= 9.5 \text{ m} \Rightarrow b=4.75 \text{ m}$ Avec : n : nombre de poutres.

b1: l'entre axe des poutres=1.9m

- **Position active des poutres :**

Les positions des poutres seront alors calculées à partir de l'axe de symétrie du pont.

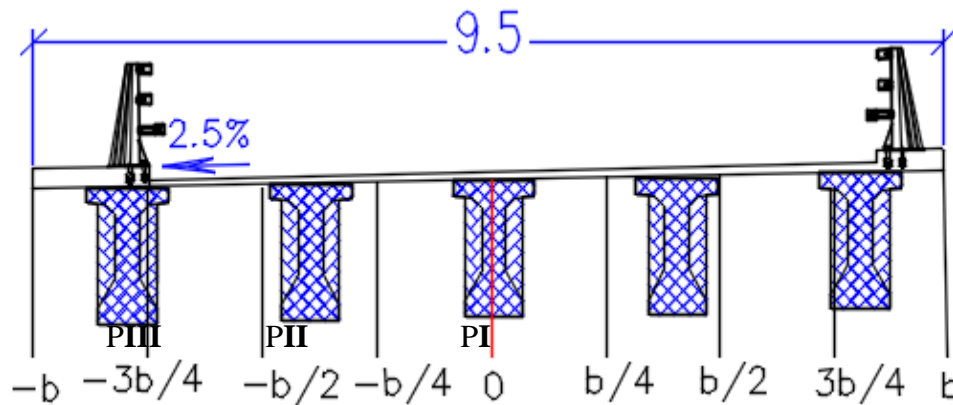


Figure VII.1. Disposition des poutres transversalement

Le tableau suivant résume l'emplacement réel des poutres et son équivalent en position active.

Tableau VII.1. Emplacement réel des poutres

Poutre	P1	P2	Axe symétrie	P1	P2
Position réelle	-1.9	-3.8	0	1.9	3.8

VII.4.1. Détermination des paramètres θ et α :

A. Paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{l} 4 \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_e}}$$

B. Paramètre de torsion :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} ; \alpha \text{ compris entre } 0 \text{ et } 1$$

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

b : demi largeur de la dalle.

L : portée de la travée.

ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur.

$\rho_e = \rho_D$: rigidité flexionnelle des entretoises (DALLE) par unité de longueur.

γ_p rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

$\gamma_e = \gamma_D$: rigidité torsionnelle des entretoises (la dalle) par unité de largeur.

Avec :

$-\rho_p = B_p / b_1 = E I_p / b_1$ et $-\rho_D = \rho_E = E I_D / L_1$. Avec :

b1 : distance entre axe des poutres (b1=1,9m).

L1 : unité de largeur (on prend L1=1m).

$$I_p = I_0 + 8 (I_m - I_0) / 3\pi$$

I_0 : Moment d'inertie de la section d'about avec hourdis.

I_m : Moment d'inertie de la section à mi- travée avec hourdis.

$$\gamma_p = C_p / b_1$$

$$C_p = G / 3 \times [\sum b_i h_i + (b \times h^3 / 2)] / G = E / 2.4 = 0.416 E$$

$$C_E = 2G \times I_D$$

$I_e = I_d$: inertie de la dalle ;

ν : étant le coefficient de poisson

E : module de déformation longitudinal du béton

G : module de déformation transversal du béton

C. Feuille de calcul :

• Rigidité flexionnelle des poutres :

$$-\rho_p = B_p / b_1 = E I_p / b_1$$

$$-I_p = I_0 + 8 (I_m - I_0) / 3\pi \quad \left\{ \begin{array}{l} I_m = 34224668.98 \text{ cm}^4 \\ I_0 = 48416339.79 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$I_p = 36370075.44 \text{ cm}^4$$

$$-\rho_p = 191421.44E$$

• Rigidité flexionnelle de la dalle :

$$-\rho_D = \rho_E = E I_D / L_1$$

$$I_D = L_1 \times d^3 / 12 \quad d: \text{épaisseur de la dalle} = 20 \text{ cm}$$

$$= 100 \times 20^3 / 12$$

$$I_D = 66666.67 \text{ cm}^4$$

$$-\rho_D = 666.67 /$$

• Paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}} \quad \text{Avec : } b=4.75\text{m et } l=24 \text{ m}$$

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

$\theta=0.81$

• **Rigidité de la dalle :**

$$\gamma_E = \gamma_D = C_E / L_0$$

$$C_E = C_D = 2 \times G \times I_D \quad \text{avec : } I_D = 66666.67 \text{ cm}^4 \text{ et } G = 0.416E$$

$$C_E = 55466.6E$$

• **Rigidité de la dalle dans le sens longitudinal :**

$$\gamma_D = \gamma_D = C_E / l_0$$

$$\gamma_D = \gamma_D = 554.66 E$$

• **Rigidité de la poutre :**

-Détermination des paramètres de la poutre équivalente

Section du table de compression:

$$85 \times 12 + (3 \times 26) / 2 + 3 \times 5 \times 2 + 5 \times 5 + 8 \times 24 = 1351 \quad 1351 / 85 = 15.89 \text{ cm}$$

Section du talon:

$$50 \times 15 + 13 \times 23 + 23 \times 24 = 1601 \quad 1601 / 50 = 32.02 \text{ cm}$$

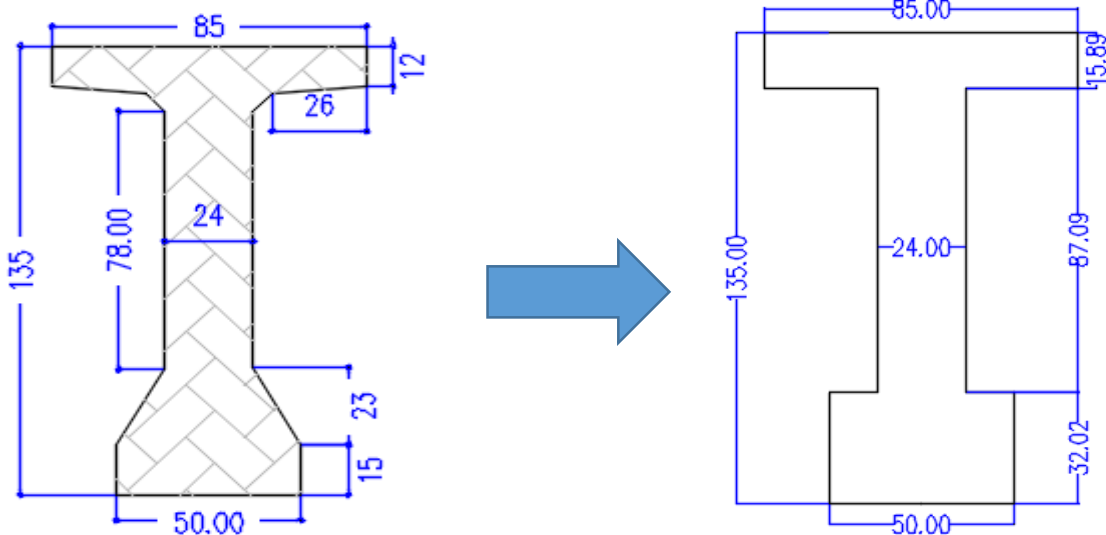


Figure VII.2. Section Equivalente

$$C_p = G / 3 \times [\sum b_i h_i + (b \times h^3 / 2)] / G = E / 2.4 = 0.416 E$$

$$C_p = (G/3) [(190 \times 0^3) / 2 + 50 \times 32.03^3 + 87.09 \times 24 + 85 \times 15.89]$$

$$C_p = 547238.9E$$

• **Rigidité de la poutre dans le sens longitudinal**

$$\gamma_p = C_p / b_1 / b_1 = 190 \text{ cm}$$

$$\gamma_p = 2880.2^E$$

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

- Paramètre d'entretroisement :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

$\alpha = 0.15$ α compris entre 0 et 1

Donc :

$\alpha = 0.15$

$\theta = 0.81$

VII.4.2. Calcul du moment fléchissant longitudinal :

VII.4.2.1. Calcul de k_0 , k_1 et $k\alpha$ POUR $\theta = 0.81$:

Vu que la valeur de θ trouvée est de 0,81, nous aurons besoin d'interpoler entre les valeurs des tables de GUYON -MASSONNET donnant les valeurs de K_0 et K_1 pour les valeurs de θ égales à 0.80 et 0.85, en utilisant les formules suivantes :

$$K_0(0,81) = K_0(0,80) + (0,81 - 0,80) / (0,85 - 0,80) * [(K_0(0,85) - K_0(0,80))]$$

$$K_1(0,81) = K_1(0,80) + (0,81 - 0,80) / (0,85 - 0,80) * [(K_1(0,85) - K_1(0,80))]$$

Les résultats sont inscrits dans les tableaux suivants :

- Pour : $\alpha = 0$ et $\theta = 0.80$

Tableau VII.2. Valeurs de K_0 pour $\alpha = 0$ et $\theta = 0.80$

$\theta = 0,8$	K_0							
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0	-0.2595	0.401	1.0595	1.6478	1.9348	1.6478	1.0595	0.401
b/4	-0.4898	0.0123	0.5394	1.1076	1.6478	1.9191	1.6383	1.0694
b/2	-0.4719	-0.1844	0.1348	0.5394	1.0595	2	2.0526	2.0353
3b/4	-0.353	-0.2834	-0.1844	0.0123	0.401	1.0694	2.0353	3.1419
b	-0.2094	-0.353	-0.4719	-0.4898	-0.2595	0.4362	1.8428	4.1195

- Pour : $\alpha = 0$ et $\theta = 0.85$

Tableau VII.3. Valeurs de K_0 pour $\alpha = 0$ et $\theta = 0.85$

$\theta = 0,85$	K_0							
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0	-0.3753	0.3351	1.0539	1.7161	2,0493	1.7161	1.0539	0.3351
b/4	-0.5289	-0.029	0.5074	1.1126	1,7161	2.0259	1.6839	1.0113
b/2	-0.4412	-0.1858	0.1081	0.5074	1,0539	1.6839	2.1214	2.0271
3b/4	-0.2663	-0.2409	-0.1858	-0.029	0,3351	1.0113	2.0271	3.1979
b	-0.0733	-0.2663	-0.4412	-0.5289	-0.3753	0.2705	1.7181	4.1963

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

- Pour : $\alpha=0$ et $\theta=0.81$

Tableau VII.4. Valeurs de K_0 pour $\alpha=0$ et $\theta=0.81$

$\theta=0,81$	K_0							
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0	-0,2827	0,3878	1,0584	1,6615	1,9577	1,6615	1,0584	0,3878
b/4	-0,4976	0,0040	0,5330	1,1086	1,6615	1,9405	1,6474	1,0578
b/2	-0,4658	-0,1847	0,1295	0,5330	1,0584	1,6474	2,0664	2,0337
3b/4	-0,3357	-0,2749	-0,1847	0,0040	0,3878	1,0578	2,0337	3,1531
b	-0,1822	-0,3357	-0,4658	-0,4976	-0,2827	0,4031	1,8179	4,1349

- Pour : $\alpha=1$ et $\theta=0.80$

Tableau VII.5. Valeurs de K_1 pour $\alpha=0$ et $\theta=0.80$

$\theta=0,80$	K_1							
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0	0,6259	0,7738	0,9802	1,2308	1,3841	1,2308	0,9802	0,7738
b/4	0,3923	0,5089	0,6812	0,9313	1,2308	1,4371	1,3426	1,1547
b/2	0,2516	0,3389	0,472	0,6812	0,9802	1,3426	1,6305	1,6381
3b/4	0,1695	0,2358	0,3389	0,5089	0,7738	1,1547	1,6381	2,1023
b	0,1177	0,1695	0,2516	0,3923	0,6259	0,9971	1,5588	2,3534

- Pour : $\alpha=1$ et $\theta=0.85$

Tableau VII.6. Valeurs de K_1 pour $\alpha=1$ et $\theta=0.85$

$\theta=0,85$	K_1							
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0	0,5852	0,7432	0,9723	1,2604	1,442	1,2604	0,9723	0,7432
b/4	0,3524	0,4703	0,6517	0,9242	1,2604	1,4941	1,3716	1,1478
b/2	0,217	0,3009	0,4343	0,6517	0,9723	1,3716	1,6897	1,6753
3b/4	0,1409	0,2019	0,3009	0,4703	0,7432	1,1478	1,6753	2,1851
b	0,0949	0,1409	0,217	0,3524	0,5852	0,9678	1,566	2,4385

- Pour : $\alpha=1$ et $\theta=0.81$

Tableau VII.7. Valeurs de K_1 pour $\alpha=1$ et $\theta=0.81$

$\theta=0,81$	K_1							
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0	-4,75	-3,5625	-2,375	-1,1875	0	1,1875	2,375	3,5625
b/4	0,6178	0,7677	0,9786	1,2367	1,3957	1,2367	0,9786	0,7677
b/2	0,3843	0,5012	0,6753	0,9299	1,2367	1,4485	1,3484	1,1533
3b/4	0,2447	0,3313	0,4645	0,6753	0,9786	1,3484	1,6423	1,6455
b	0,1638	0,2290	0,3313	0,5012	0,7677	1,1533	1,6455	2,1189

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

Calcul de coefficient de répartition de moment fléchissant k_α :

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

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta \quad \text{Si } 0.3 \leq \theta \leq 1$$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.5} \quad \text{Si } 1 \leq \theta \leq 2$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 - e [(0.065 - \theta)/0.665]$$

Pour notre cas on utilise la première formule

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta \Rightarrow K_\alpha = K_0 + 0.281 (K_1 - K_0)$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau VII.8. Valeurs de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour $\alpha=1$ et $\theta=0.81$

$\theta=0,81$	$K_{\alpha \text{ moy}}$								
y/e	-b=- 4.25	-3b/4= - 3.5625	-b/2= 2.375	-b/4= - 1.1875	0	b/4= 1.1875	b/2= 2.375	3b/4= 3.5625	b= 4.25
0	- 0,0296	0,4946	1,0360	1,5421	1,7998	1,5421	1,0360	0,4946	-0,0296
b/4=1.1875	- 0,2498	0,1437	0,5730	1,0584	1,5421	1,8022	1,5634	1,0846	0,5683
b/2=2.375	- 0,2661	- 0,0397	0,2236	0,5730	1,0360	1,5634	1,9472	1,9246	1,7455
3b/4=3.5625	- 0,1953	- 0,1333	- 0,0397	0,1437	0,4946	1,0846	1,9246	2,8625	3,6391
b=4.25	- 0,0992	- 0,1953	- 0,2661	- 0,2498	- 0,0296	0,5683	1,7455	3,6391	6,1339

Calcul de « $K_{\alpha \text{ moy}}$ » pour chacune des poutres pour $\theta=0,81$

Pour passer aux positions réelles des poutres, nous utiliserons l'interpolation entre leurs positions actives données précédemment, et les positions des bandes étudiées.

Tableau VII.9. Valeurs de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour chaque poutre

$\theta=0,81$	$K_{\alpha \text{ moy}}$								
Poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P₁	- 0,0296	0,4946	1,0360	1,5421	1,7998	1,5421	1,0360	0,4946	- 0,0296
P₂	- 0,2596	0,0337	0,3634	0,7671	1,2384	1,6589	310,0985	1,5886	1,2746
P₃	- 0,1761	- 0,1457	- 0,0850	0,0650	0,3897	0,9814	1,8888	3,0178	4,1380

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

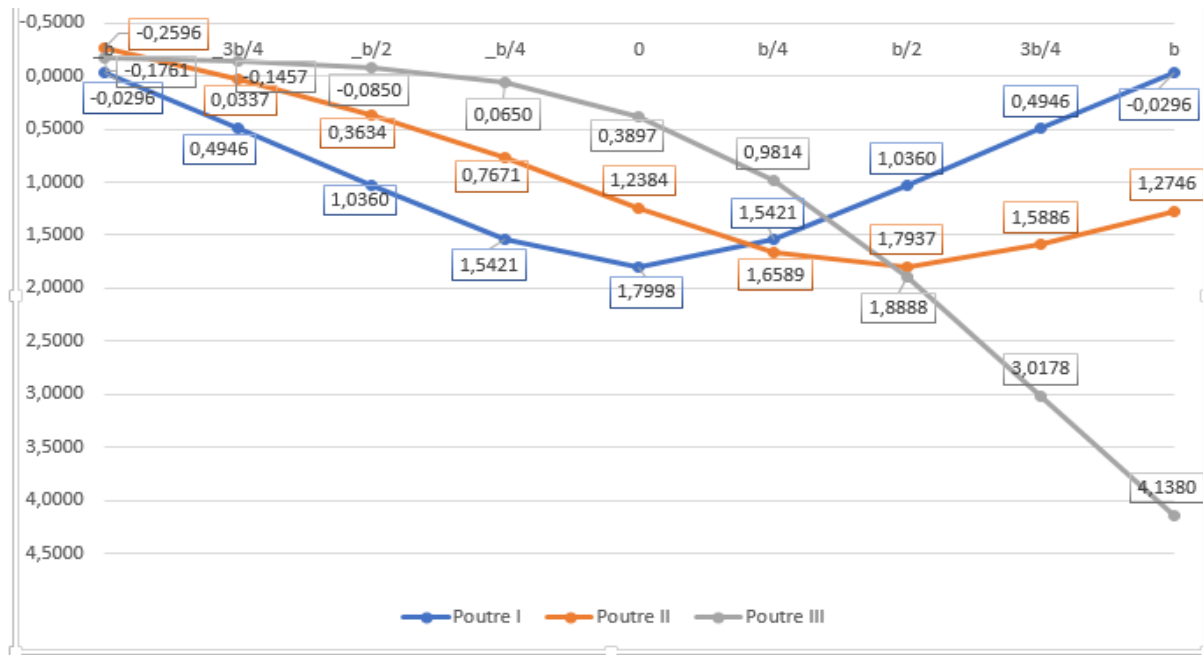


Figure VII.3. Variation de $K_{\alpha_{moy}}$ sur les poutres

VII.4.2.2. calcul de K_{α} pour chaque type de chargement :

On trace pour chaque poutre la ligne d'influence représentée par ces coefficients de répartition. L'ordonnée de chaque point du diagramme représente la valeur de K_{α} pour cette poutre quand une charge unitaire serait placée sur son abscisse. Le coefficient K_{α} représente le rapport entre le moment réel et celui obtenu par répartition équitable sur l'ensemble des poutres. On distingue deux types de chargement :

-Surcharge concentrée :

La valeur sera directement lue sur le graphe, on prendra la moyenne des valeurs trouvées

$$K_{\alpha} = (\sum P_i K_i / \sum P_i) = \sum K_i / n ; n : \text{nombre de charge}$$

-Charge uniformément répartie :

Pour les charges réparties la valeur du coefficient sera déterminée comme suit :

$$K_{\alpha} = S/L$$

S : aire du graphe sous la largeur chargée. Elle sera calculée par la fonction « Aire » sur Autocade.

L : largeur chargée.

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

Tableau VII.10. Position de chaque type de chargement dans le tablier

Type de chargement	Position
Le système A(L)	Sur la largeur chargeable
Le système Bc	partir 25 cm des bords de la largeur chargeable
Le système Bt	À partir de 50 cm des bords de la largeur chargeable
Le système Mc120	Au moins 50 cm des bordures
Le système D240	Au moins 1.9 m des bords de la largeur chargeable

- Le système A(L) :

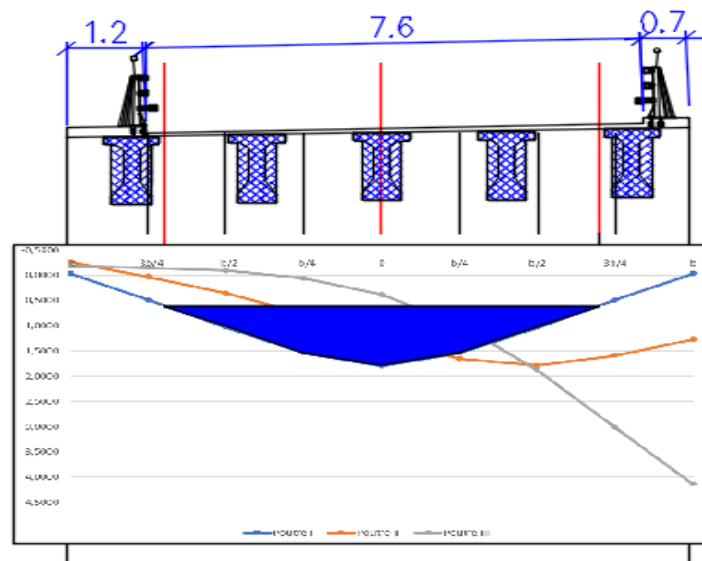


Figure VII.4. Variation de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour la poutre 1 sous charge A(L) (2 voies chargées)
Pour A(L) une voie chargée :

Tableau VII.11. Valeur de $k\alpha$ moyen de A(L) pour 1 Voie chargée

Poutre	Surface	Largeur chargée	$K_{\alpha \text{ moy}}$
P1	4.252	3.3	1.288
P2	5.339	3.3	1.617
P3	4.759	3.3	1.442

Pour A(L) deux voie chargée :

Tableau VII.12. Valeur de $k\alpha$ moyen de A(L) pour 2 Voie chargée

Poutre	Surface	Largeur chargée	$K_{\alpha \text{ moy}}$
P1	8.504	6.6	1.288
P2	7.579	6.6	1.148
P3	5.02	6.6	0.76

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

- Surcharge sur trottoir :

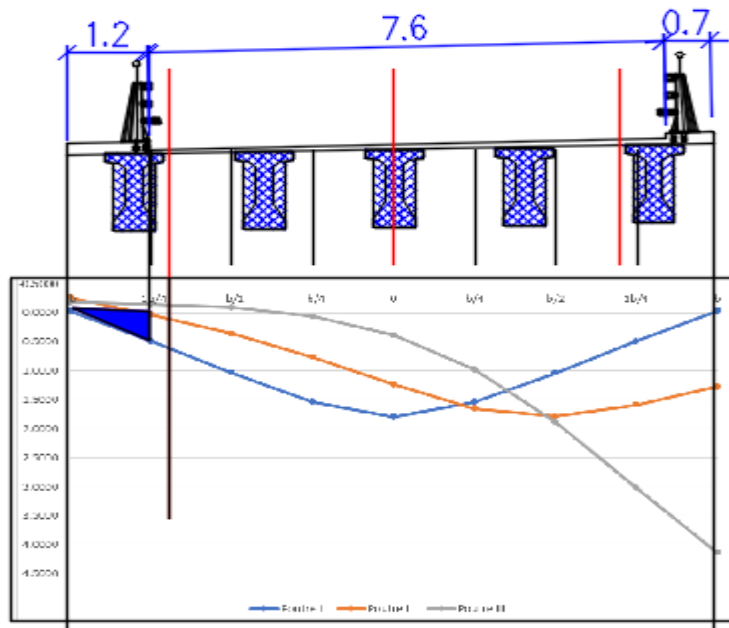


Figure VII.5. Variation de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour la poutre 1 sous surcharge sur trottoir

Tableau VII.13. Valeur de $k\alpha$ moyen de surcharge sur trottoir

Poutre	Surface	Largeur chargée	$K_{\alpha \text{ moy}}$
P1	0.275	1.2	0.23
P2	0.384	1.2	0.32
P3	0.417	1.2	0.3475

- Le système Bc:

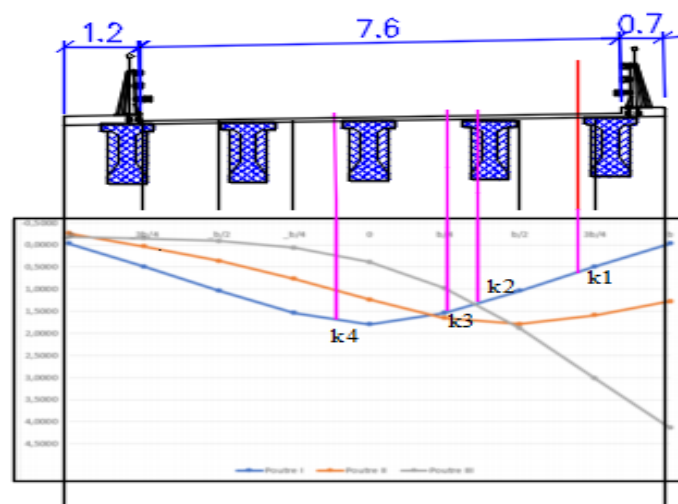


Figure VII.6. Variation de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour la poutre 1 sous charge Bc (2 voies chargées)

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

Tableau VII.14. Valeur de $k\alpha$ moyen de Bc pour 1camion

Poutre	K_1	K_2	K_α moy
P1	0.47	1.36	0.915
P2	1.6	1.8	1.7
P3	2.8	1.4	2.1

Tableau VII.15. Valeur de $k\alpha$ moyen de Bc pour 2camion

Poutre	K_1	K_2	K_3	K_4	K_α moy
P1	0.47	1.36	1.6	1.7	1.282
P2	1.6	1.8	1.65	1.1	1.537
P3	2.8	1.4	1.08	0.28	1.39

- Le système Bt:

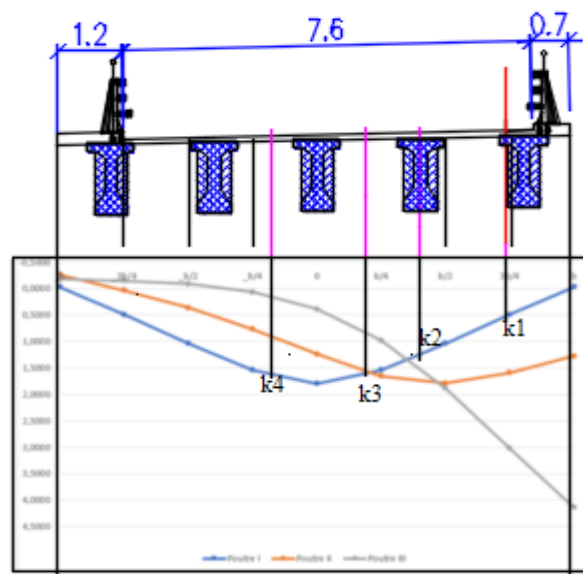


Figure VII.7. Variation de K_α moy pour la poutre 1 sous charge Bt (2 voies chargées)

Tab VII.16. Valeur de $k\alpha$ moyen de Bt pour 1 tandem

Poutre	K_1	K_2	K_α moy
P1	0.47	1.36	0.915
P2	1.6	1.8	1.7
P3	2.8	1.4	2.1

Tableau VII.17. Valeur de $k\alpha$ moyen de Bt pour 2 tandems

Poutre	K_1	K_2	K_3	K_4	K_α moy
P1	0.47	1.36	1.6	1.6	1.257
P2	1.6	1.8	1.58	0.41	1.347
P3	2.8	1.4	0.87	0.18	1.31

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

- Le système Mc120:

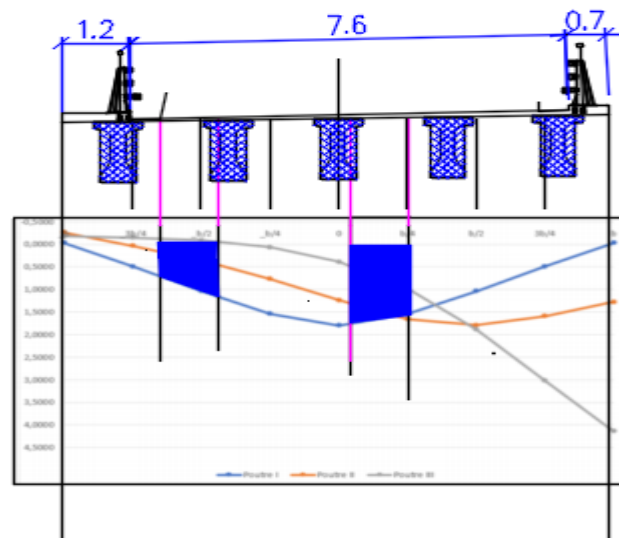


Figure VII.8. Variation de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour la poutre 1 sous charge Mc120

Tableau VII.18. Valeur de $k\alpha$ moyen de Mc120

Poutre	Surface	Largeur chargée	$K_{\alpha \text{ moy}}$
P1	2.592	2	1.296
P2	1.832	2	0.916
P3	0.82	2	0.41

- Le système D240 :

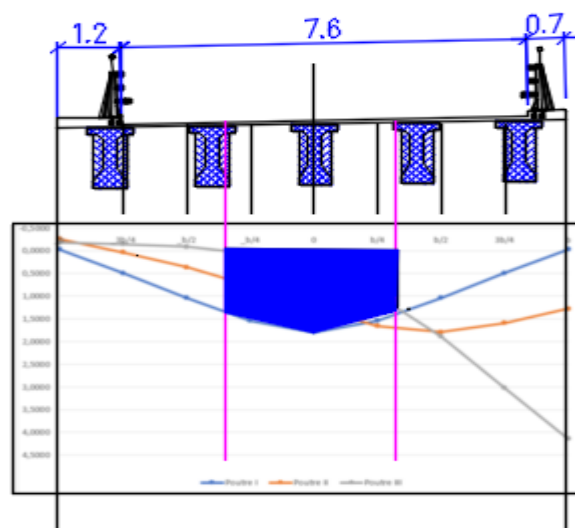


Figure VII.9. Variation de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour la poutre 1 sous charge D240

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

Tableau VII.19. Valeur de $K\alpha$ moyen de D240

Poutre	Surface	Largeur chargée	$K\alpha$ moy
P1	3.87	3.2	1.212
P2	3.29	3.2	1.029
P3	1.64	3.2	0.512

Tableau VII.20. Valeur de $K\alpha$ moy pour chaque poutre.

Désignation		Poutre I	Poutre II	Poutre III
		$K\alpha$ moy	$K\alpha$ moy	$K\alpha$ moy
A(L)	1 voie	1.288	1.617	1.442
	2 voies	1.288	1.148	0.76
St		0.23	0.32	0.3475
Bc	1 voie	0.915	1.7	2.1
	2 voies	1.282	1.537	1.39
Bt	1 tandem	0.915	1.7	2.1
	2 tandems	1.257	1.347	1.31
Mc120		1.296	0.916	0.41
D240		1.212	1.029	0.512

VII.4.2.3. Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges :

- Pour $x=0.25L$:

Tableau VII.21. Moment de chaque poutre à 0.25L

Désignation	Nombre de voie	$M_0(t.m)$	Poutre I		Poutre II		Poutre III	
			$K\alpha$	M réel	$K\alpha$	M réel	$K\alpha$	M réel
Surcharge A(L)	1 voie	45.435	1.288	58.52	1.617	73.468	1.442	65.517
	2 voies	90.882	1.288	117.056	1.148	104.332	0.76	69.07
Trottoirs		1.944	0.23	0.447	0.32	0.62	0.3475	0.675
Surcharge Bc	1 voie	43.164	0.915	39.495	1.7	73.378	2.1	90.644
	2 voies	80.581	1.282	103.304	1.537	123.852	1.39	112
Surcharge Bt	1 voie	36.024	0.915	32.961	1.7	61.24	2.1	75.65
	2 voies	72.981	1.257	91.737	1.347	98.305	1.31	95.605
Mc 120		89.893	1.296	116.501	0.916	82.072	0.41	36.85
D 240		129.96	1.212	157.511	1.029	133.72	0.512	67.709

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

- Pour $x=0.5L$

Tableau VII.22. Moment de chaque poutre à 0.5L

Désignation	Nombre de voie	$M_0(t.m)$	Poutre I		Poutre II		Poutre III	
			K_a	M réel	K_a	M réel	K_a	M réel
Surcharge A(L)	1 voie	60.588	1.288	78.037	1.617	97.97	1.442	87.36
	2 voies	121.176	1.288	156.074	1.148	139.11	0.76	92.09
Trottoirs		2.592	0.23	0.596	0.32	0.829	0.3475	0.9
Surcharge Bc	1 voie	53.217	0.915	48.534	1.7	90.468	2.1	111.75
	2 voies	99.346	1.282	127.361	1.537	152.694	1.39	138.082
Surcharge Bt	1 voie	47.097	0.915	43.093	1.7	80.064	2.1	98.903
	2 voies	95.412	1.257	119.93	1.347	128.519	1.31	124.989
Mc 120		136.645	1.296	177.091	0.916	125.166	0.41	56.024
D 240		176.427	1.212	213.82	1.029	181.53	0.512	90.33

VII.4.2.4. Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges :

- Pour $x=0$

Tableau VII.23. Effort tranchant de chaque poutre à 0L

Désignation	Nombre de voie	$T_0(t)$	Poutre I		Poutre II		Poutre III	
			K_a	T réel	K_a	T réel	K_a	T réel
Surcharge A(L)	1 voie	10.0968	1.288	13.004	1.617	16.32	1.442	14.559
	2 voies	20.196	1.288	26.01	1.148	23.18	0.76	15.34
Trottoirs		0.432	0.23	0.09	0.32	0.138	0.3475	0.15
Surcharge Bc	1 voie	11.136	0.915	10.189	1.7	18.93	2.1	23.38
	2 voies	20.789	1.282	26.65	1.537	31.95	1.39	28.89
Surcharge Bt	1 tandem	8.08	0.915	7.39	1.7	13.736	2.1	16.968
	2 tandems	16.37	1.257	20.577	1.347	22.05	1.31	21.44
Mc 120		21.27	1.296	27.56	0.916	19.48	0.41	8.72
D 240		29.4	1.212	35.63	1.029	30.252	0.512	15.05

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

- Pour $x=0.25L$

Tableau VII.24. Effort tranchant de chaque poutre à 0.25L

Désignation	nombre de voie	$T_0(t)$	Poutre I		Poutre II		Poutre III	
			K_a	T réel	K_a	T réel	K_a	T réel
Surcharge A(L)	1 voie	5.048	1.288	6.5	1.617	8.16	1.442	7.27
	2 voies	10.098	1.288	13.006	1.148	11.59	0.76	7.67
Trottoirs		0.216	0.23	0.049	0.32	0.069	0.3475	0.07
Surcharge Bc	1 voie	8.573	0.915	7.84	1.7	14.57	2.1	18.003
	2 voies	16.006	1.282	20.51	1.537	24.6	1.39	22.24
Surcharge Bt	1 tandem	6.004	0.915	5.49	1.7	10.2	2.1	13.86
	2 tandems	12.11	1.257	15.22	1.347	16.31	1.31	15.86
Mc 120		15.184	1.296	19.67	0.916	13.9	0.41	6.22
D 240		17.4	1.212	21.088	1.029	17.9	0.512	8.9

VII.4.2.5. Détermination de la poutre la plus sollicitée :

La poutre la plus sollicitée :

Tableau VII.25. Moment fléchissant maximum à l'ELS

Chargement	Commentaire	Moment fléchissant (t.m)
G	Poutre intermédiaire	225.244
D240	/	213.82
ELS	G+D240	439.064

Donc la poutre la plus sollicitée sous la combinaison **G+D240** est la **Poutre1**

$M_{max} = 439.064 \text{ t.m}$

VII.4.2.5. Combinaison de moment aux états limites :

Tableau VII.26. Combinaison de moment aux états limites

Combinaison de charge		
/		Moment P1 (t.m)
ELS	G+1,2 (A1+ St)	413.248
	G+1,2 (Bc+ St)	378.772
	G+Mc120	402.315
	G+D240	439.064

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

ELU	1,35G+1,6(AI+ St)	554.75
	1,35G+1,6(Bc+ St)	508.81
	1,35G+1.35Mc120	543.15
	1,35G+1,35D240	592.73

VII.5. Modélisation numérique :

VII.5.1. Introduction :

Modéliser une structure consiste à l'idéaliser en un système d'éléments appropriés qui permettent d'analyser le comportement avec une précision suffisante et un volume de calcul raisonnable.

VII.5.2. Modélisation de l'ouvrage :

VII.5.2.1. Modelé structurel :

Un modèle de calcul est établi avec l'aide des logiciels professionnels ROBOT 2014 pour analyser l'ensemble de l'ouvrage ou les éléments composants, de manière à réaliser l'automatisation de la conception, du calcul et de la vérification de la sécurité de l'ouvrage.

Pour l'analyse du tablier dans la direction longitudinale, on a utilisé un modèle de grille constituée par 5 poutres de 25 m de longueur également distribuée, formant une seule travée courante. Les poutres du modèle sont solidarifiées transversalement par une dalle de 20 cm d'épaisseur.

Rappelons que l'ouvrage est composé de 2 travées, identiques et indépendantes, que nous avons conduit à modéliser une seule travée pour évaluer les efforts.

VII.5.2.2. Les étapes de modélisation :

La modélisation en 3D de notre ouvrage passe par les étapes suivantes :

1. La déclaration des lignes de construction ;
2. La déclaration des nœuds ;
3. Relier les nœuds par des éléments rectilignes (Barre) ;
4. Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Béton) ;
5. Définition et affectation des différentes sections ;
6. Définition et affectation des différentes charges et surcharges ;
7. Définition des différentes combinaisons de charges ;
8. Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure ;
9. Analyse sous les différentes combinaisons de charges ;
10. L'exploitation des résultats obtenus.

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

VII.5.2.3. Modélisation des éléments de la structure :

Pour l'analyse globale de la structure on a réalisé un modèle FEM qui représente une seule travée, c'est à dire qu'on a modélisé les éléments du pont (Poutres, dalles). Le modèle FEM représente les éléments structurels ci-après

- **Les poutres :**

La structure géométrique de l'ouvrage est constituée par 5 poutres, celui-ci est décomposé en trois sections, qui sont : la section d'about, la section intermédiaire et la section médiane.

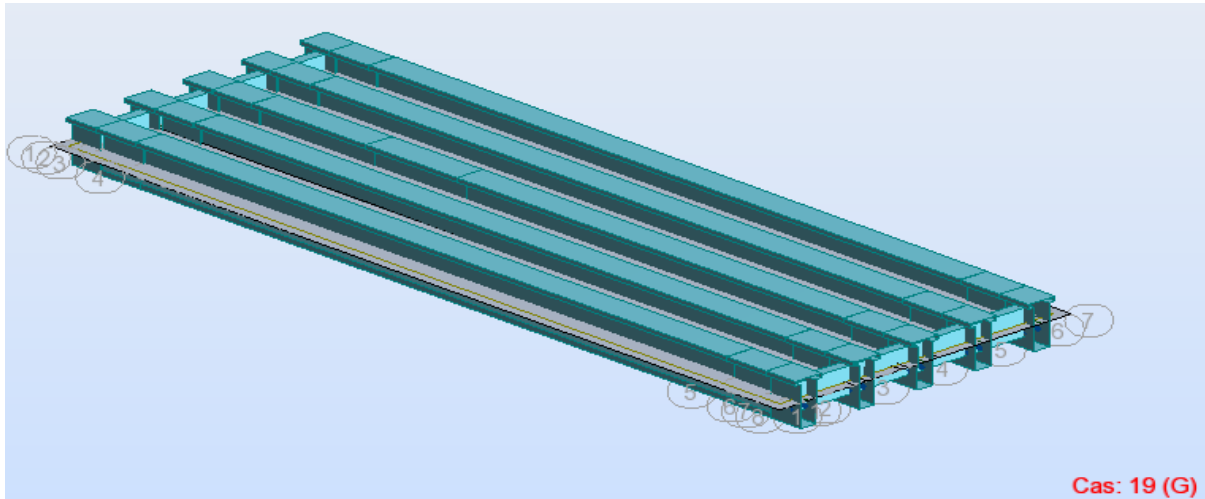


Figure VII.10. Modélisation des poutres.

- **L'hourdis**

La dalle a été modélisée en utilisant l'élément « Panneau » avec un maillage fin transversalement et longitudinalement.

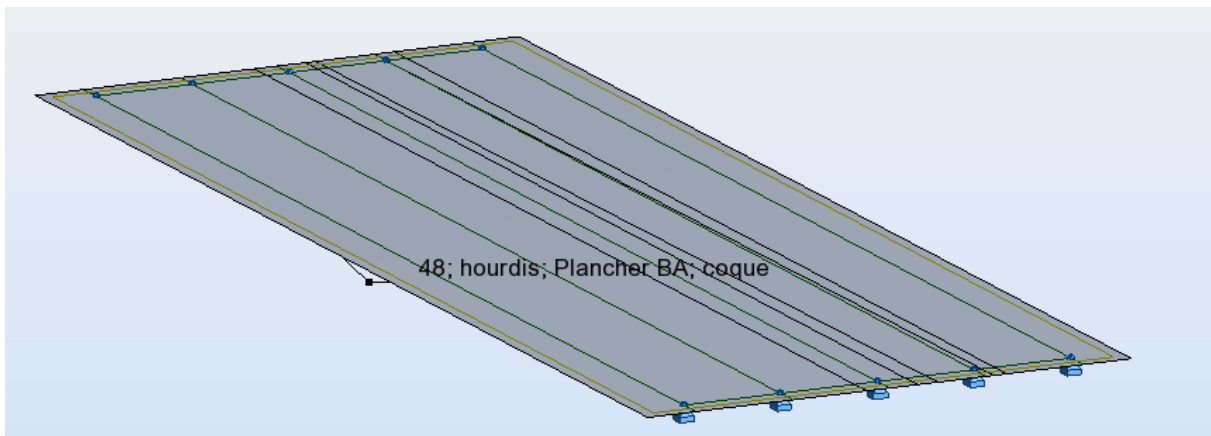


Figure VII.11. Modélisation de l'hourdis.

-

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

- Les appuis

Le système des supports du modèle est modélisé selon la disposition suivante :

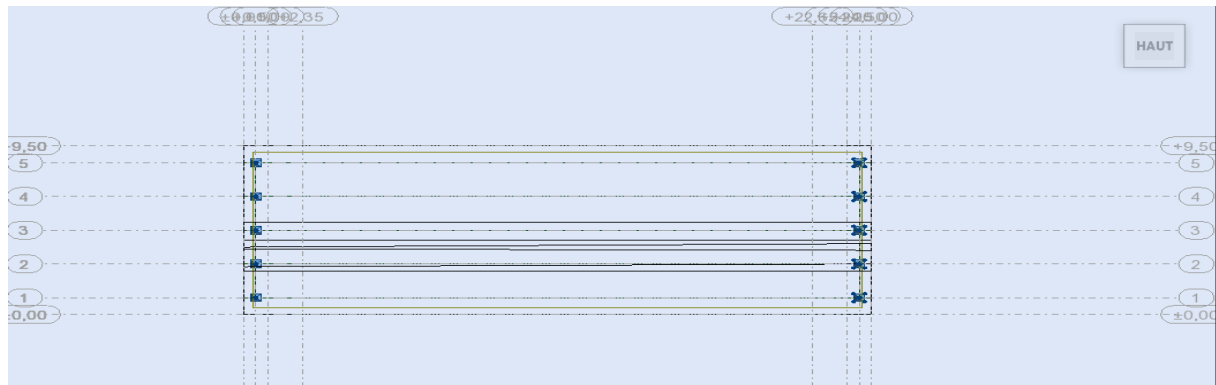


Figure VII.12. Modélisation des appuis.

On a utilisé deux types d'appuis :

Appuis simples ;

Appuis double.

VII.5.3. Modélisation des charges et surcharge :

VII.5.3.1. Définition des charges :

Les charges appliquées sur le modèle global de la structure sont :

- Les charges permanentes.
- Les surcharges dictées par RCPR, appliquées soit comme des charges statiques (A(l), St) soit comme des charges roulantes.

Ces charges sont définies dans le tableau suivant :

Tableau VII.27. Définition des charges et surcharges

Nom		Type	Description
G	PP	Charge permanente	Poids propre des poutres
	Hourdis		Poids propre de la dalle
	Revêtement		Poids propre de couche de revêtement
	Trottoir		Poids propre du trottoir
	Glissières +gardes corps		Poids des glissières de sécurité et gardes corps
	Corniche		Poids propre des corniches
A(l)		Charge d'exploitation statique	Charge statique du trafic A(l)
St			Charge statique sur les trottoirs
Bc		Charge d'exploitation mobile	Charge mobile - Camion
Mc120			Charge mobile - militaire
D240			Charge mobile - Exceptionnelle

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

VII.5.3.2. Affectation des charges :

- **Charges permanent :**

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, dalles) sont calculées automatiquement par le logiciel. Les autres charges permanentes « compléments de charges » sont appliquées comme suit :

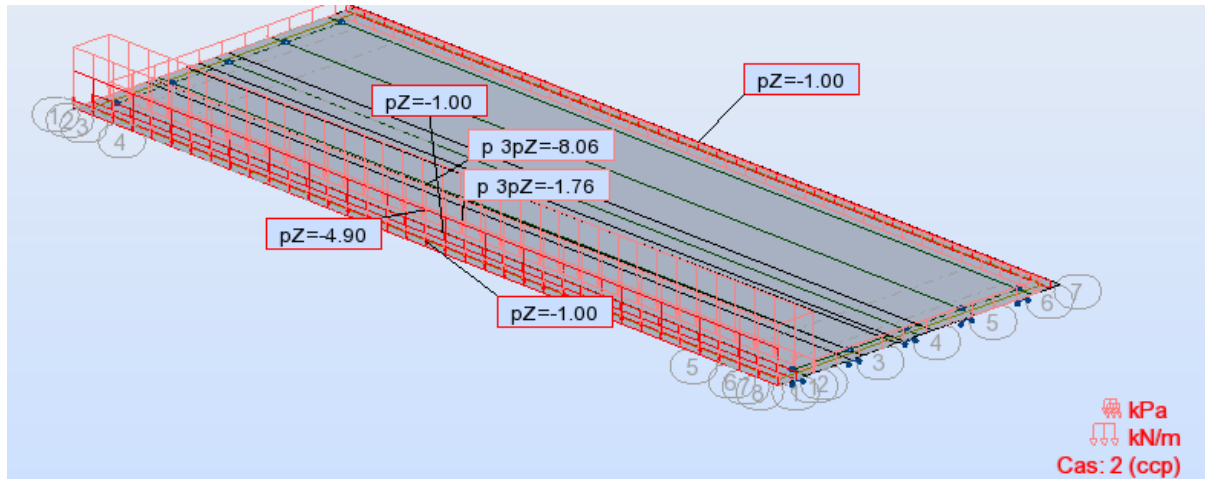


Figure VII.13. Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale.

- **Surcharge A(L) :**

Les surcharges A(l) sont modélisées comme des charges réparties sur toute la largeur chargeable.

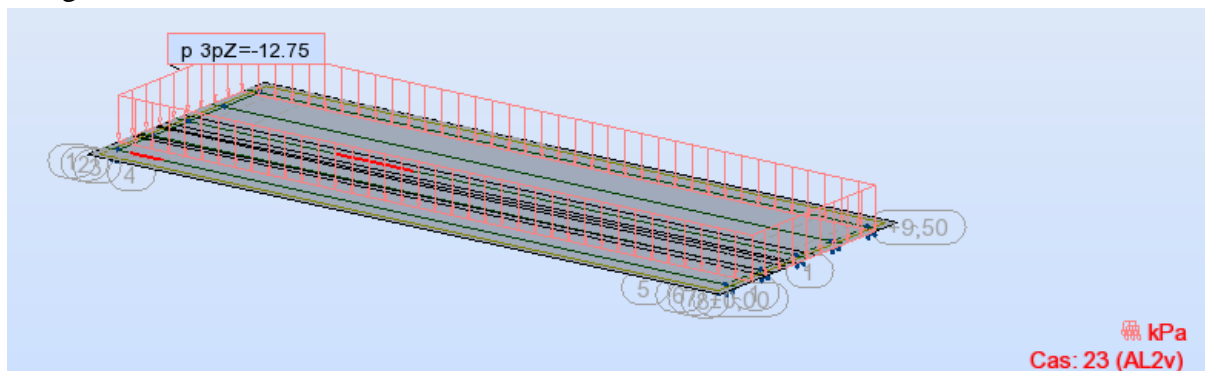


Figure VII.14. Affectations des charges type A(L).

- **Surcharge ST :**

Les surcharges St sont modélisées comme des charges réparties sur tout le trottoir

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

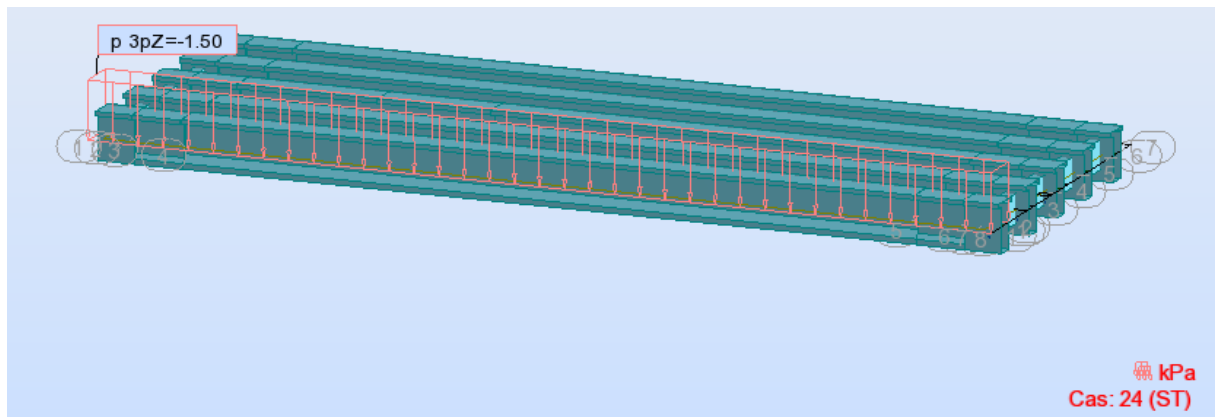


Figure VII.15. Affectations des surcharges ST.

- **Les charges mobiles :**

Les charges (Bc, MC120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée. Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous :

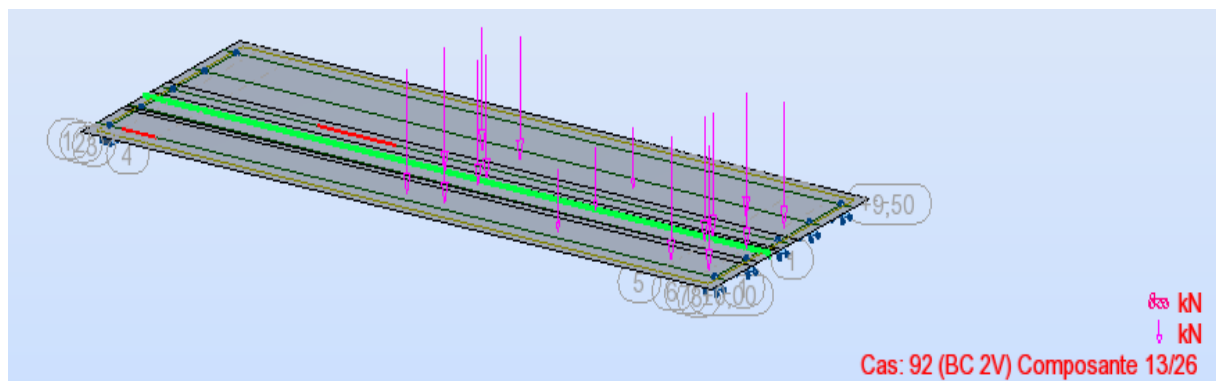


Figure VII.16. Affectations des surcharges Bc.

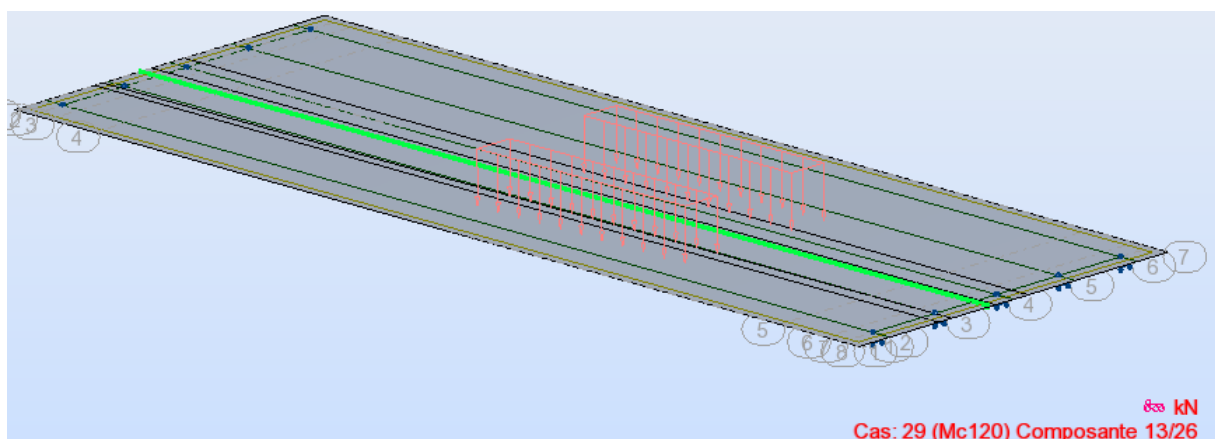


Figure VII.17. Affectations des charges type Mc120.

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

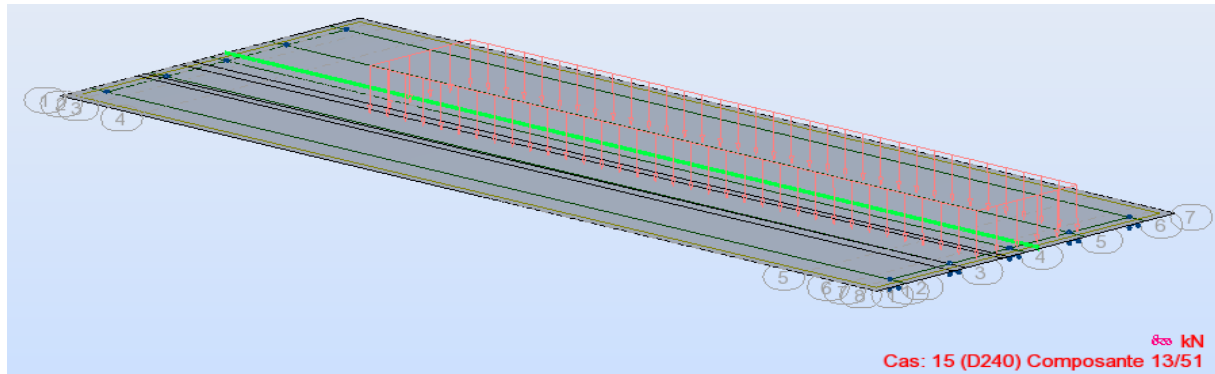


Figure VII.18. Affectations des charges type D240

VII.5.4. Résultats :

Tableaux récapitulatifs des valeurs maximales obtenues par le calcul numérique

Tableau VII.28. Résultats de calcul numérique fait par ROBOT

Chargement	Moment (Kn.m) (par poutre)	Effort tranchant (Kn) (par poutre)
Poids propre	1508.8	254.81
CCP	815.91	145.56
Charge permanente	2324.8	398.22
St	68.32	12.62
Al (2 voies chargées)	1312.97	215.74
Bc (2voies chargées)	1138.17	299.71
Mc120	1572.8	300.54
D240	2102.08	390.53

Tableaux récapitulatifs des combinaisons des charges :

Tableau VII.29. Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique

Combinaison	Moment(Kn.m) (par poutre)	Effort tranchant (Kn) (par poutre)
ELS : G + 1.2 (Al + St)	3573.90	583.18
ELS : G + 1.2 (Bc + St)	3584.72	616.53
ELS : G + Mc120	3768.59	630.75
ELS : G + D240	3954.43	699.01
ELU : 1.35G + 1.6 (Al + St)	4819.92	787.53
ELU : 1.35G+1.6 (Bc + St)	4836.15	832.06
ELU : 1.35 (G+Mc120)	5087.36	827.76
ELU : 1.35 (G+D240)	5339.12	943.66

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

Les résultats nécessaires pour la suite de calcul sont présentés dans les figures suivantes :

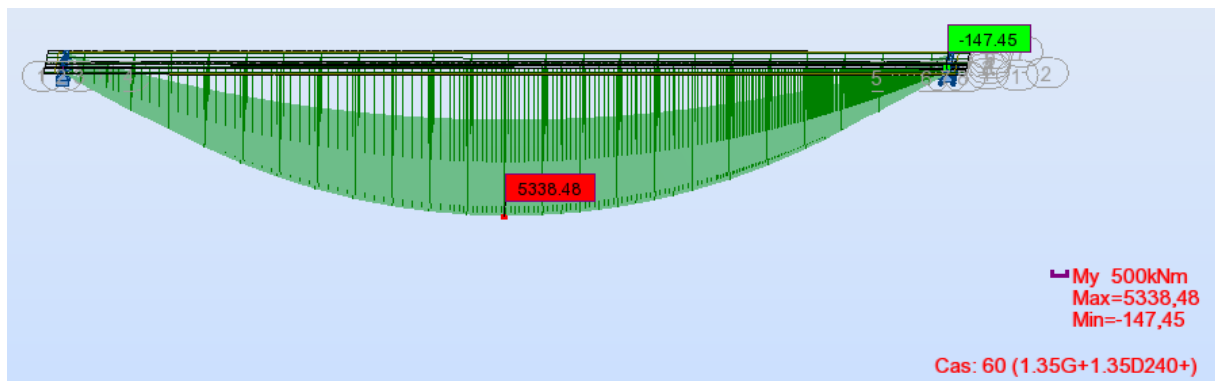


Figure VII.19. Moment max à l'ELU obtenu par ROBOT

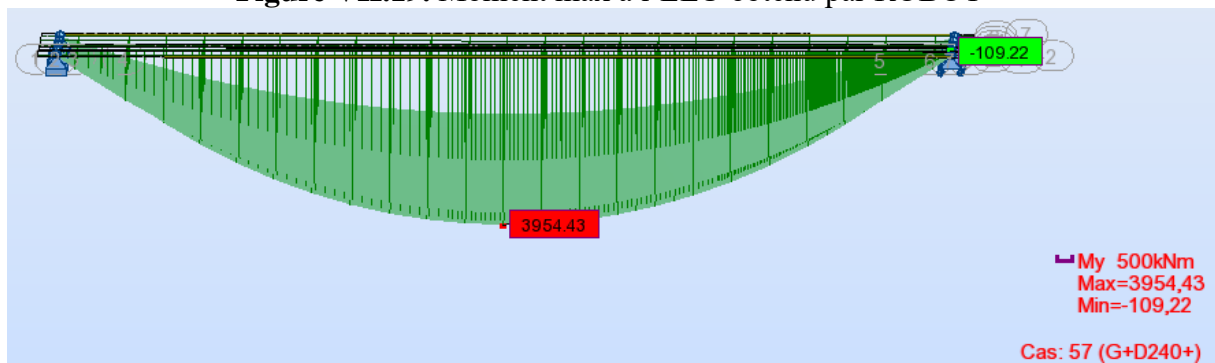


Figure VII.20. Moment max à l'ELS obtenu par ROBOT

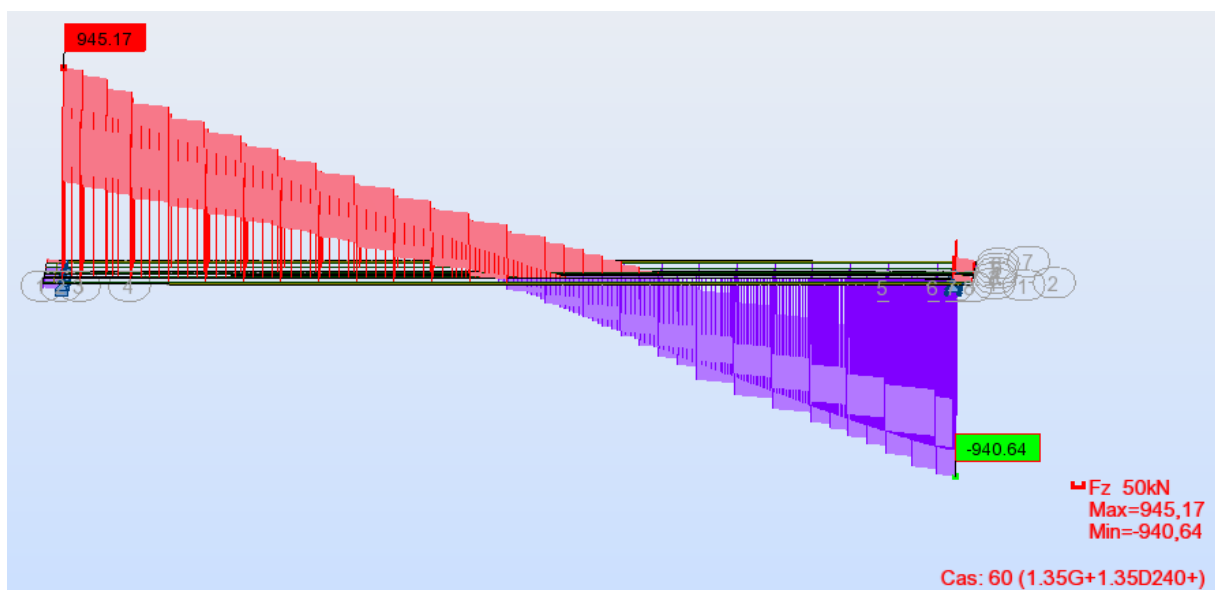


Figure VII.21. Effort tranchant max à l'ELU obtenu par ROBOT

Chapitre VII : Répartition transversale des efforts

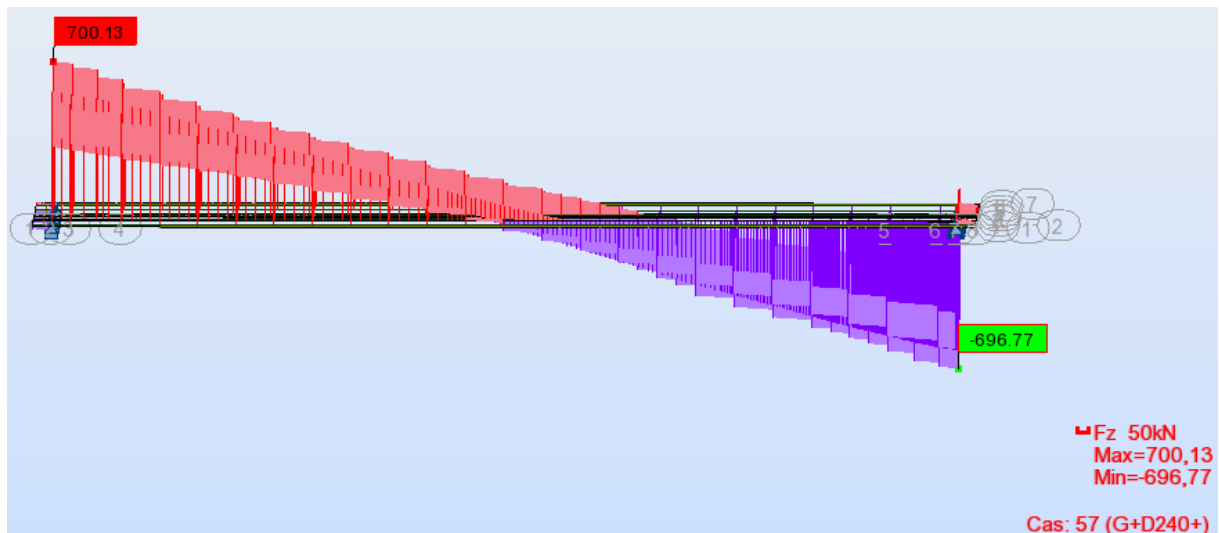


Figure VII.22. Effort tranchant max à l'ELS obtenu par ROBOT

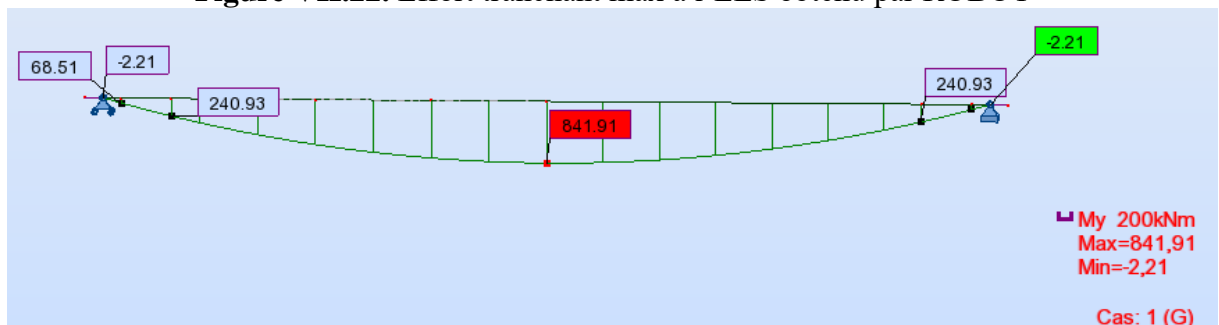


Figure VII.23. Moment max de la poutre seule.

VII.5.5. Conclusion :

Après avoir fait l'étude transversal et longitudinal nous concluons que la poutre 1 est défavorable, son moment nous permettra de ferrailer nos poutres convenablement. En comparant ce moment fait manuellement et celui fait avec ROBOT, on constate une légère différence, de ce fait on adopte celui fait par le logiciel fondé par la méthode des éléments finis qui reste une méthode plus fiable.

Chapitre VIII :

Etude de la précontrainte

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

VIII.1. Introduction :

Le principe du béton précontraint est d'exercer un traitement mécanique qui consiste à appliquer de façon artificielle et volontaire un système d'efforts permanents de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage. Ces efforts de traction n'engendrent qu'une décompression du béton, à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction ultérieure. Dans la suite de ce chapitre on va l'étudier étape par étape.

VIII.2. Dimensionnement de la précontrainte :

VIII.2.1. Caractéristique et données :

Les caractéristiques pris en considération sont notées comme suit :

- **Pour les câbles :**

- Type de câble : 12T15 (douze torons avec un diamètre de 15 mm) ;
- Aire nominal de l'acier : $A_p=1800 \text{ mm}^2$;
- Diamètre de la gaine : $\phi=80 \text{ mm}$;
- Tension minimale de rupture $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$;
- Contrainte élastique de garantie $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$;
- Relaxation à 1000 heures : $\phi_{1000} = 2.5 \%$;
- Module d'élasticité : $E_p = 190000 \text{ MPa}$.

- **Pour les moments :**

Tableau VIII.1. Valeurs des efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte

Moments fléchissant			
Mmax	Mmin	ΔM	Mp : moment de la poutre seule (t.m)
395	148	247	84.1
Valeurs considérées en MN.m			
3.95	1.48	2.47	0.84
Efforts tranchants MN			
Vmax (G+ D240)		Vmin (G)	
0.72		0.4	

- **Pour la poutre**

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre à mi travée

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Tab VIII.2. Rappel des caractéristiques géométriques de la poutre

	Section médiane	
	Sans hourdis	Avec hourdis
B_{brute} (m²)	0.476	0.908
B_{nette} (m²)	0.452	0.861
V (cm)	64.15	49.2
V' (cm)	70.85	105.7
I/g net (m⁴)	0.1	0.223
P (%)	48.6	49.5
H (m)	1.35	1.55
d_i = 10%H (m)	0.135	0.155
e = - (V'-d') (m)	-0.55	-0.9021

- Pour les contraintes admissibles en classe II :
D'après le BPEL 91

Tableau VIII.3. Contraintes admissibles

	Contraintes admissibles du béton	
	A vide	En service
En compression	$\sigma_{cs} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$	$\sigma_{ci} = 0,5 f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$
En traction	$\sigma_{ts} = - 1,5 f_{t28} = -4,05 \text{ MPa}$	$\sigma_{ti} = - f_{t28} = -2,7 \text{ MPa}$

VIII.2.2. Force et excentricité de la précontrainte :

La valeur du précontraint minimal est obtenue par l'expression suivante :

$$P_{\min} = \max [P_I, P_{II}]$$

P_I : c'est la force minimale en section sous critique ;

P_{II} : c'est la force minimale en section sur critique.

Section sous critique

$$P_I = \frac{\Delta M}{p \cdot h} + \frac{B}{h} (\sigma_{ti} \cdot v + \sigma_{ts} \cdot v')$$

Section sur critique

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + p \cdot B \cdot v \cdot \sigma_{ti}}{p \cdot v + v' - d_i}$$

On aura

$$P_I = 3.21 \text{ MN}$$

et

$$P_{II} = 3.45 \text{ MN}$$

$P_{II} > P_I$: notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_I n'est plus suffisant.

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

$$P_{\min} = P_{II} = 3.45 \text{ MN}$$

Calcul de l'excentricité moyenne : $e_0 = - (v' - d_i)$

$$e_0 = -0,9021 \text{ m}$$

VIII.2.3. Calcul du nombre de câbles :

- **A mi-travée :**

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre à mi-travée avec hourdis.

Dans le cas de la post-tension, la valeur de la précontrainte maximale à l'origine exercée par un câble ne doit pas dépasser la plus faible des deux valeurs :

$$P_0 = \min \{0.8 * f_{prg} * A_p; 0.9 * f_{peg} * A_p\}$$

$$P_0 = \min \{2.53 ; 2.5\} \longrightarrow P_0 = 2.5 \text{ MN}$$

Nous estimons les pertes de précontrainte total à 25% de P_0 donc :

$$P_{\min} \leq n * 0.75 * P_0 \Rightarrow n \geq \frac{P_{\min}}{0.75 * P_0} = 1.84 \Rightarrow n = 2$$

Nous aurons **2 câbles** de **12T15** à mi travée.

- **A l'about :**

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi-travée.

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P_0

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivantes :

Fibre supérieure : $\overline{\sigma}_{\text{sup}} \geq \sigma_{\text{bt}}$

Fibre inférieure : $\sigma_{\text{inf}} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}}$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g \cdot V}{I_n} + P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I_n} \right) \geq \sigma_{\text{bt}} = -1.5 f_{tj} \quad (\text{BPEL 91}) \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_g \cdot V'}{I_n} + P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V'}{I_n} \right) \leq \sigma_{\text{bc}} = 0.6 f_{cj} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = 9.48 + P(-1.33) \geq -4.05. \\ \sigma_{\text{inf}} = -10.47 + P(6.08) \leq 21. \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} \rightarrow P = 4.41 \text{ MN}. \\ \sigma_{\text{inf}} \rightarrow P = 6.98 \text{ MN}. \end{cases}$$

Donc : $P = 4.41 \text{ MN}$. et $P_0 = 2.5 \text{ MN}$.

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

$$N = P / P_0 = 1.76.$$

Donc on place 2 de 12T15 câbles à l'about.

VIII.2.4. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte :

Nous vérifions que P_0 n'est pas excessif afin d'éviter le surplus de câble. Sachant qu'on avait estimé les pertes à 25% de P_0 donc :

$$P_{min} = P_0 - \Delta P = 0.75 P_0$$

$P_{min} * n \leq \sigma_{bc} * B_n - \Delta M_{ph}$ avec : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$ (en construction)

$$3.75 \leq 8.46 \text{ MN}$$

Donc la condition est **vérifiée**

VIII.2.5. Vérification des contraintes normales

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi-travée.

On vérifie les contraintes normales par les relations suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{M_g.V}{I_n} + P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I_n} \right) \geq \sigma_{bt} = -1.5 f_{tj} \quad (\text{BPEL 91}) \\ \sigma_{inf} = \frac{M_g.V'}{I_n} + P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V'}{I_n} \right) \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} \end{cases}$$

P : Effort de précontrainte ($P = \text{nb câble} * (P_0 - \% \text{ Pertes de } P_0) * \% \text{ Mise en tension}$)

- **Première étape :**

-Après le septième jour, la mise en tension est 50 %.

-Les pertes considérées sont de 5 %.

$$P = 2 * 2.5 * (1 - 0.05) * 0.5 = 2.37 \text{ MN.}$$

$$f_{c7} = \frac{j * f_{c28}}{4.76 + 0.83j} = 23.178 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c7} = 13,91 \text{ MPa}$$

$$f_{t7} = 0.6 + 0.06 f_{c7} = 1.99 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bt} = -1,5 f_{t7} = -2,99 \text{ MPa}$$

- **Deuxième étape :**

-La mise en tension des câbles est de 100% à 28 jours.

-Les pertes considérées sont de 10 %.

- **Troisième étape :**

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase :

-Efforts dus à la deuxième phase.

-Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Le tableau suivant récapitule les vérifications faites pour chaque étape :

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Tableau VIII.4. Vérification des contraintes normales sur les différentes étapes

Désignation	Etape 01	Etape 02	Etape 03	
			A vide	En charge
% Des pertes	5%	10%	/	/
Mise en tension	50%	100%	/	/
M	0,84	0,84	/	/
P0	2,5	2,5	/	/
P	2.37	4.50	/	/
V	0,641	0,6415	/	/
V'	0,708	0,7085	/	/
di	0,135	0,135	/	/
e0	-0,55	-0,55	/	/
Bn	0,452	0,452	/	/
In	0,1	0,1	/	/
σ_{sup}	2.17	-0.70	/	/
σ_{bt}	-2,99	-4,05	/	/
σ_{inf}	8.56	21.54	/	/
σ_{bc}	13,91	21,00	/	/
Vérification	Vérifiée	N'est pas vérifiée	/	/

On a une contrainte de compression dans la fibre inférieure qui dépasse la contrainte limite, on peut remédier ce problème en changeant le type du câble en 12T15 à 8T15 (huit torons avec un diamètre de 15 mm)

Répetons les calculs précédents nous aurons **3 câbles de 8T15** à mi travée et au niveau del'about.

⇒ La borne supérieure de la précontrainte est vérifié après cette modification.

⇒ Vérification des contraintes normales

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Tableau VIII.5. Vérification des contraintes normales sur les différentes étapes

Désignation	Etape 01	Etape 02	Etape 03	
			A vide	En charge
% des pertes	5%	10%	15%	25%
Mise en tension	50%	100%	100%	100%
M	0,84	0,84	1.48	3.95
P0	1.67	1.67	1.67	1.67
P	1.58	3.00	4.25	3.75
V	0,641 5	0,6415	0.492	0.492
V'	0,708 5	0,7085	1.057	1.057
di	0,135	0,135	0.155	0.155
e0	-0,553	-0,553	-0.902	-0.902
Bn	0,456	0,456	0.86	0.86
In	0,1	0,1	0.223	0.223
σ_{sup}	3.30	1.43	2.20	6.82
σ_{bt}	-2,99	-4,05	-4.05	-4.05
σ_{inf}	3.73	12.38	16.00	1.69
σ_{bc}	13,91	21,00	21.00	21.00
Vérification	Vérifié	Vérifiée	Vérifié	Vérifiée

Vérification des contraintes normales sur les différentes étapes

Les hypothèses considérées (tension de câbles, pertes) vérifient les contraintes normales en chaque phase donc on peut les adopter.

VIII.3. Disposition constructive des câbles :

VIII.3.1. Section d'about :

Disposition des câbles : le câble moyen près du centre de gravité puisque $M = P \cdot e_0 \approx 0$

Pour un espacement 0.3 entre 2 plaques d'ancrage on aura

$$d_1 = 0.4m \quad ; \quad d_2 = 0.7 \quad ; \quad d_3 = 1.0$$

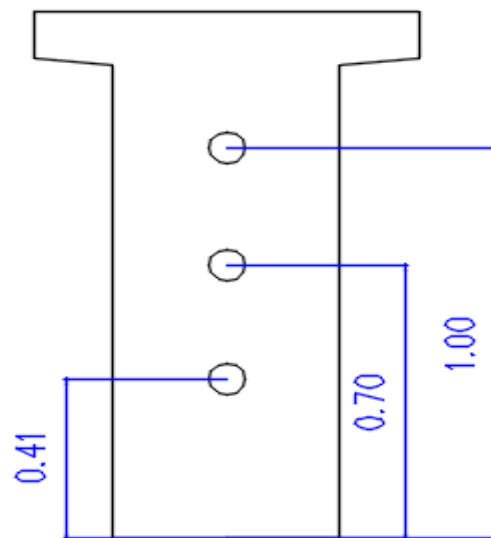


Figure VIII.1. Disposition des câbles à l'about

VIII.3.2. Section médiane :

Pour la disposition :

$$\phi_1 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 1.5 \times 0.08$$

$$\phi_1 = 0.12 \text{ m.}$$

$$\phi_2 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} + \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times 0.08$$

$$\phi_2 = 0.20 \text{ m.}$$

$$\phi_3 \geq 3 \times \phi_{\text{gaine}} + 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 4.5 \times \phi_{\text{gaine}}$$

$$\phi_3 = 0.36 \text{ m. on prend } \phi_3 = 0.36 \text{ m.}$$

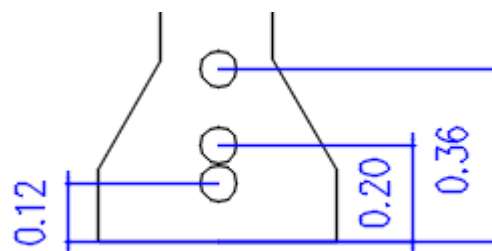


Figure VIII.2. Disposition des câbles dans la section médiane

VIII.3.3. Trace des câbles :

Les câbles de précontrainte doivent être conçus de manière à pouvoir remplir leur fonction pendant toute la durée d'utilisation de l'ouvrage. Leur tracé comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Le tableau suivant résume les abscisses et les angles en différentes sections des trois câbles :

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Tableau VIII.6. Les positions exactes des câbles

Position (m)		0	L/8	L/4	3L/8	L = 12.5
Caractéristiques						
Cable 1	Y _i	0.12	0.14	0.19	0.29	0.41
	α _i (deg)	0	1.00	1.66	2.22	2.55
Cable 2	Y _i	0.20	0.23	0.32	0.48	0.71
	α _i (deg)	0	1.72	2.86	3.82	4.40
Cable 3	Y _i	0.36	0.39	0.52	0.72	1.01
	α _i (deg)	0	2.19	3.66	4.89	5.63

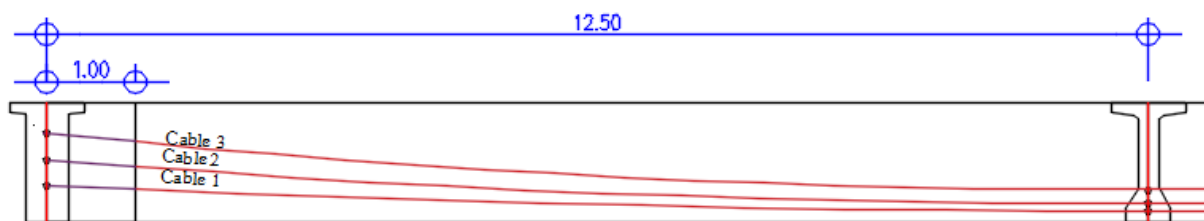


Figure VIII.3. Trajectoire des câbles

VIII.3.4. La vérification de l'angle de relevage selon le BPEL

L'angle de relevage α est donné par la formule suivante :

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

Telle que :

P : Effort de précontrainte = $0,68 * n * P_0 = 0,68 * 2 * 1,993 = 2,71 \text{ MN}$

V_M : L'effort tranchant le plus défavorable : $V_M = T_{\max} (G + D_{240})$

$V_M = 0,72 \text{ MN}$

V_m : L'effort tranchant sous poids propre : $V_m = T_{\min} (G) = 0,4 \text{ MN}$

\bar{V} : Effort tranchant limite supportée par la section d'about :

$$\bar{V} = \bar{r} * b_n * 0,8 * h$$

Avec :

h : hauteur de la poutre et l'hourdis = 1,55 m

b_n : largeur nette = $b_0 - m K \phi = 0,31 \text{ m}$

$$\begin{cases} m = 1 : \text{nombre de gaines par lit ;} \\ K = 0,5 \text{ pour des gaines injectées au coulis de ciment ;} \\ b_0 = 0,44 \text{ m} \\ \phi = 0,08 \text{ m.} \end{cases}$$

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

τ : Contrainte tangentielle limitée en état limite de service : $\tau = \left[0.4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) \right]^{1/2}$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre : $\sigma_x = \frac{P}{Bn(p+d)}$

Avec $B_n = B(p+d) - n \frac{\pi \varphi^2}{4}$ et $f_{t28} = 2.7 \text{ Mpa}$

$B_n = 0.987 \text{ m}^2$ ($n=3$) $\rightarrow \sigma_x = 3.80 \text{ MPa}$

$\rightarrow \tau = 2.65 \text{ Mpa}$; donc : $V = 1.02 \text{ MN}$

D'où :

$$-4.56 \leq \alpha \leq 22.226$$

$$-4.56 \leq (2.55 ; 4.40 ; 5.63) \leq 22.226$$

$$-4.56 \leq 4.19 \leq 22.226$$

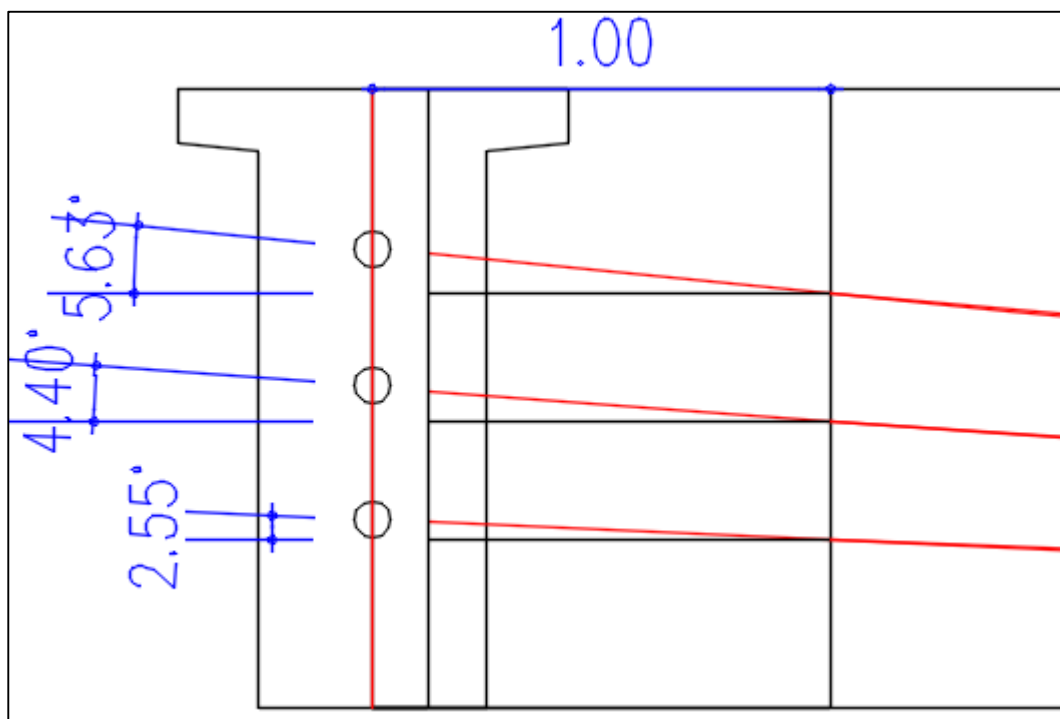


Figure VIII.4. Les angles de relevage

VIII.4. Caractéristiques nettes et homogènes de la section :

VIII.4.1 Caractéristique géométrique nette :

$B_n = B_{br} - nB_g$ Avec $B_g = \frac{\pi \varphi^2}{4}$: $\left\{ \begin{array}{l} n : \text{nombre de trous} \\ \varphi : \text{diamètre de la gaine} \end{array} \right.$

$$v'_{net} = \frac{v'_{br} * B_{br} - B_g * \sum y_i}{B_{net}}$$

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

$$I_n = I_{br} - B_{br} (V'_n - V'_{br})^2 - [B_g \sum (y_i - V'_n)^2]$$

$$\rho_{net} = \frac{I_{net}}{V'_n * V_n * B_n}$$

Les résultats de la poutre seule et la poutre plus dalle sont représentés respectivement dans le Tableau suivant :

Tableau VIII.7. Caractéristiques géométriques nettes de la poutre sans et avec hourdis

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1035	1.55	1.35	1.55	1.35	1.55	1.35	1.55
B_{nette} (m²)	0.7050	1.1370	0.4610	0.8930	0.4610	0.8930	0.4610	0.8930
v_n (m)	0.636	0.562	0.632	0.485	0.629	0.483	0.628	0.483
v'_n (m)	0.7140	0.9880	0.7180	1.0650	0.7210	1.0670	0.7220	1.0670
I_{nG} (m⁴)	0.1170	0.2570	0.1000	0.2120	0.0960	0.2130	0.0970	0.2120
ρ (%)	36.55	40.71	47.80	45.96	45.92	46.28	46.41	46.07

VIII.4.2 Caractéristique géométrique homogènes :

$$B_h = B_n + K \times n \times A_p$$

Avec :

K = 5 : nombre d'équivalence

N : nombre de trous

A_p : section des câbles

$$V'_h = \frac{B_n * V'_n + 5 * A_p * \sum y_i}{B_h}$$

$$I_h = I_n + B_n (V'_h - V'_n)^2 + 5 \sum (V'_h - y_i)^2 A_p$$

$$\rho = \frac{I_h}{V'_h * V_n * B_n}$$

Les caractéristiques géométriques homogènes de la poutre seule ainsi la poutre + dalle sont données dans le tableau suivant :

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Tableau VIII.8. Caractéristiques géométriques homogènes de la poutre sans et avec hourdis

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
B_{nette} (m²)	0.7350	1.1680	0.4910	0.9230	0.4910	0.9230	0.4910	0.9230
v_n (m)	0.603	0.536	0.621	0.475	0.624	0.476	0.625	0.477
v'_n (m)	0.7470	1.0140	0.7290	1.0750	0.7260	1.0740	0.7250	1.0730
I_{nG} (m⁴)	0.1170	0.2570	0.1000	0.2120	0.0960	0.2130	0.0970	0.2120
ρ (%)	35.34	40.48	44.99	44.98	43.16	45.14	43.60	44.88

VIII.5. Calcul des pertes :

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

1-Les pertes instantanées : Se produisent dans un temps relativement court, Elles sont dues :

- Au frottement ;
- Au recul à l'ancrage ;
- Par déformation instantanée du béton.

2-Les pertes différées : Elles proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes. Elles sont dues :

- Au retrait du béton ;
- Au fluage ;
- A la relaxation des aciers.

VIII.5.1 Les pertes instantanées :

- **Pertes par frottement**

L'expression de la tension le long du câble et les pertes sont données par les relations suivantes :

$$\sigma p(x) = \sigma p_0 [1 - f \alpha(x) - \varphi \cdot x]$$

$$(\Delta \sigma p) = \sigma p_0 - \sigma p(x)$$

σp_0 : Tension à l'origine. $\sigma p_0 = 1488$ Mpa

F : Coefficient de frottement en courbe et vaut 0.18 rad^{-1}

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

α : La déviation angulaire du câble à une distance (x) de l'origine. $\alpha(x) = |\alpha(x) - \alpha(0)|$

$\alpha(x)$: angle du câble à une distance (x)

φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur. $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$

Les pertes sont maximales au milieu de la poutre car ils sont fait au cours du tracer des câbles.

Les pertes par frottement pour chaque câble sont données dans le tableau suivant :

Tableau VIII.9. Les pertes par frottement pour chaque cable

N° câble	x=l/2 (m)	α (rad)	f $\alpha + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	12.5	0.044	0.033	48.17	55.32	3.72%
C2	12.5	0.075	0.038	56.18		
C3	12.5	0.096	0.042	61.60		

- **Pertes due au recul d'ancrage**

Les pertes dues au recul d'ancrage sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{rec} = 2. \sigma_0. \varphi. \lambda$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections, on utilise le théorème de THALES appliqué aux diagrammes des tension :

$$\Delta\sigma'_{rec} = \Delta\sigma_{rec} \left(1 - \frac{X_i}{\lambda}\right) = 2. \sigma_0. \varphi. (\lambda - X_i)$$

Tel que :

$\Delta\sigma_{rec}$: Les pertes maximales

$\Delta\sigma'_{rec}$: Les pertes en différentes sections

σ_0 : tension sous vérin

φ : La courbe totale. $\varphi = f \frac{\alpha}{L} + \theta$

L : Longueur de câble (calculée par AUTOCAD)

λ : Longueur d'influence

E_p : Module d'élasticité d'acier

G : Le glissement d'ancrage, $g = 6\text{mm}$.

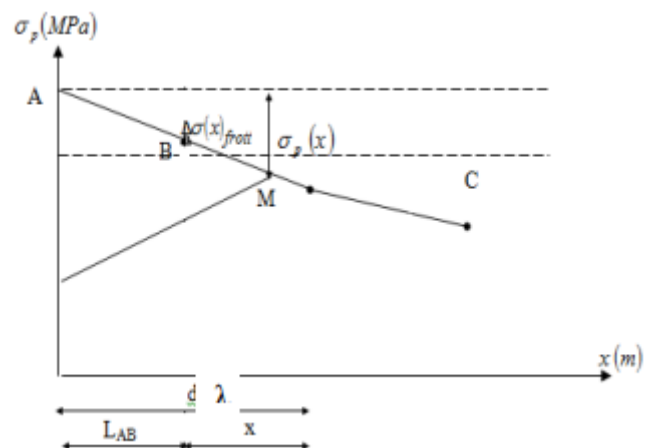


Figure VIII.5. Schéma descriptif sur les pertes par recul d'ancrage

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Tableau VIII.10. Perte par recul d'ancrage à mi-travée

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)
C1	12.5	0.0026	17.06	35.7179	133.66
C2	12.5	0.0031	15.77	29.9998	144.54
C3	12.5	0.0034	15.05	25.6687	151.49

- Pertes par déformation instantané du béton :**

Le fait de tirer les câbles un par un entraîne une perte de tension dite par raccourcissement élastique du béton, le câble n+1 fera perdre de la tension au câble n, ceci étant dû à la non simultanée des mises en tension.

Les pertes par déformation instantanée du béton sont calculées par la formule suivante :

$$(\sigma_e) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_{bi}$$

Avec :

$$\sigma_{bi} = \frac{p}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I_g} - \frac{M_p \cdot e}{I_g}$$

E_p : Module de Young instantané des aciers de précontrainte $E_p = 190000$ MPa

E_{ij} : Module de Young longitudinale instantanée du béton au jour j.

$\sigma_{bi} = 17.62$ MPa.

Tableau VIII.11. Valeur des pertes par déformation instantané du béton

Désignation	La valeur
	X=l/2
Mg (MN)	0.84
Eij (MPa)	35981.73
B (m ²)	0.452
e (m)	0.49
IG (m ⁴)	0.10
N cable	3
$\Delta\sigma_{fl}$ MPa	46.52
$\Delta\sigma_{fl}$ en %	3.13

VIII.5.2 Pertes différés :

- Pertes dues au retrait du béton :**

Les pertes dues au retrait du béton sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \epsilon_r [1 - r(t)]$$

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Avec :

ε_r : Le retrait total du béton $\varepsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$ (Climat chaud et sec).

$r(t)$: la loi d'évolution du retrait en fonction du temps, en général négligeable devant 1.

$\Delta\sigma_r = 76 \text{ MPa}$; $\Delta\sigma_r = 5.11\%$.

- **Pertes par fluage**

La perte de tension par fluage données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{et} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_g} - \frac{M_p \times e}{I_g}$$

La section considérée est la section de la poutre + dalle.

Tableau VIII.12. Valeurs des pertes par fluage

Désignation	La valeur
	X=l/2
$P = n_{\text{cable}} \times P_0 (1 - (\Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_\varepsilon))$ (MN)	3.75
B (m ²)	0.86
e=v'-moy(e_i) (m)	0.83
M_p (MN.m)	1.48
σ_{bi}	10.39
$\Delta\sigma_{fl}$ MPa	137.14
$\Delta\sigma_{fl}$ en %	9.22

- **Pertes par relaxation des armatures :**

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps.

La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

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

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1 000 h = 2.5%.

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

$\Delta\sigma_\rho = 60.78 \text{ MPa}$. $\Delta\sigma_\rho = 4,08\%$.

On résume les pertes différées, sachant que la perte la de tension par relaxation de l'acier diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Il en a été tenu compte forfaitairement dans cette relation en minorant par 5/6 la valeur de la relaxation finale de l'acier.

Cela vaut :

$$\Delta\sigma_{\text{déf}} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_\rho$$

$$\Delta\sigma_{\text{déf}} = 5.11 + 9.22 + (5/6) \times 4.08 = 17.73 \%$$

Donc les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{\text{total}} = \Delta\sigma_{\text{déf}} + \Delta\sigma_{\text{insta}}$$

$$\Delta\sigma_{\text{total}} = 17.73 + 6.53 = 24.26\%$$

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

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

VIII.6. Vérification et justification des contraintes à l'ELS :

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue phase par phase ; en considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale.

Tableau VIII.13. Caractéristiques de la section de la poutre

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1.35	1.55	1.35	1.55	1.35	1.55	1.35	1.55
B_{nette} (m²)	0.7050	1.1370	0.4610	0.8930	0.4610	0.8930	0.4610	0.8930
v_n (m)	0.636	0.562	0.632	0.485	0.629	0.483	0.628	0.483
v'_n (m)	0.7140	0.9880	0.7180	1.0650	0.7210	1.0670	0.7220	1.0670
I_{nG} (m⁴)	0.1170	0.2570	0.1000	0.2120	0.0960	0.2130	0.0970	0.2120
ρ (%)	36.55	40.71	47.80	45.96	45.92	46.28	46.41	46.07

Pour les justifications aux E.L.S, on doit calculer les deux valeurs caractéristiques P1 et P2 tel que :

$$P1 = 1,02 \times P0 - 0,8 \times \Delta P$$

$$P2 = 0,98 \times P0 - 1,2 \times \Delta P$$

Avec : ΔP : les pertes de tension de chaque phase.

$$\text{Etat à vide } \sigma_{p1} = \begin{cases} \bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} = P_1/e_0 - (P_1 \times e_0 - M_{min}) \times v'/I \\ \bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} = P_1/e_0 - (P_1 \times e_0 - M_{min}) \times v'/I \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} \quad \sigma_1 = \sigma_p + \sigma_{p1}$$

$$\text{Etat en charge } \sigma_{p2} = \begin{cases} \bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} = P_2/e_0 - (P_2 \times e_0 - M_{min}) \times v'/I \\ \bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} = P_2/e_0 - (P_2 \times e_0 - M_{min}) \times v'/I \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} \quad \sigma_2 = \sigma_p + \sigma_{p2}$$

$$e_0 = v' - d$$

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Tableau VIII.14. Emplacement de la précontrainte

	Ymoy (m)
x=0.5	0.68
x=L/4	0.35
x=3L/8	0.26
x=L/2	0.23

Tableau VIII.15. Les contraintes admissibles

Les contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Unité	Cas
σ_{bc}	13,91	21	MPa	/
σ_{bt1}	-2.99	-4.05	MPa	Execution/Q.Rares/Q.frequence
σ_{bt2}	-1.39	-1.89	MPa	Exécution
σ_{bt2}	-1.99	-2.7	MPa	Q.Rares

- **Phases de vérification :**

Phase 1 : au 7ème jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles consomment environ de 50% des pertes instantanées.

Phase 2 : au 28ème jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles consomment environ de 100% des pertes instantanées.

Phase 3 : On suppose que les câbles consomment la totalité des pertes instantanées et 75% des pertes différées.

Phase 4 : La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes.

Tableau VIII.16. Vérification des contraintes normales à l'ELS

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.04	0.37	0.46	0.50	0.04	0.37	0.46	0.50
M_{Els}		0	0.61	0.78	0.84	0	0.61	0.78	0.84
P1 (MN)		2.46	2.46	2.46	2.46	4.74	4.74	4.74	4.74
P2 (MN)		2.32	2.32	2.32	2.32	4.37	4.37	4.37	4.37
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0	3.88	5.14	5.44	0	3,86	5.11	5.44
	σ_{inf}	0	-4.41	-3.94	-6.25	0	-4.38	-5.86	-6.25

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2.99	-0.44	-2.10	-2.55	5.77	-0.84	-4.04	-4.92
	σ_{inf}	4.05	11.90	13.86	14.41	7.81	22.94	26.72	27.78
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2.82	-0.41	-1.97	-2.40	5.31	-0.78	-3.72	-4.53
	σ_{inf}	3.81	11.20	13.05	13.57	7.19	21.11	24.59	25.57
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2.99	3.44	3.04	2.88	5.77	3.01	1.07	0.52
	σ_{inf}	4.05	7.49	9.92	8.16	7.81	18.56	19.30	20.92
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2.82	3.47	3.16	3.03	5.31	3.08	1.39	0.91
	σ_{inf}	3.81	6.79	9.11	7.31	7.19	16.73	18.73	19.32
		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.31	0.72	0.81	0.84	0.31	0.72	0.81	0.84
M_{ELs}		0	1.08	1.38	1.482	0	1.348	3.701	3.95
P1 (MN)		4.57	4.57	4.57	4.57	4.03	4.03	4.03	4.03
P2 (MN)		4.10	4.10	4.10	4.10	3.30	3.30	3.30	3.30
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0	2.47	3.13	3.38	0	3.08	8.39	9.00
	σ_{inf}	0	-5.42	-6.92	-7.46	0	-6.77	-18.54	-19.88
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	0.91	-2.39	-3.24	-3.63	0.80	-2.11	-2.87	-3.21
	σ_{inf}	9.48	21.59	23.58	24.43	8.38	19.08	20.83	21.58
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	0.81	0.63	0.17	-3.26	3.48	1.18	0.33	-2.62
	σ_{inf}	8.51	19.39	21.17	21.93	6.86	15.62	17.05	17.67
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	0.91	0.08	-0.11	-0.25	0.80	0.97	5.53	5.79
	σ_{inf}	9.48	16.17	16.66	16.97	8.38	12.31	2.29	1.70
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	0.81	3.09	3.30	0.12	3.48	4.26	8.72	6.37
	σ_{inf}	8.51	13.97	14.25	14.47	6.86	8.84	0.03	-0.92

Toutes les contraintes normales sont vérifiées.

VIII .7. Vérification des contraintes tangentielles :

VIII.7.1.Vérification vis-à-vis de l'ELS

$P_0 = 1.67 \text{ MN}$; $\Delta P = 24.26 \%$; $n = 3$ câbles $\rightarrow P = 3.78 \text{ MN}$

$\alpha_{moy} = 4.49^\circ = 0.078 \text{ rad}$

$VP = P \cdot \sin \alpha = 0.28 \text{ MN}$; $P \cdot \cos \alpha = 3.78 \text{ MN}$

$V_{ELS} = 0.72 \text{ MN} \rightarrow V_{red} = V_{ELS} - V_P = 0.44 \text{ MN}$

B_n (poutre + dalle) = $1.14 \text{ m}^2 \rightarrow \sigma_x = 3.32 \text{ MPa}$

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \rightarrow \tau_1 = 2.30 \text{ MPa}$

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

$$I_n = 0.257 \text{ m}^4; S_n = 0.26 \text{ m}^3; b_n = b_0 - 0.5\Phi_g = 0.31 \text{ m} \rightarrow \tau = 1.44 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_1$$

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

VIII.8. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU :

VIII.8.1. Vérification des bielles comprimant :

$$V_{ELU} = 0.95 \text{ MN}; V_P = 0.28 \text{ MN}$$

$$\rightarrow V_{U,red} = V_{ELU} - V_P = 0.67 \text{ MN}$$

$$I_n = 0.257 \text{ m}^4; S_n = 0.26 \text{ m}^3; b_n = 0.31 \text{ m} \rightarrow \tau_u = 2.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_X = 3.32 \text{ MPa}, \rightarrow \beta_u = 26.45^\circ < 30^\circ \text{ vérifiée}$$

On prend $\beta_u = 30^\circ$

$$\tau_u = 2.19 < f_{c28} / 6 = 35/6 = 5.83 \text{ MPa}$$

Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées

VIII.8.2. Vérification de la résistance des armatures

$$\tau_u = 2.19 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}; f_e = 500 \text{ MPa}; \gamma_s = 1.15; b_n = 0.31 \text{ m}; \beta_u = 30^\circ$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} > 5.32 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow A_t = 0.798 \text{ cm}^2$$

S_t : L'espaceur des armatures tel que : $S_t \leq \text{Min}(1 \text{ m}; 0.8h; 3b_0) \rightarrow S_t \leq 72 \text{ cm}$.

b_0 : l'épaisseur brute minimale de l'âme.

✓ On prend un cadre HA10 avec un espaceur de 15 cm à l'appui et 20 cm à mi-travée.

VIII.9. Armatures passives des poutres :

VIII.9.1. Armatures passives des zones tendues :

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

$$B_t = 0.08 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{Bt} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$N_{Bt} = 0.04 \text{ MN}$$

✓ $A_s = 2.35 \text{ cm}^2$ On prend: 4 HA 12.

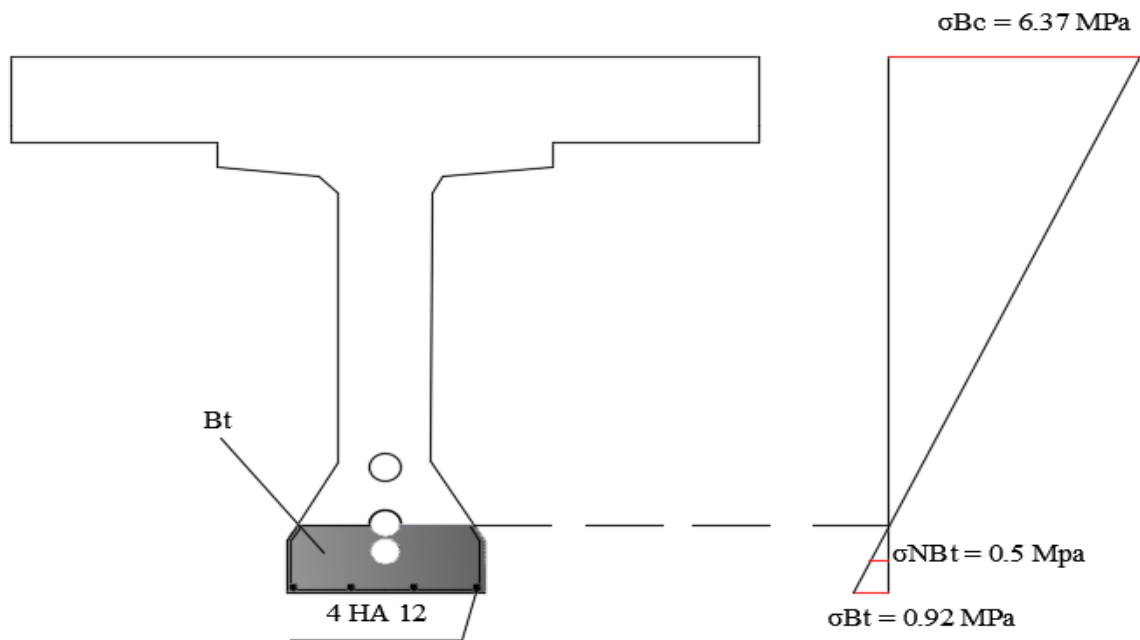


Figure VIII.6. Diagramme des contraintes et ferrailage à mi-travée

VIII.9.2 Les armatures de peau :

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

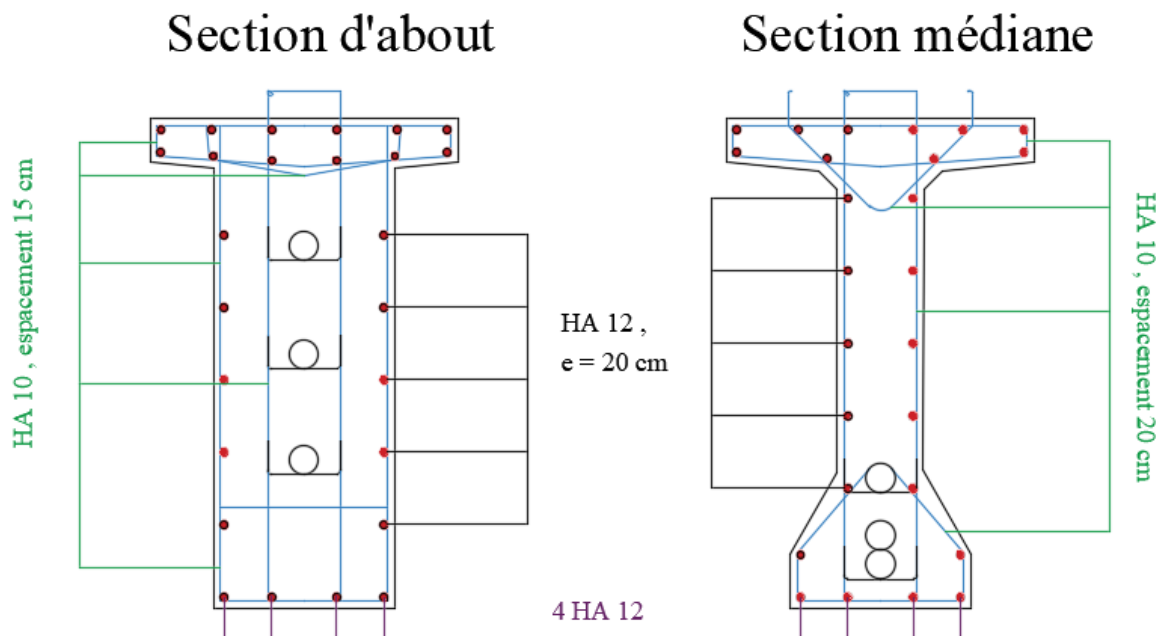


Figure VIII.7. Ferrailage des sections de la poutre

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

VIII.10. Conclusion :

L'étude de la précontrainte nous permet de définir le type et le nombre de câble à mettre en place, et de vérifier par la suite si le câblage choisi vérifie les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en toute zone de la poutre.

Chapitre IX :

Etude du tablier

Chapitre IX : Etude du tablier

IX.1. Introduction :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la Précontrainte. Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaître sur certaines sections.

On utilise Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 pour la détermination des différentes flèches.

IX.2. Calcul des déformations :

IX.2.1. Flèche due au poids propre :

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche). Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie.

La flèche max due au poids propre est donnée par la combinaison G.

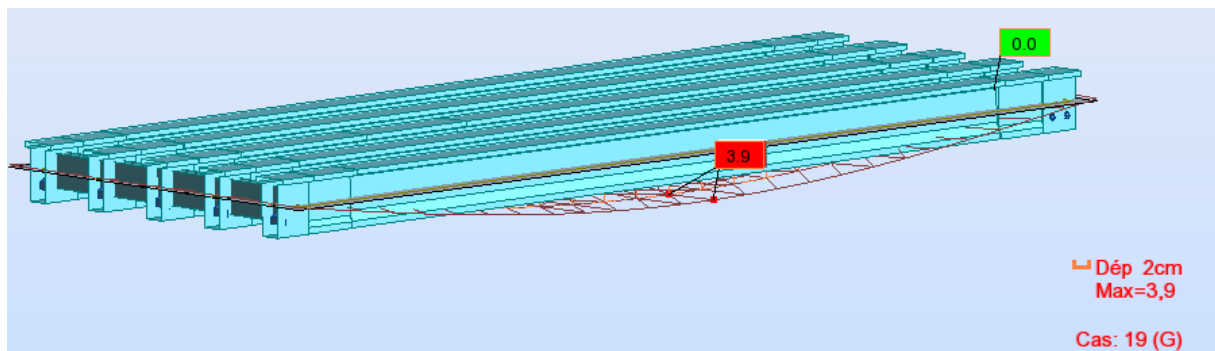


Figure IX.1. Flèche maximale de la poutre due au poids propre G

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 3.9 cm.

$$f_G = 3.9 \text{ cm}$$

IX.2.2. Contre flèche de précontrainte :

$P_{\text{Câble moy}} = 4.74 \text{ MN}$ (mise en tension à 100 %)

$e_0 = 4 \text{ cm}$ et $e_1 = 50 \text{ cm}$

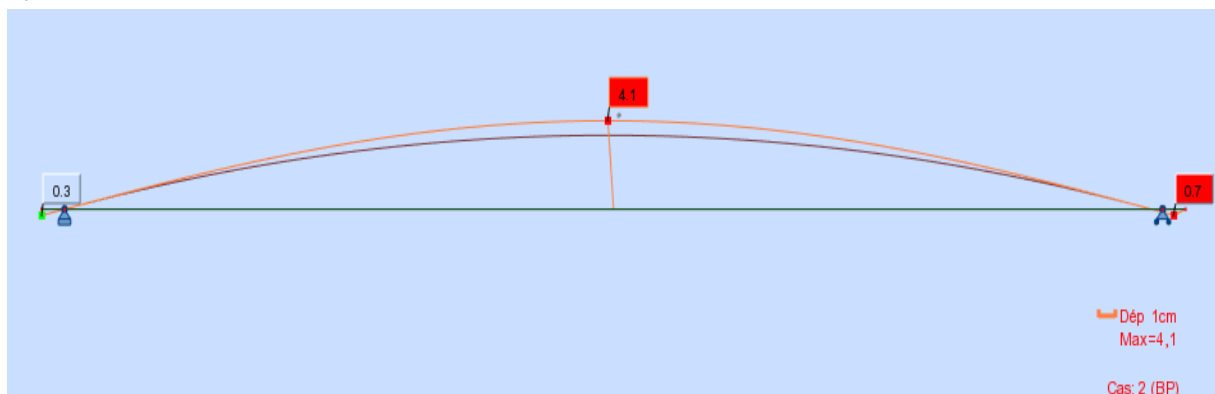


Figure IX.2. Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte

Chapitre IX : Etude du tablier

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension a 100 % pour les quatre câbles) est égale à 4.1 cm.

$$f_p = -4.1 \text{ cm.}$$

A partir des résultats précédents, nous arrivons à calculer la flèche de la construction :

$$f_c = 3/4(|f_p| - f_G) = 3/4 (|-4.1| - 3.9) = 0.15 \text{ cm}$$

$$f_c = -0.15 \text{ cm}$$

IX.2.3. Flèche maximale à l'ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul :

$$G + D_{240}$$

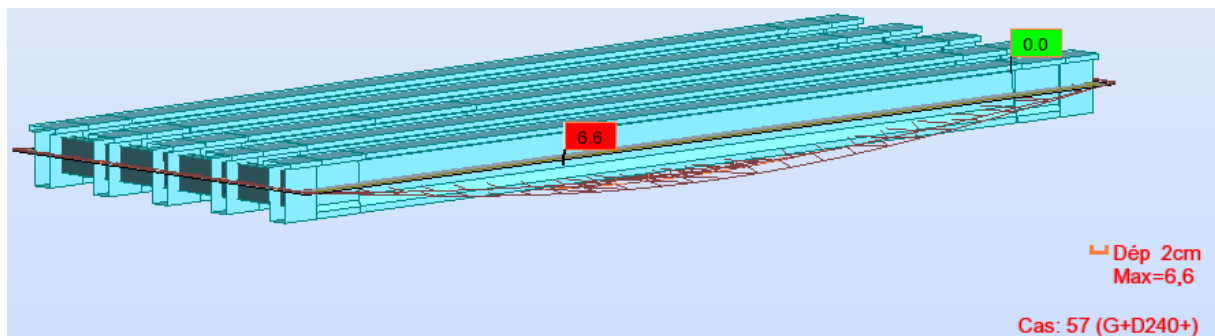


Figure IX.3. Flèche induit par le cas de charge G+D240

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 6.60 cm.

$$f_{ELS} = 6.60 \text{ cm}$$

IX.2.4. Flèche totale

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

$$f_t = f_{ELS} + f_p + f_c = (6.60 + (-4.10) + 0.15) = 2.65 \text{ cm.}$$

$$f_t = 2.65 \text{ cm}$$

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f_t = 2.65 \text{ cm}$ est inférieur à la flèche admissible : ($f_{adm} = L/500 = 25/500 = 5 \text{ cm}$) $\rightarrow f_t < f_{adm}$

Donc la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

IX.3. Etude de l'entretoise :

IX.3.1. Introduction :

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

Pour le bon fonctionnement du pont, les travaux d'entretien interviennent au changement des appareils d'appuis qui est indispensable, car leur durée de vie est limitée entre 10 et 15 ans, pour cela on utilise des vérins places entre le corps d'appui (chevêtre) et le tablier

Chapitre IX : Etude du tablier

(au Niveau des entretoises) pour soulever ce dernier, un vérin est prévu au milieu de chaque deux poutres.

Donc, l'entretoise doit être vérifiée dans le cas de charge correspondant au soulèvement qui est le cas le plus défavorable.

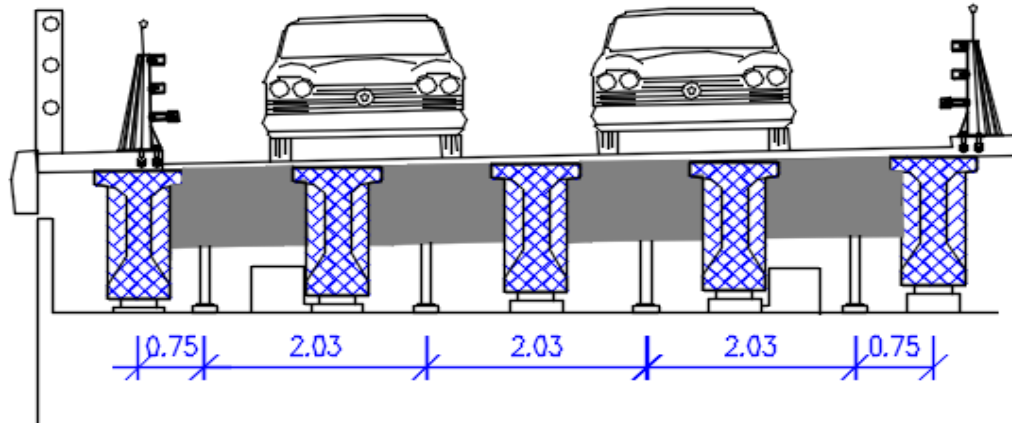


Figure IX.4. Position des vérins

IX.3.2.Évaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue de 7.6 m de longueur, reposant sur 04 appuis, et supportant son poids propre (charge uniformément répartie) et le poids des poutres, de la dalle et de complément de charges permanentes (charges concentrées, obtenues à partir des réactions sous charges permanentes sans prendre en compte le poids des entretoises).

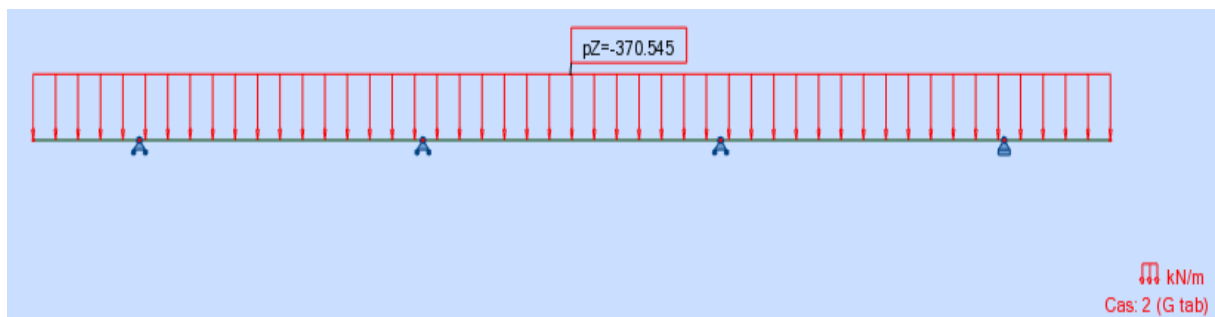


Figure IX.5. Modèle de calcul

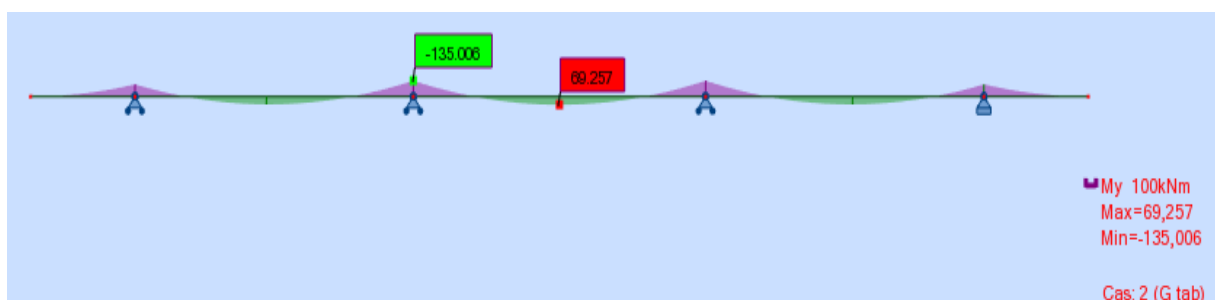


Figure IX.6. Diagramme des moments sous poids propre du tablier à l'ELS

Chapitre IX : Etude du tablier

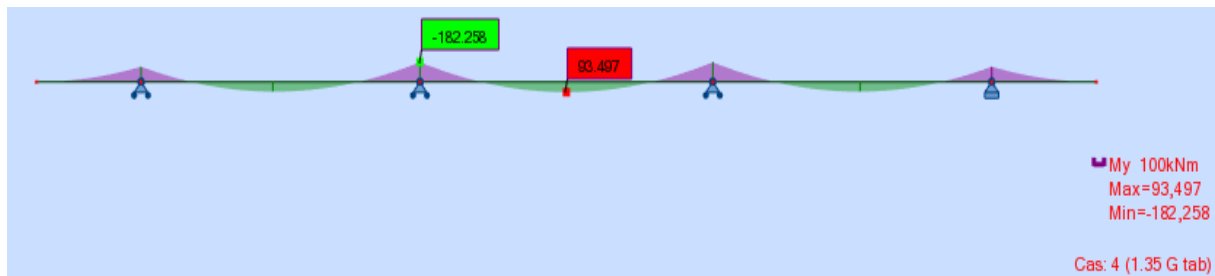


Figure IX.7. Diagramme des moments sous poids propre du tablier à l'ELU

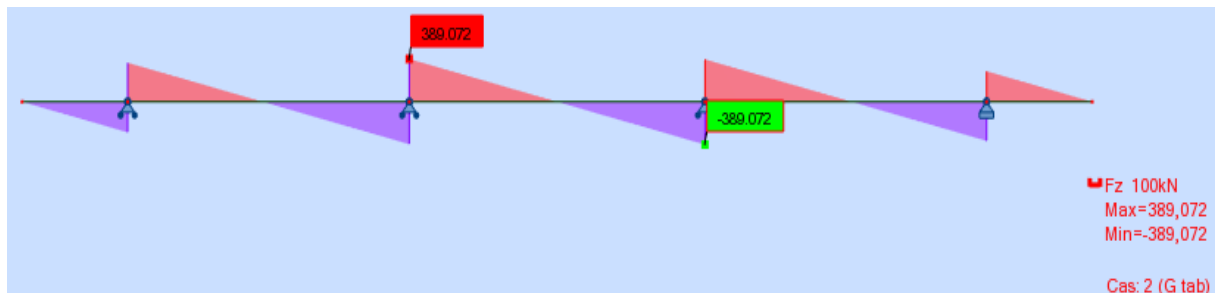


Figure IX.8. Diagramme de l'effort tranchant sous poids propre du tablier à l'ELS

IX.3.3.Ferrailage :

D'après les diagrammes ci-dessus on a les moments max sont :

A l'ELU :

$$M_{\max} = 93.497 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\min} = -182.25 \text{ Kn.m}$$

A l'ELS :

$$M_{\max} = 69.257 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\min} = -135.006 \text{ Kn.m}$$

La section de ferrailage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert, les résultats sont présentés ci-dessous :

Ferrailage nappe supérieure :

Armatures principales $A_s = 7.9 \text{ cm}^2$

On opte pour 4 HA16 ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$).

- Armatures de peau (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s . On opte pour HA12 ; avec un espacement de 20 cm.

Ferrailage nappe inférieure :

- Armatures principales $A_s = 3.9 \text{ cm}^2$

On opte pour 4 HA14 ($A_s = 6.16 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

Cadres transversales (Effort tranchant) :

On opte pour des cadres de HA12 ; avec un espacement de 15 cm.

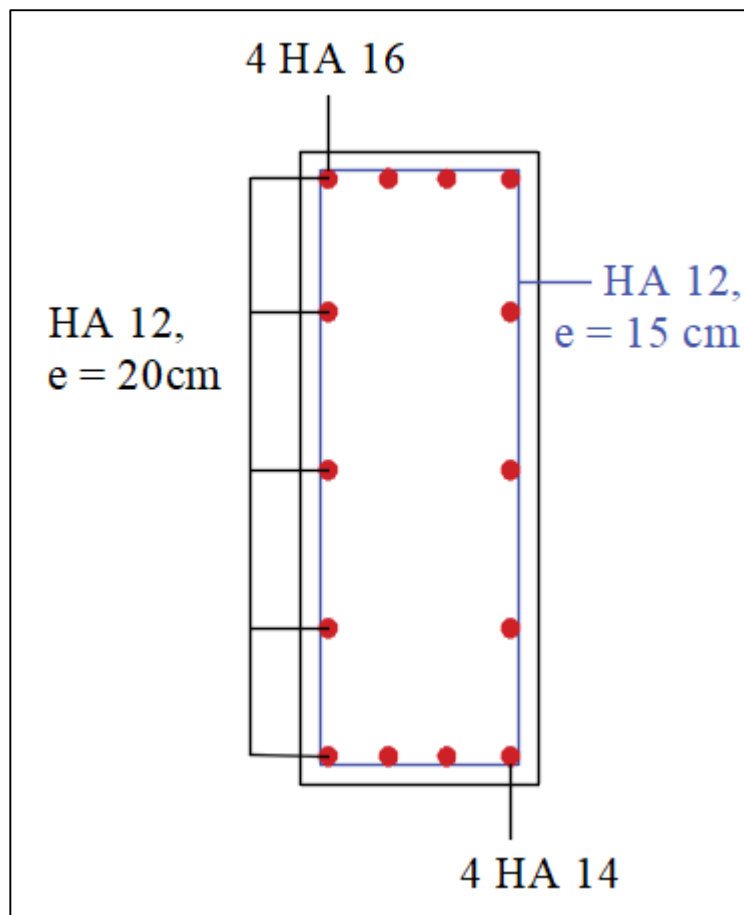


Figure IX.9. Schéma de ferrailage de l'entretoise

IX.4. Etude de l'hourdis :

IX.4.1. Introduction :

L'hourdis est une dalle pleine réalisée en béton armé, dont le rôle principal est d'assurer la continuité de la surface du tablier. Cette dalle jouera le simple rôle d'intermédiaire entre la couche de roulement et les éléments porteurs longitudinaux en leur transmettant toute les charges. Ainsi, elle assure la distribution transversale des charges.

L'hourdi est un élément mince qui est sollicité dans les deux directions longitudinales et transversales. La réponse longitudinale des sollicitations dues au chargement et au poids propre de cette dalle étant assuré par les éléments porteurs longitudinaux (les poutres) reste la réponse transversale qui sera reprise par cette dalle.

Donc, c'est un élément adoptant un comportement unidirectionnel. Ainsi dans ce chapitre, on calculera le ferrailage nécessaire à la reprise des efforts transversaux et on adoptera une portion de celui-ci (le tiers) pour la direction longitudinale pour des raisons constructives.

IX.4.2. Etude de la flexion :

La dalle présente une largeur de 9.5 m et une épaisseur de 20 cm, et s'appuie longitudinalement sur 5 poutres avec un entraxe de 1.9 m.

Chapitre IX : Etude du tablier

IX.4.2.1. Calcul des sollicitations :

Pour notre calcul nous sommes basés sur l'hypothèse que la dalle travaille principalement dans le sens transversal et donc nous sommes intéressés à 1m de longueur de cette dalle que nous avons modélisée à partir du logiciel ROBOT.

ELS	Moment max (xx) kn*m/ml	
	Sur appuis	A mi- travée
G+1.2(AL+St)	0.791	-7.552
G+1.2(Bc2c+St)	45.906	-41.107
G+1.2(Bt2t+St)	39.763	-44.250
G+Mc120	0.792	-6.577
G+D240	0.796	-6.7
Max	45.906	-44.250

Tableau IX.1. Combinaisons des moments à l'ELS

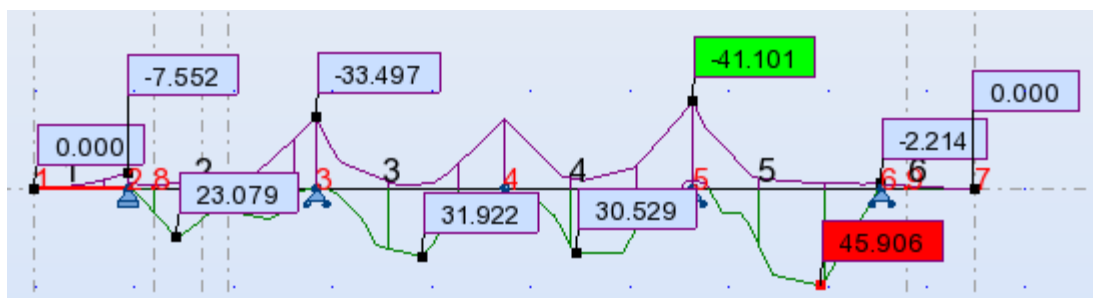


Figure IX.10. Moment max inf de la combinaison G+1.2 (Bc2+St)

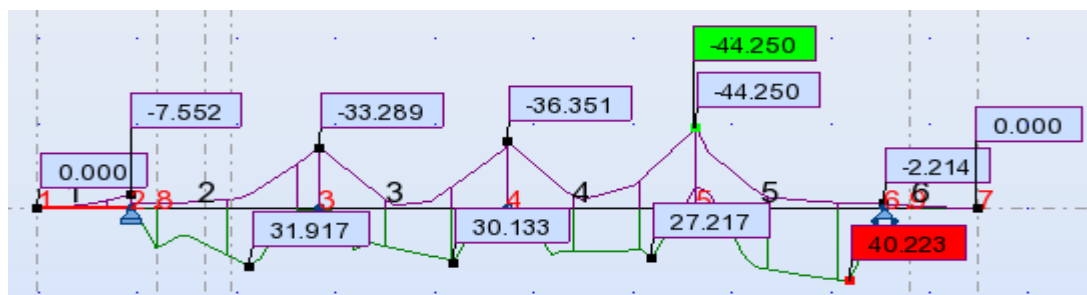


Figure IX.11. Moment max sup de la combinaison G+1.2 (Bt2+St)

X.4.2.2. Ferrailage :

En faisant appel aux caractéristiques de l'acier utilisé pour cet ouvrage et les hypothèses de fissuration (Chapitre III), le dimensionnement de ferrailage de la dalle se fait à l'ELS en utilisant logiciel « EXPERT BA »

Chapitre IX : Etude du tablier

Choix des armatures :

Les sections d'acier maximales retenues sont :

	Sections d'acier (cm ²)	Barres
nappe inférieure	14.2	8HA16/ml (As=16.08 cm ²) Une barre HA20 tous les 12.5cm
nappe supérieure	13.6	8HA16/ml (As=16.08 cm ²) Une barre HA20 tous les 12.5 cm

Tableau IX.2. Choix des armatures transversales

Schéma de ferrailage transversal :

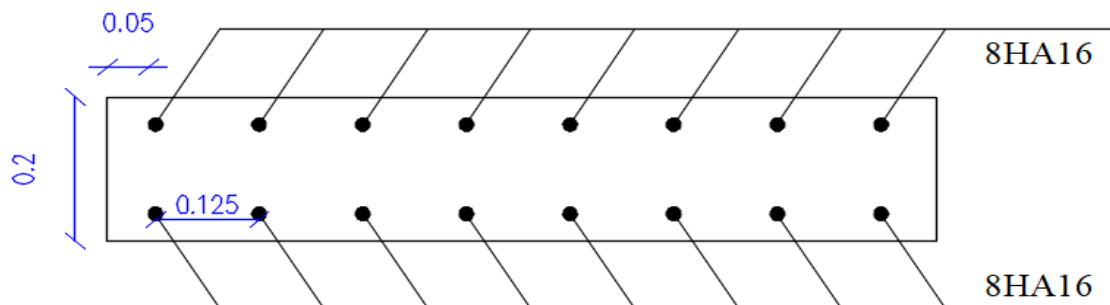


Figure IX.12. Schéma de ferrailage transversal de la dalle

Pour le ferrailage longitudinal on prend des armatures de construction (sens des poutres)

$$A_{s \text{ long}} = \frac{\text{Max}(A_{s \text{ inf}}; A_{s \text{ sup}})}{3} = \frac{A_{s \text{ sup}}}{3} = 4.53 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA12 ; avec un espacement de 20 cm.

IX.4.2.3. Vérification du poinçonnement :

Le poinçonnement d'une dalle se manifeste lorsque celle-ci est sollicitée par les charges concentrées pour éviter la rupture par poinçonnement, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq (0.045 U_c \cdot h \cdot f_{c28} / \sqrt{v_b})$$

Avec :

$$Q = 1.6 P$$

P : Charge de la roue (Bc ; Bt ; Br)

h = 0.20 m (Hauteur de la dalle)

h₀ = 0.08 m (Epaisseur du revêtement)

U_c = 2(u + v) : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

Tel que :

$$v = v_0 + h d + 2 \xi h_{rev} (\xi=0.75)$$

Chapitre IX : Etude du tablier

$$u = u_0 + h_d + 2 \xi h_{rev}$$

Charges	$P(t)$	u_0	v_0	u	v	U_c	$0,045U_c h \cdot f_{c28}$	$Q_u (MN)$	Conclusion
B_c	6	0.25	0.25	0.57	0.57	2.28	0.4788	0.096	Vérifiée
	3	0.20	0.20	0.52	0.52	2.08	0.4368	0.048	Vérifiée
B_t	8	0.25	0.60	0.57	0.92	2.98	0.6258	0.128	Vérifiée
B_r	10	0.60	0.30	0.92	0.62	3.08	0.6468	0.160	Vérifiée

Tableau IX.3. Vérification de non poinçonnement

IX.5.Conclusion :

Le dimensionnement de la dalle du pont est une étape primordiale, car elle joue un rôle très important se présente à la répartition des charges sur les poutres néanmoins c'est un élément support.

Chapitre X :

Etude sismique

Chapitre X : Etude sismique

X.1. Introduction :

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique (relatif à la terre) sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage.

Le nord-est du Sahara algérien est considéré comme une zone de faible sismicité il faut donc prendre en compte le risque sismique lors la construction de l'ouvrage

Dans ce chapitre, nous allons effectuer le calcul sismique sur notre ouvrage en nous référant aux règlements parasismiques algérien pour les ouvrages d'art qui nous permettent d'avoir un dimensionnement des éléments porteurs (culées et piles).

X.2. Identification de l'ouvrage :

Dans ce chapitre on aura besoin des caractéristiques suivantes :

- La zone sismique : la carte des zones sismiques définie par le RPOA 2008 classe la wilaya de Biskra dans la zone I de faible sismicité.
- Le groupe du pont : on classe l'ouvrage dans le deuxième groupe des ponts importants G2.
- Classification du site : on classe le site selon ses propriétés mécaniques détaillées dans le rapport géotechnique dans la catégorie S3 (site meuble).

X.3. Analyse monomodale spectrale :

L'analyse d'un pont peut se faire par différentes méthodes tel que le spectre de puissance, l'analyse temporelle linéaire ou non linéaire, la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire) ou bien la méthode spectrale monomodale (mode fondamental).

L'utilisation de chaque méthode doit être justifiée scientifiquement

De manière générale, l'analyse se fait par la méthode spectrale monomodale, cette méthode ne s'applique qu'aux ponts remplissant les critères suivants :

Critère n°1 : masses modales

La masse modale c'est la masse totale mise en mouvement par le mode fondamental il doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et cheville)".

Ce critère est à vérifier aussi bien pour le séisme longitudinal que pour le séisme transversal. $M_{\text{modale}} > 70\% M_{\text{total}}$, ce critère est à vérifier si $M_{\text{pile}} < 0.43 M_{\text{total}}$

$M_{\text{total}} = M_{\text{tablier}} \times \text{nombre de travée}$

$$= (M_{\text{poutre}} + M_{\text{dalle}} + M_{\text{équipements}}) \times \text{nombre de travée} \\ = 2112.11 \text{ t}$$

$$M_{\text{pile}} = M_{\text{cheville}} + (M_{\text{fut}} \times 2)$$

$$M_{\text{pile}} = 589.725 \text{ t}$$

$$0.43 M_{\text{total}} = 0.43 \times 2112 \times 11 = 9.08 \text{ Mn}$$

Chapitre X : Etude sismique

On a : $5.85 \text{ Mn} < 9.08 \text{ Mn}$ donc vérifie

Critère n°2 : angle de biais

C'est l'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis est de $85\text{gr} > 70 \text{ gr}$, l'ouvrage étudié présente un faible angle biais, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

Critère n°3 : angle de courbure

L'angle balayé en plan par la tangente à l'axe doit être inférieur à 30 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure ". L'ouvrage étudié ne présente pas de courbure, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

Critère n°4 : symétrie transversale

" La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal ". Cette excentricité est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

$$e_0 = |c_{dm} - c_{ea}| < 5\% L$$

c_{dm} : centre de masse

c_{ea} : centre élastique des appuis

Calcul du centre de masse :

Le tablier étant parfaitement symétrique de plus, il est complètement isolé par des appuis, donc le centre de masse se situe au milieu.

$$c_{dm} = 150.95/2 = 75.475\text{m}$$

Calcul du centre élastique des appuis :

$$c_{ea} = \frac{\sum k_i \times x_i}{\sum k_i}$$

○ Détermination de la raideur longitudinale du système :

La raideur du système comprend la raideur des appuis et la raideur des appareils d'appui sur culées.

Raideur de la culée ($K_{culé}$) :

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui, elle se calcul comme suit :

$$K_c = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée1}} + \frac{1}{K_{appareil d'appuis}}}$$

$$K_{culée1} = \infty \Rightarrow \frac{1}{K_{culée1}} = 0$$

$$\text{Donc : } K_c = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareil d'appuis}}} \Rightarrow K_{appareil d'appuis}$$

$$K_{appareil d'appuis} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

Chapitre X : Etude sismique

Avec :

- n : nombre des appareils d'appuis de l'élément porteur (n = 5 appareils sur culée).
- G : module de cisaillement de l'appareil (G= 1.2 MPa en condition sismique).
- (a, b) : les dimensions en plan de l'appareil (0.25*0.35 m²).
- e : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil (e= 0,045 m).

On obtient : K appareille d'appuis=1.167 t/ml \Rightarrow Kc= 11.67 Mn/m.

- Raideur de la pile (K pile) :

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui Le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{k_{futs}} + \frac{1}{k_{appareil\ d'appuis}}}$$

K appareille d'appuis=23.33 Mn /m ; avec n=10

$$K_{futs} = \frac{3EI}{h^3} \times n$$

n : Le nombre de fûts dans chaque pile = 2

E : module de déformation instantané = 33000 MPa

I: Moment d'inertie longitudinale d'un fût = 0.52 m⁴

h: La hauteur du fût dans chaque pile

Tableau X.1. Raideur de chaque pile

Piles	Hauteur h (m)	K futs Mn/m	K ap-d'appui Mn/m	N ap-apps	K piles Mn/m
P1	5.6	580,69	2.33	10	22.43
P2	8.4	172,05	2,33	10	20,55
P3	8.2	184,95	2,33	10	20,72
P4	5.4	647,63	2,33	10	22,52
P5	3.5	2378.49	2,33	10	23.11

Chapitre X : Etude sismique

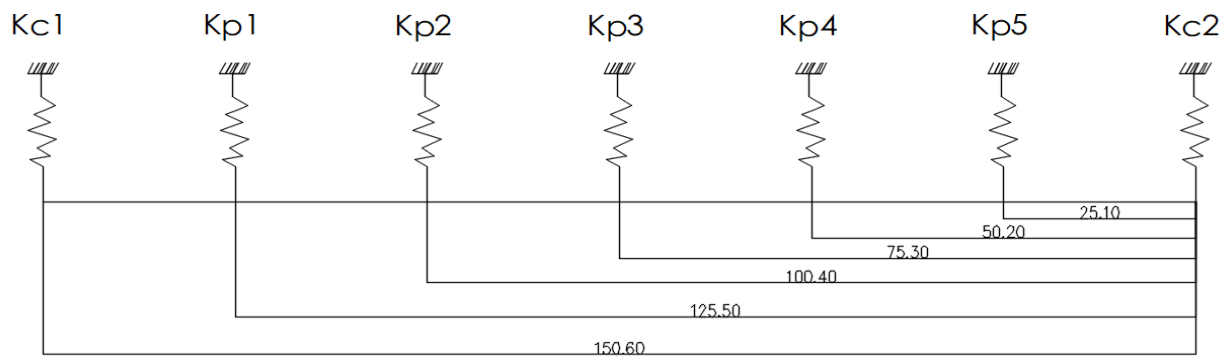


Figure X.1. Schématisation des raideurs du système.

Donc :

$$cea = \frac{23.11 \cdot 25.1 + 22.52 \cdot 50.2 + 20.72 \cdot 75.3 + 20.55 \cdot 100.4 + 22.43 \cdot 125.5 + 23.33 \cdot 150.6}{23.11 + 22.52 + 20.72 + 20.55 + 22.43 + 23.33}$$

$$cea = 81.87 \text{ m}$$

$$e_0 = |75.475 - 81.87| < 0.05 \cdot 150.6 = 7.53$$

$$e_0 = 6.395 \text{ m} < 7.53 \text{ m}$$

Donc la condition est vérifiée.

X.4. Séisme longitudinale :

X.4.1. Détermination de la raideur du système :

$$K_{\text{sys}} = K_{\text{pile1}} + K_{\text{pile2}} + K_{\text{pile3}} + K_{\text{pile4}} + K_{\text{pile5}} + 2 K_{\text{culé.}}$$

$$K_{\text{sys long}} = 132.66 \text{ Mn/m.}$$

X.4.2. Période longitudinale du système :

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

K : Raideur longitudinale de système (N/M).

M : est la masse totale du tablier (kg).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{2112110}{132.66 \times 10^6}}$$

$$T = 0.79 \text{ s}$$

X.4.3. Détermination des actions sismiques :

L'effort longitudinal global vaut : $F = M \cdot S_a(T)$

Chapitre X : Etude sismique

Sa(T) : étant l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T et Sa (T) = Sae (T) pour le calcul élastique. (RPOA 2008).

X.4.3.1. Spectre de réponse élastique :

Il constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, il est donné en fonction de la période élastique T et du taux d'amortissement ξ de l'ouvrage étudié.

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de la zone sismique et le groupe du pont zone I groupe 2 (A=0.12).

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie de site, site 3 donc (T1=0.2s et T2=0.5s).

S : coefficient du site S=1.2.

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

η : facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$.

g : accélération de la pesanteur (g=9.81m/s²).

On a : $0.5 \leq 0.79 \leq 3s$

Donc : Sae (T, ξ) = $2.5\eta AgS (\frac{T_2}{T})$

Sa (T, ξ) = 2.23m/s²

X.4.3.2. Effort longitudinale globale :

$F_{longitudinale}^{tot} = M_{totale} \times Sae$

$F_{longitudinale}^{tot} = 4704.2 \text{ kn}$

X.4.3.3. Répartition des efforts sismiques sur les appuis :

$F_{longitudinale}^i = \frac{K_i}{K_{systeme}} \times F_{longitudinale}^{tot}$

Chapitre X : Etude sismique

Tableau X.2. Force longitudinale de chaque appui

Appuis	K _{appui} Mn/m	K _{long} Mn/m	F (Kn)	F _{appui} (Kn)
C1	11,67	132,66	4704,2	413,7
P1	22,43	132,66	4704,2	795,5
P2	20,55	132,66	4704,2	728,6
P3	20,72	132,66	4704,2	734,7
P4	22,52	132,66	4704,2	798,6
P5	23,11	132,66	4704,2	819,4
C2	11,67	132,66	4704,2	413,7

X.4.3.4. Evaluation des déplacements :

On va calculer le déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{\text{tablier}}^{\text{longitudinale}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_{ae}(T) = 0.035\text{m} = 3.5\text{cm}$$

Déplacement de la tête de pile par rapport au sol $d_{\text{pile}}^{\text{longitudinale}} = \frac{F_{\text{pile longitudinale}}}{K_{\text{pile}}}$

Tableau X.3. Déplacement longitudinale de chaque pile

Piles	K _{appui} (Mn/m)	F _{appui} (Kn)	d _{pile} ^{longitudinale} (cm)
P1	22.43	795.5	3.5
P2	20.55	728.6	3.5
P3	20.72	734.7	3.5
P4	22.52	798.6	3.5
P5	23.11	819.4	3.5

X.5. Séisme transversale :

X.5.1. Détermination de la raideur transversale du système :

$$K_{\text{appareille d'appuis}} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad \text{et} \quad K_{\text{pile}} = \frac{3EI}{h^3} \quad \text{d'où} \quad K_{\text{App}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{pile}}} + \frac{1}{K_{\text{appareille d'appuis}}}}$$

Raideur de la culée (K culé) :

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui, elle se calcul comme suit :

$$K_c = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{culée}}} + \frac{1}{k_{\text{appareil d'appuis}}}}$$

Chapitre X : Etude sismique

$$K_{culée1=\infty} \Rightarrow \frac{1}{k_{culée1}} = 0$$

$$\text{Donc : } K_c = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{appareil d'appuis}}}} \Rightarrow K_{\text{appareil d'appuis}}$$

$$K_{\text{appareil d'appuis}} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

Avec :

- n : nombre des appareils d'appuis de l'élément porteur (n = 5 appareils sur culée).
- G : module de cisaillement de l'appareil (G= 1.2 MPa en condition sismique).
- (a, b) : les dimensions en plan de l'appareil (0.25*0.35 m²).
- e : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil (e= 0,045 m).

On obtient : K appareil d'appuis=1.167 t/ml \Rightarrow K_c= 11.67 Mn/m.

Raideur de la pile (K pile) :

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui Le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{futs}}} + \frac{1}{k_{\text{appareil d'appuis}}}}$$

$$K_{\text{appareil d'appuis}} = 23.33 \text{ Mn /m avec } n=10$$

$$K_{\text{futs}} = \frac{3EI}{h^3} \times n$$

n : Le nombre de fûts dans chaque pile =2.

E : module de déformation instantané =33000MPa.

I: Moment d'inertie transversale d'un fût =30.98 m⁴.

h: La hauteur du fût dans chaque pile.

Tableau X.4. Raideur de chaque pile

Piles	Hauteur h (m)	K _{futs} Mn/m	K _{ap-d'appui} Mn/m	Nombre ap-apps	K _{piles} Mn/m
P1	5.6	17462.10	2.33	10	23.30
P2	8.4	5173.96	2.33	10	23.23
P3	8.2	5561.85	2.33	10	23.24
P4	5.4	19475.08	2.33	10	23.31
P5	3.5	71524.76	2.33	10	23.33

Chapitre X : Etude sismique

Donc : $K_{\text{sys}} = K_{\text{pile1}} + K_{\text{pile2}} + K_{\text{pile3}} + K_{\text{pile4}} + K_{\text{pile5}} + 2 K_{\text{culé}}$

$K_{\text{sys trans}} = 139.73 \text{ Mn/m}$

X.5.2.Période transversale du système :

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

K : Raideur longitudinale de système (N/M)

M : est la masse totale du tablier (kg)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{2112110}{139.73 \times 10^6}}$$

$T = 0.77 \text{ s}$

X.5.3.Détermination des actions sismiques :

L'effort longitudinal global vaut : $F = M \cdot S_a(T)$

$S_a(T)$: étant l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T et $S_a(T) = S_{ae}(T)$ pour le calcul élastique. (RPOA 2008).

X.5.3.1.Spectre de réponse élastique :

Il constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, il est donné en fonction de la période élastique T et du taux d'amortissement ξ de l'ouvrage étudié.

Avec :

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

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de la zone sismique et le groupe du pont zone I groupe 2 ($A=0.12$).

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site, site 3 donc ($T_1=0.2 \text{ s}$ et $T_2=0.5 \text{ s}$).

S : coefficient du site $S=1.2$.

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

η : facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$.

g : accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).

Chapitre X : Etude sismique

On a : $0.5 \leq 0.79 \leq 3s$

Donc : $Sae(T, \xi) = 2.5\eta AgS \left(\frac{T^2}{T}\right)$

$Sa(T, \xi) = 2.29m/s^2$

X.5.3.2. Effort longitudinal global :

$F_{transversale}^{tot} = M_{totale} \times Sae$

$F_{transversale}^{tot} = 4828kn$

X.5.3.3. Répartition des efforts sismiques sur les appuis :

$F_{transversale}^i = \frac{K_i}{K_{systeme}} \times F_{transversale}^{tot}$

Tableau X.5. Force transversale de chaque appui

Appuis	K_{appui} (MN/m)	$K_{sys tran}$ (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)
C1	11,67	132,66	4828	403,1
P1	22,43	132,66	4828	805,1
P2	20,55	132,66	4828	802,6
P3	20,72	132,66	4828	802,8
P4	22,52	132,66	4828	805,2
P5	23,11	132,66	4828	806,0
C2	11,67	132,66	4828	403,1

X.5.3.4. Evaluation des déplacements :

On va calculer le déplacement du tablier par rapport au sol

$d_{transversale}^{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times Sae(T) = 0.034m = 3.4cm$

Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$d_{transversale}^{pile} = \frac{F_{transversale}}{K_{pile}}$

Tableau X.6. Déplacement transversale de chaque appui

Piles	K_{appui} (Mn/m)	F_{appui} (Kn)	$d_{transversale}^{pile}$ (cm)
P1	22,43	22,43	3.4
P2	20,55	20,55	3.4
P3	20,72	20,72	3.4
P4	22,52	22,52	3.4
P5	23,11	23,11	3.4

Chapitre X : Etude sismique

X.6. Séisme vertical :

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situées dans une zone sismique classée(I) ou (Iia) selon le R.P.O.A, est négligeable.

X.7.Effort sismique dans chaque direction :

Les effets de l'action sismique peuvent être dans les trois directions X, Y, Z respectivement. Vue l'incertitude directionnelle du séisme, une combinaison des actions sismiques dans les trois directions principales est nécessaire, et s'écrit :

Longitudinalement : $E_L = E_x \pm 0.3 E_Y \pm 0.3 E_Z$

Transversalement : $E_T = E_Y \pm 0.3 E_Z \pm 0.3 E_x$

Verticalement : $E_V = E_Z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_Y$

E_x, E_Y, E_Z sont les effets de l'action sismique dans la direction X, Y, Z respectivement.

Le tableau ci-dessous représente les valeurs de forces sismiques appliquées sur les appuis et les efforts correspondant sous combinaison :

Appui	$E_x(\text{KN})$	$E_Y(\text{KN})$	$E_L(\text{KN})$	$E_T(\text{KN})$	$E_v(\text{KN})$
C1	413,71	322,18	510.36	446.29	220.77
P1	795,46	908,24	1067.39	1146.88	511.11
P2	728,61	915,77	1003.34	1134.35	493.31
P3	734,73	915,27	1009.31	1135.69	495.00
P4	798,65	907,66	1070.94	1147.25	511.89
P5	819,38	901,90	1089.95	1147.71	516.38
C2	413,71	322,18	510.36	446.29	220.77

Tableau X.7. Combinaison des composantes de l'action sismique

X.8. Conclusion :

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'estimer les efforts que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. En plus des équipements dont le fonctionnement dépend de ces actions (appareils d'appuis et joint de chaussée). Ces derniers seront présentés dans le chapitre suivant.

Chapitre XI :

Etude des équipements

Chapitre XI : Etude des équipements

XI.1. Introduction :

Les équipements dans les ouvrages d'art jouent un rôle important dans l'exploitation, la sécurité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers.

Dans le présent chapitre, on va étudier les équipements nécessaires pour ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

XI.2. Les appareils d'appuis :

Le tablier repose généralement sur des appareils d'appui, ces derniers apportent plus de souplesse à l'ouvrage, transmettent les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

XI.2.1. Choix de l'appareil d'appui :

La norme NF EN 1337-3 publiée par Stéra présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Dans notre cas, on a choisi un appareil d'appui en élastomère fretté (type B) qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception.

XI.2.1.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis :

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Combinaison	Réaction (Kn)
1.35G+1.6AL ₁	740.35
1.35G+1.6AL ₂	787.53
1.35G+1.6Bc ₁	831.03
1.35G+1.6Bc ₂	832.06
1.35G+1.6Bt ₁	813.35
1.35G+1.6Bt ₂	798.54
1.35G+1.35Mc120	851.51
1.35G+1.35D240	950.42

Tableau XI.1. Réactions sur appuis à l'ELU

XI.2.1.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Selon le guide SETRA les appareils d'appuis type B comportent $n + 1$ frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 mm

Chapitre XI : Etude des équipements

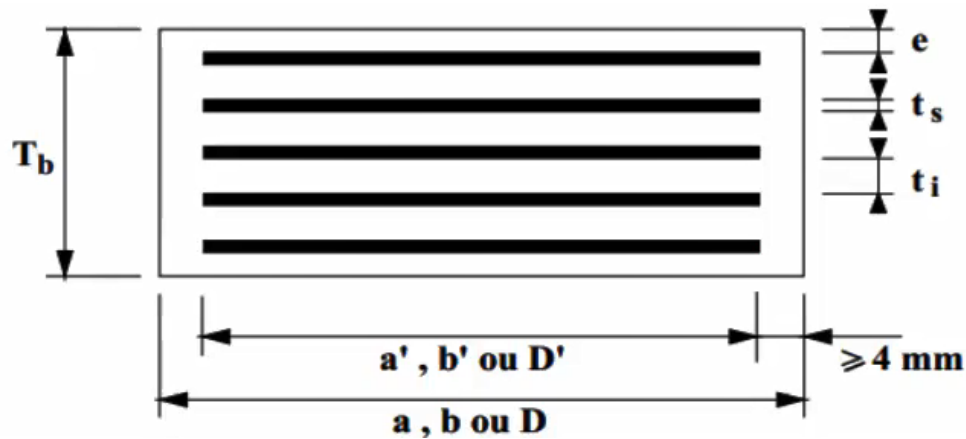


Figure XI.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui

Avec :

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

b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).

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

t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.

T : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T = n(t_i + t_s) + t_s + 2e$.

T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère ; $T_e = n \times t_i + 2e$.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

a. Aire d'appareil d'appui :

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

$$R_{\max} = 950 \text{ Kn}$$

$$\text{Donc : } axb \geq 475$$

$$\text{On prendra : } axb \approx (25 \times 35) \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Condition de non flambement : } a/10 \leq T \leq a/5$$

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

c. Dimensionnement des frettes :

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

$$t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \text{ avec } \sigma_e = 235 \text{ kg/mm}^2 \text{ Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes}$$

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$$\sigma_m = \frac{R_{\max}}{axb} \text{ et } \beta = \frac{axb}{2 \times G \times (a+b)}$$

Chapitre XI : Etude des équipements

G : module d'élasticité statique =0.9 MPa.

Donc :

$$\sigma_m = 10.86 \text{ MPa}$$

$$\beta = 8.1$$

$$t_s = 1.43 \text{ mm}$$

On prendra :

Feuillets d'élastomère : $t_i =$	10mm
Frettes métalliques de : $t_s =$	2mm
Enrobage des chants :	4mm
Enrobage extérieur : (min) haut et bas	2.5mm

Tableau XI.2. Les épaisseurs des éléments de l'appareil d'appui

$$T = n(t_i + t_s) + t_s + 2e = 4 \times (10 + 2) + 2 + 2 \times 2.5 = 55 \text{ mm}$$

$$T_e = n \times t_i + 2e = 4 \times 10 + 2 \times 2.5 = 45 \text{ mm}$$

XI.2.2. Vérifications du dimensionnement :

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

XI.2.2.1. Résistance à la compression :

On doit vérifier : $\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_m = \frac{N}{a_{xb}} \quad N = 950 \text{ Kn}$$

$$\sigma_m = 10.86$$

Donc la résistance à la compression est vérifiée.

XI.2.2.2. Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s \times P_u \leq P_c$

$$P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times d / h$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité = 3.

P_u : valeur de la charge max verticale à ELU = 950 Kn.

P_c : charge critique de flambement.

Chapitre XI : Etude des équipements

B : aire nominale de l'appui (25 x35) cm².

d : la somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur de caoutchouc (épaisseur d'élastomère + épaisseur de frette métallique=1.2cm.

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui (Td=55cm).

S : facteur de forme .

$$S = \frac{a.b}{2.t(a+b)}$$

t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc=1cm.

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

$$2850 \text{ Kn} \leq 3650 \text{ Kn}$$

Donc la sécurité de flambement est vérifiée.

XI.2.2.3. Limitation de la distorsion :

On doit vérifier : $\delta = \gamma/td) < \delta_c$

$$\text{Pour } p=P_u/P_c > 0.25 \quad 0.26 > 0.25$$

$$\delta_c \leq 1.4 (1-2p) = 0.67$$

$$\gamma = d_{\text{long}} + 0.4 * \Delta L_t + \Delta L_{r+f}$$

$$\gamma = 0.03 + 0.4 * 0.003 + 0.0066$$

$$\gamma = 0.043 \text{ m}$$

$$\delta = 0.043 / 0.055 = 0.781$$

$$0.67 \leq 0.781 / \delta_c \leq \delta$$

Condition non vérifiée on fait des dispositifs de non distorsion

XI.2.2.4. Non glissement :

a. Pile :

On doit vérifier: $H < f.N$ avec $N=350 \text{ Kn}$

$$\sigma_m = 0.35 / (0.25 * 0.35) = 4 \text{ MPa}$$

$$f = 0.1 + (0.6 / \sigma_m) = 0.25$$

$H = (\max (E1) + 0.4 * F_t + F_{r+f}) / n$ $n=10$ nombre d'appareil d'appui sur la pile

$$H = (1089.95 + 0.4 * 25.99 + 57.55) / 10$$

$$H = 115.8069 \text{ Kn} = 0.12 \text{ MN}$$

Chapitre XI : Etude des équipements

$$f.N = 0.25 \times 0.35 = 0.09 \text{ MN}$$

$f.N < H$ Condition non vérifiée on fait des dispositifs de non glissement (tiges fixées dans plaques d'ancrage sur les 4 coins).

b. Culée :

On doit vérifier: $H < f.N$ avec $N = 350 \text{ Kn}$

$$\sigma_m = 0.35 / (0.25 \times 0.35) = 4 \text{ MPa}$$

$$f = 0.1 + (0.6 / \sigma_m) = 0.25$$

$H = (\max(E1) + 0.4 \times F_t + F_{r+f}) / n$ $n = 10$ nombre d'appareil d'appui sur la pile

$$H = (1089.95 + 0.4 \times 25.99 + 57.55) / 10$$

$$H = 115.8069 \text{ Kn} = 0.12 \text{ MN}$$

$$f.N = 0.25 \times 0.35 = 0.09 \text{ MN}$$

$f.N < H$ Condition non vérifiée on fait des dispositifs de non glissement (tiges fixées dans plaques d'ancrage sur les 4 coins).

XI.3. Dés d'appuis :

Le dé d'appui est réalisé en béton armé, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que de rattraper le dévers du tablier.

XI.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis :

Les dimensions seront choisies de façon à ce qu'ils soient un peu plus grands que les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$h \geq \frac{a \times b}{a+b}; a_1 \geq a + \frac{h}{2}; b_1 \geq b + \frac{h}{2}$$

h: variable selon le dévers du tablier

XI.3.2. Ferrailage des dés d'appuis :

Suivant le guide SETRA (P.P.73)

- **Armature de chaînage :**

Les armatures de chaînage peuvent être déterminées par des règles de la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_{sc} = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 0.95}{434.78} = 5.46 \text{ cm}^2 \quad \text{donc } 4\text{HA}14 \quad (A_s = 6.16 \text{ cm}^2)$$

Chapitre XI : Etude des équipements

- **Armature horizontale :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 0.95}{434.78} = 2.73 \text{ cm}^2 \text{ donc } 3\text{HA}12 (A_s = 3.39 \text{ cm}^2)$$

- **Frette supérieure :**

Il s'agit d'armatures croisées placées à la face supérieure de l'appui :

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 0.95}{434.78} = 0.87 \text{ cm}^2 \text{ donc } 2\text{HA}8 (A_s = 1.01 \text{ cm}^2)$$

- **Frette inférieure :**

Une frette inférieure est disposée à une profondeur entre $h/3$ et h à partir de la face supérieure de l'appui, la section d'armature se calcule avec :

$$A_i = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 0.95}{434.78} = 2.18 \text{ cm}^2 \text{ donc } 3\text{HA}10 (A_s = 2.36 \text{ cm}^2)$$

XI.4. Plot parasismique :

Les plots parasismiques sont en béton armé, ils sont encastrés au chevêtre au niveau des piles et sur mur frontal au niveau des culées, destinés à empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal, leur conception consiste à :

- Empêcher les déplacements du tablier sur les deux sens transversal.
- Une hauteur supérieure par rapport au niveau de la semelle inférieur ; avec Un espacement qui permet la dilatation des plots parasismique.

Pour cela on choisit deux plots parasismiques qui prennent les Caractéristiques suivantes :

- une hauteur de 70cm.
- une section de 50x90cm.
- un espacement de 5cm par rapport à la poutre.

XI.4.1. ferrailage du plot parasismique :

Le ferrailage du plot parasismique se fait en flexion simple sous l'action sismique transversale, pour cela on doit calculer :

$$M = 0.1 \cdot K_h \cdot G \cdot e$$

Avec :

K_h : coefficient sismique horizontal égal au coefficient de zone A ($K_h = A = 0.12$).

G : Poids total du tablier ($G = 1056.05 \text{ t}$).

e : Distance entre la fibre inférieure du plot et le point d'impact de la poutre sur le plot ($e = 0.50 \text{ m}$).

Chapitre XI : Etude des équipements

Donc : $M = 6.33 \text{ t.m}$

l'aide du logiciel ROBOT $A_s = 6.2 \text{ cm}^2$ on prend $6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

XI.5. Joint de chaussée :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales sous l'effet de la température, retrait, fluage et les charges d'exploitation. Pour limiter les effets parasites dus à ces déformations, le tablier est rendu librement dilatable par des coupures transversales, généralement situées à ses extrémités.

Au droit de chacune de ces coupures, on dispose un joint de chaussée dont le rôle est de permettre aux véhicules de les franchir dans les meilleures conditions de confort et de sécurité.

Choix de type du joint de chaussée

Le choix du joint de chaussée est lié essentiellement par le souffle total, selon le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art RPOA, le souffle est donné par la formule suivante:

$$W = W_d + 0.3W_T + W_S / 3$$

Avec :

W : souffle total du joint

W_d : souffle des déformations différées (retrait et fluage). $W_d = 0.66 \text{ cm}$

W_T : souffle thermique. $W_T = 0.3 \text{ cm}$

W_S : souffle sismique (calculé dans l'étude sismique). $W_S = 3.5 \text{ cm}$.

Alors : $W = 1.9 \text{ cm}$

$S < 50 \text{ mm}$ donc notre joint sera le JEP3.

Souffle	$S < 50$	$50 \leq S \leq 60$	$60 \leq S \leq 80$	$80 \leq S \leq 110$	$110 \leq S \leq 160$	$160 \leq S \leq 230$	$230 \leq S \leq 250$	$S > 250$
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Tableau XI.3. Choix de type du joint de chaussée

Chapitre XII :

Etude de la pile

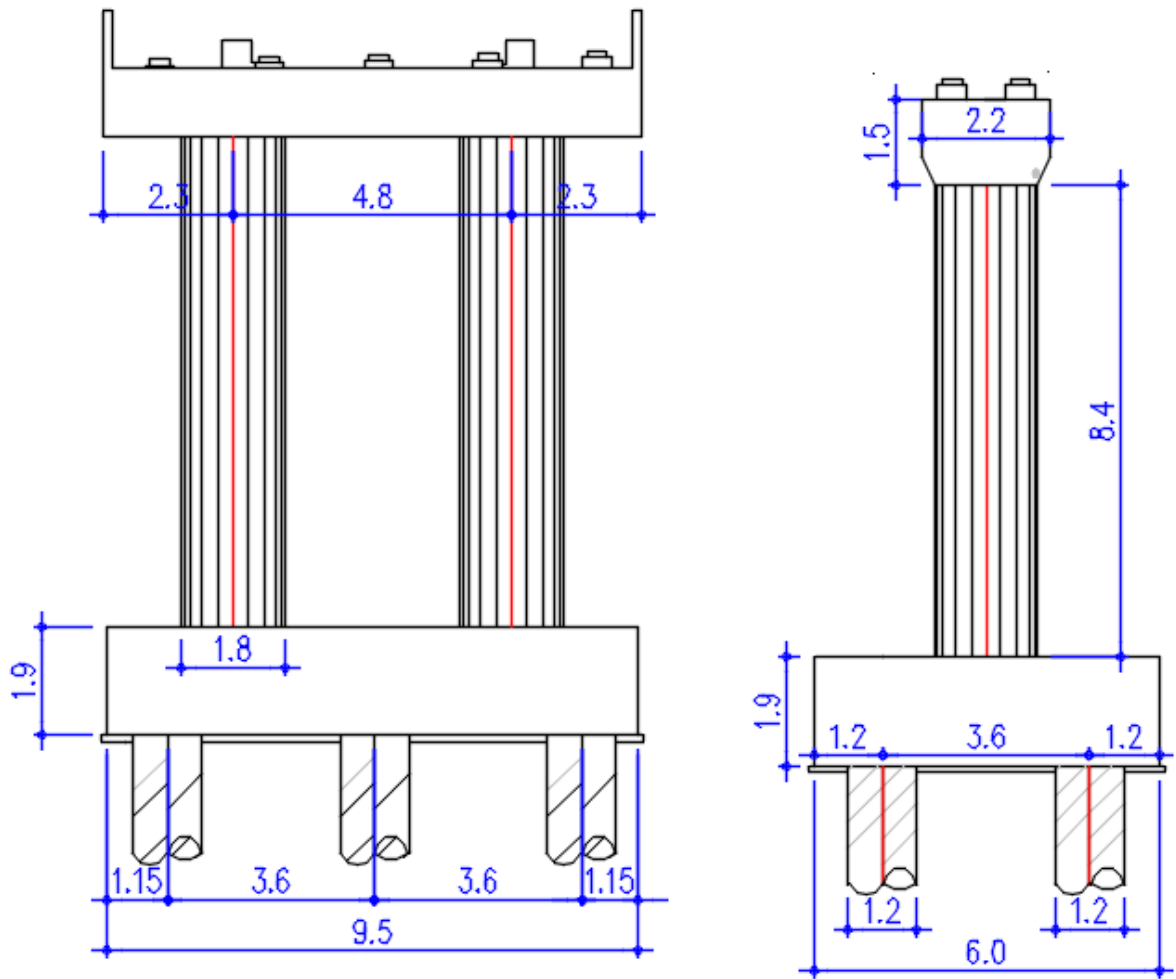


Schéma de la pile

Chapitre XII : Etude de la pile

XII.1. Introduction :

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissant sur la pile. Notre ouvrage franchit une autoroute, alors nous avons opté pour la solution d'une pile portique pour la simple raison qui est la permission de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle.

XII.2. Dimensionnement des éléments de la pile :

XII.2.1. Chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : $L = 9.5\text{m}$
- Largeur : $b = 2.20\text{ m}$
- Hauteur : $H = 1.50\text{ m}$

XII.2.2. Fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant.

Dans notre cas il y a trois (02) fûts à un diamètre constant $\Phi=1,2\text{m}$ et un entraxe de 4.8 m

XII.2.3. Semelle :

- Epaisseur : 1.9 m
- Largeur : 6 m
- Longueur : 9.5 m
- Béton de propreté : $0,10\text{ m}$

XII.3. Evaluation des efforts :

Dans cette partie on calcul l'effet du chargement des deux travées adjacentes pour déduire la réaction des deux travées.

XII.3.1. Répartition de charge sur pile :

➤ Poids propre de chevêtre :

$$P_{ch} = \gamma_b \cdot V = 25 \cdot 1.5 \cdot 2.2 \cdot 9.5 = 783.75\text{ Kn}$$

$$P_{ch} = 783.75 / 9.5 = 82.5\text{kn/ml}$$

➤ Poids propre du tablier :

Cas 1 : une travée chargée

$$G_t = 3520.18\text{kn} \quad \text{donc : } R_1 = R_2 = R_{\max} = 1760.09\text{ Kn}$$

Cas 2 : deux travées chargées

$$G_t = 7040.36\text{kn} \quad \text{donc : } R_1 = R_2 = R_{\max} = 3520.18\text{ Kn}$$

Chapitre XII : Etude de la pile

XII.3.2. Répartition de surcharge sur pile :

➤ Système de charge A (L) :

Cas 1 : une travée chargée :

$$A(l) = 2,30 + 360 / L + 12$$

$$A(l) * a_1 * a_2 = 12.75 \text{ Kn/m}^2 \text{ Avec } (L=25 \text{ m})$$

On aura une réaction qui vaut : $R_{\text{max}} = 84.16 * 12.5 = 1051.6 \text{ Kn}$

Cas 2 : deux travées chargées :

$$A(l) = 2,30 + 360 / L + 12$$

$$A(l) = 8.1 \text{ Kn/m}^2 \text{ Avec } (L=50 \text{ m})$$

On aura une réaction qui vaut : $R_{\text{max}} = 8.1 * 3.3 * 1 * 25 * 1.06 = 1417.82 \text{ Kn}$

➤ Système de charge Bc :

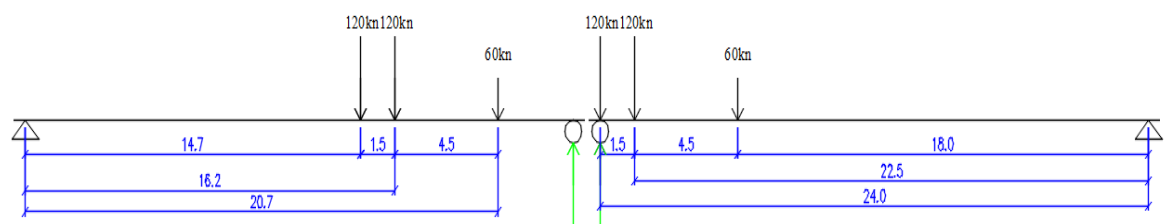


Figure XII.1. Surcharge Bc sur deux travées chargées.

La réaction maximale est obtenue en chargeant 2 voies :

$$R_1 = 482.5 \text{ Kn}$$

$$R_{\text{max}} = \delta * R * n * bc$$

Avec : $\delta = 1,115$; $bc = 1,1$ et $n = 2$ (4 camions)

$$R_{\text{max}} = 1183.57 \text{ Kn}$$

➤ Charge militaire Mc120 :

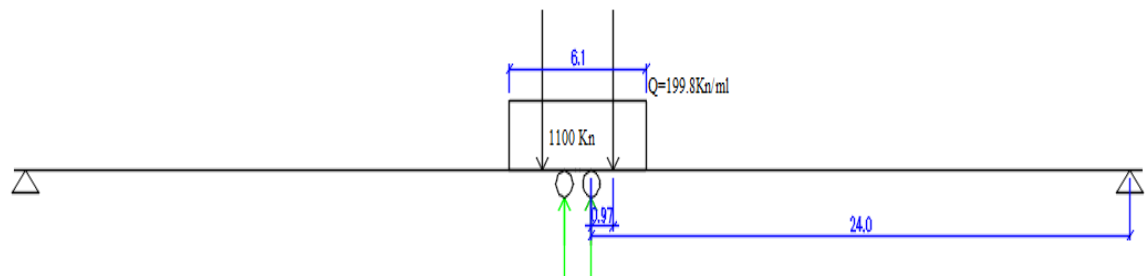


Figure XII.2. Surcharge Mc120 sur deux travées chargées.

La réaction maximale avec $\delta = 1.108$

$$R_{\text{max}} = 2 * ((1100/2) * (24 - 0.97) / 24) * 1.108$$

$$R_{\text{max}} = 1169.54 \text{ Kn}$$

Chapitre XII : Etude de la pile

➤ La charge exceptionnelle D240 :

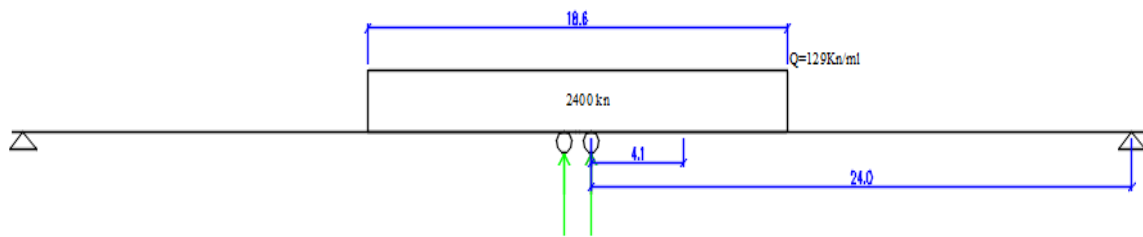


Figure XII.3. Surcharge D240 sur deux travées chargées.

La réaction maximale

$$R_{\max} = 2 * ((2400/2) * (24 - 4.1)) / 24$$

$$R_{\max} = 1990 \text{ Kn}$$

➤ Surcharge sur trottoir :

Dans notre cas un trottoir de 1.2m donc $Q = 1.5 \text{ Kn/m}^2$

$$R_{\max} = 1.2 * 1.5 * 25$$

$$R_{\max} = 45 \text{ Kn}$$

XII.4. Etude du chevêtre :

Le chevêtre étudié est appuyé sur deux fûts, il est présenté par le schéma statique ci-dessous.

Son étude est faite en deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

XII.4.1. Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion :

XII.4.1.1. Evaluation des efforts :

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide du logiciel Robot 2014, le chevêtre est modélisé telle une poutre encastree sur les fûts. Les forces concentrées présentent les forces transmises par les poutres (la valeur des forces est prise dans le cas le plus défavorable).

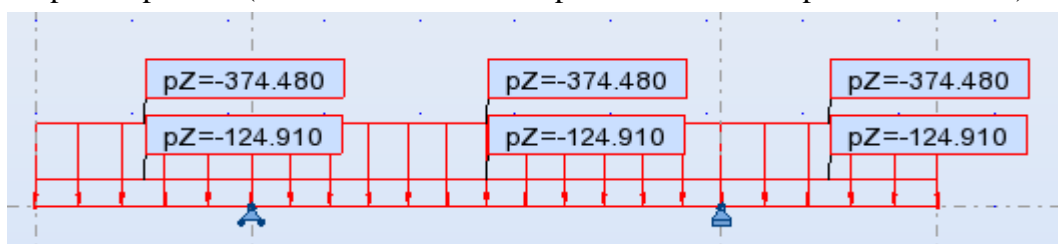


Figure XII.4. Efforts agissants sur le chevêtre

Ces cas de charges nous donneront les moments et efforts tranchants Max avec la combinaison G+D240 et les résultats sont les suivants :

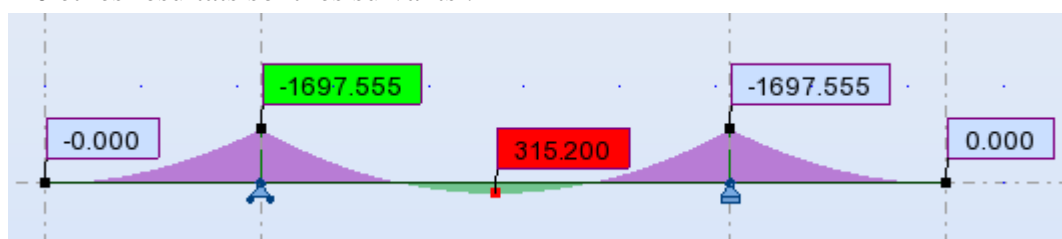


Figure XII.5. Moment fléchissant à l'ELS sous combinaison G+D240

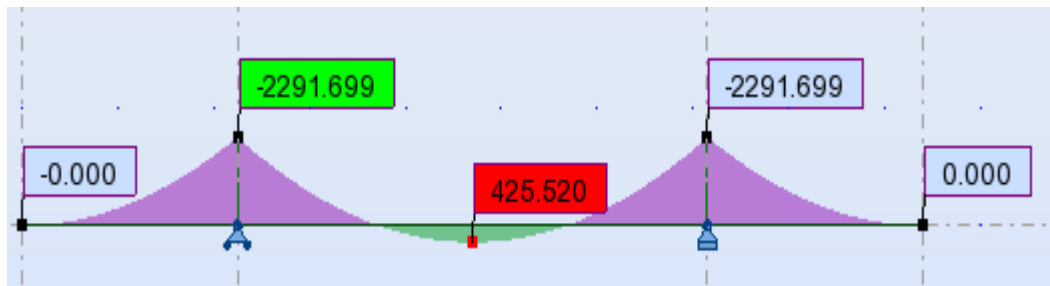


Figure XII.6. Moment fléchissant à l'ELU sous combinaison G+D240

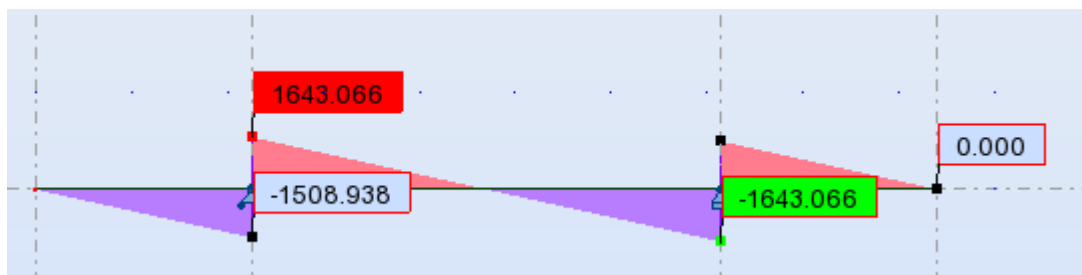


Figure XII.7. Effort tranchant à l'ELS sous combinaison G+D240

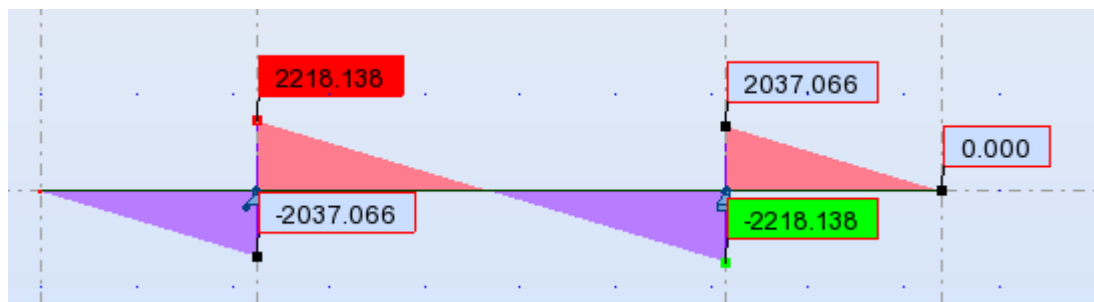


Figure XII.8. Effort tranchant à l'ELU sous combinaison G+D240

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau XII.1. Résultats de modélisation du chevêtre

	Moment max à mi travée (MN*m)	Moment max sur appui (MN*m)	Tmax (MN)
ELU	0.425	2.291	2.218
ELS	0.315	1.697	1.643

XII.4.1.2. Ferrailage longitudinal :

On utilisera le logiciel ROBOT EXPERT pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton (2.2x 1.5) m et on aura comme résultat :

Chapitre XII : Etude de la pile

Armature supérieure :

Sur appuis $A_s = 50.2 \text{ cm}^2$ on prend : 16 HA 20 avec ($A_s = 50.27 \text{ cm}^2$ avec $St = 14 \text{ cm}$)

Armature inférieure :

Sur travée $A_s = 31.9 \text{ cm}^2$ on prend : 16 HA 16 avec ($A_s = 32.17 \text{ cm}^2$ avec $St = 14 \text{ cm}$).

X.4.1.3. Ferrailage transversale :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \overline{\tau}_U = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 2.7 \text{ Mpa}$$

Tel que :

τ_U : Contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant sur appui à l'ELU.

$\tau_U = 0.74 \text{ Mpa} < 2.7 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de St inférieur à 20 cm d'après « S.E.T.R.A » et on prend $St = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{St} \geq \frac{(\tau_U - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e} \times \gamma_s b_0$$

Avec : $K = 0$ reprise de bétonnage.

$\gamma_s = 1, 15$

Donc nous trouvons $A_t = 8.32 \text{ cm}^2$

-Calcul de section d'armature minimale :

$$A_{\min} \geq \frac{0.4 b_0 St}{f_e}$$

$$A_{\min} = 3.52 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_t = \max(A_{\min}, A_t) = 8.32 \text{ cm}^2$

XII.4.2. Etude et ferrailage du chevêtre à torsion :

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

Les règles de « B.A.E.L » adoptent une épaisseur fictive de la paroi égale à $\emptyset/6 = 0.2 \text{ m}$ tel que $\emptyset = 1.2 \text{ m}$.

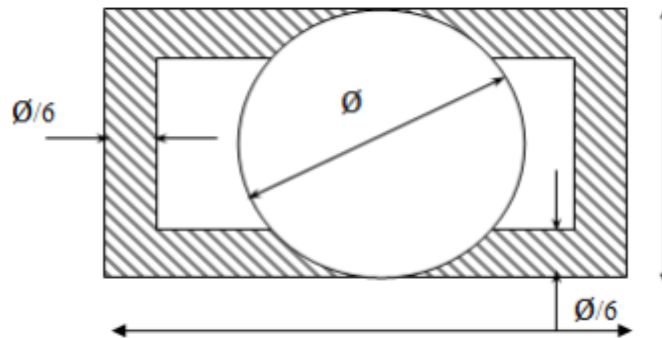


Figure XII.9. Section de torsion.

XII.4.2.1 Calcul du moment de torsion :

Rappelons que le moment de torsion égale à la réaction d'appuis multiplié par l'excentricité. L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e=0.55\text{m}$.

Moment de torsion du au surcharge A(L) :

$$M_{tu} = 1.35 [(RG + RA(L)) \times e - RG \times e]$$

$$M_{tu} = 1.35 \times 110.7 \times 0.55$$

$$M_{tu1} = 82.2 \text{ Kn.m}$$

Moment de torsion du au poids propre G:

Pour les surcharges permanentes, on doit considérer les cas de l'ouvrage en construction c'est-à-dire d'une seule travée repose sur le chevetre.

$$RG = \frac{704.036}{2} = 352.018/\text{appui}$$

$$\text{Donc } M = 1.35 \times RG \times e = 1.35 \times 352.018 \times 0.55 = 261.37 \text{ kn. m}$$

$$M_{tu2} = 261.37/2 = 130.685 \text{ Kn.m} \quad (\text{d'après S.E.T.R.A})$$

Moment de torsion du au force de freinage :

On considère un moment de torsion M_{tu3} du à l'effort de freinage.

$$M_{tu3} = Ft = \frac{300}{2} \times 1.2 = 180 \text{ Kn}$$

$$M_{tu3} = 1.35 \times Ft \times \frac{h}{2} = 1.35 \times 180 \times \frac{1.5}{2} = 182.25 \text{ Kn. m}$$

$$M_{tu \text{ max}} = (M_{tu1}, M_{tu2}, M_{tu3})$$

$$M_{tu \text{ max}} = 261.37 \text{ kn. m}$$

XII.4.2.2. Calcule du contrainte tangentielle :

$$\tau_{bt} = \frac{M_{tu}}{2\Omega b_n}$$

b_n : épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente : $b_n = h/6 = 0.25 \text{ m}$

$$\Omega = (b - b_n) \cdot (h - b_n) = 2.44 \text{ m}^2$$

Chapitre XII : Etude de la pile

Donc : $\tau_{bt}=0.214$ MPa

XII.4.2.3 Armatures longitudinale :

Avec : U : périmètre extérieur du chevêtre U = 7.4 m

$$A1 \geq \frac{Mtu \max \times U}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

On trouve $A1 = 9.11 \text{ cm}^2$ donc on opte pour un ferrailage de 6HA14 avec ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$).

X.4.2.4 Armatures transversale :

$$A_t \geq \frac{Mtu \max \times St}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Donc : $A_t = 0.246 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$.

Donc : $A_t = 0.246 + 8.32 = 8.566 \text{ cm}^2$ On prend : 3 cadre HA14 Avec ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$).

XII.4.2.5 Vérification de contrainte :

Il faut que. $\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$

$$\tau_{lim} = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3.6; 5) = 3.6 \text{ MPa.}$$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{2.218}{2.2 \times 1.35} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$0.742 + 0.2142 \leq 3.62 \quad 0.593 \leq 12.96 \quad (\text{condition vérifiée})$$

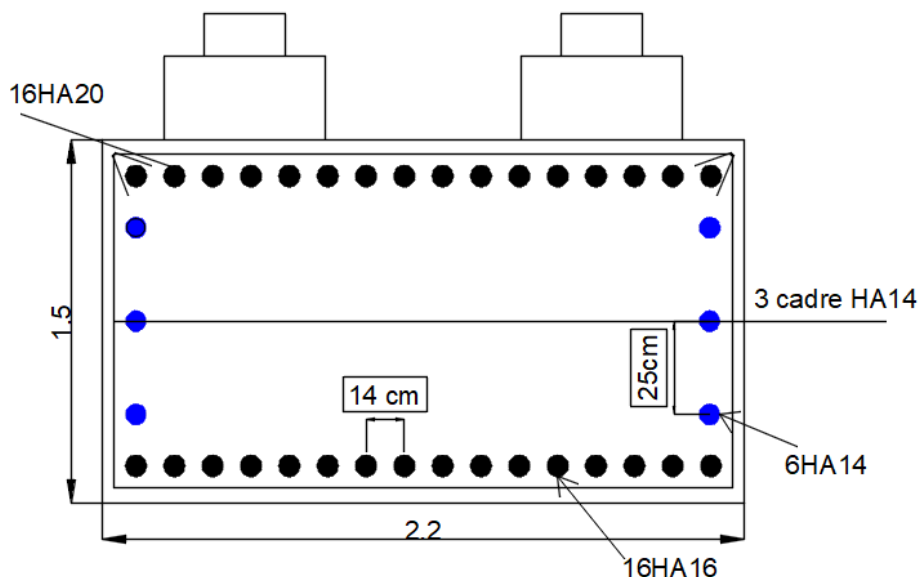


Figure XII.10. Ferrailage du chevêtre

XII.5. Etude des futs :

Chapitre XII : Etude de la pile

Les fûts ont pour rôle de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations. Ils sont encastres de deux cotés (sur la semelle et le chevêtre).

Nous allons étudier le fut le plus long :

Hauteur du fut : 8.5 m.

Diamètre du fut : 1.8 m.

XII.5.1. Vérification du flambement :

On vérifie que $\lambda < \bar{\lambda}$

$$L_c = 0.7 \times 8.5 = 5.95 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{L_c}{i} \text{ Avec : } i = D/4 = \frac{1.8}{4} = 0.45 \text{ m} \quad \text{donc : } \lambda = \frac{5.95}{0.45} = 13.22$$

$$\bar{\lambda} = \max \left\{ \begin{array}{l} 50 \\ \text{Min} (67 \cdot e_0/D; 100) \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M_{u \max}}{N_{u \max}} = \frac{1812.08}{4609.43} = 0.393 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \bar{\lambda} = 50$$

13.22 < 50 la vérification de flambement n'est pas nécessaire.

XII.5.2. Résultats des combinaisons retenues pour le calcul du ferrailage de chaque fut :

Résultats des combinaisons retenues pour le calcul du ferrailage de chaque fut

Tableau XII.2. Résultats de combinaisons maximales agissant sur le fût

Cas	N (MN)	Moment(MN.m)
ELS	3.42	2.4
ELU	4.6	1.8
ELA	3.43	2.2

À partir du logiciel robot expert en jugeant la fissuration préjudiciable avec un béton de 27 MPa, on obtient la section d'armature longitudinale nécessaire à la reprise des efforts précédents

$$A_{s \text{ long}} = 254.5 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 32\text{HA}32 \text{ avec } (A_s = 257.36 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } 17\text{cm})$$

XII.5.3. armatures transversale :

Pour l'armature transversale, On prend des cerces de HA14 espacés de 20cm en zones courantes et de 15 cm en zones critique.

Chapitre XII : Etude de la pile

-Condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{\pi D^2} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \pi D^2 = \frac{0.23 \times 2.22}{50} \times 3.14 \times 1.8^2 = 103.94 \text{ cm}^2$$

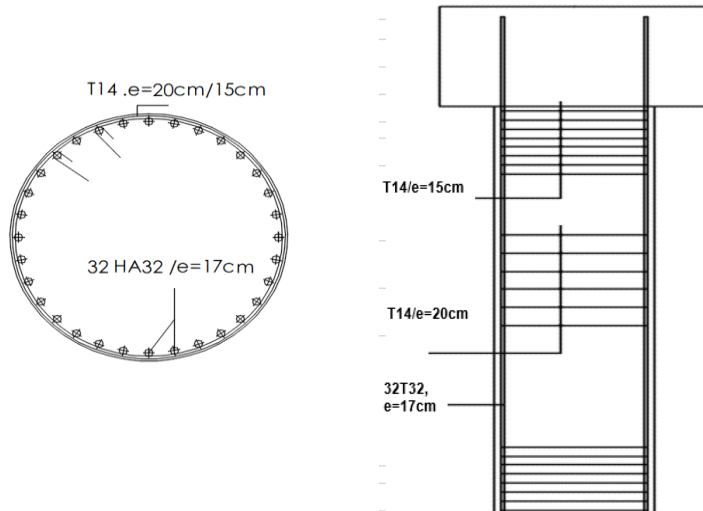


Figure XII.11. Ferrailage d'un fût

XII.6. Etude de fondation

XII.6.1. La semelle :

Les 2 futs calculés précédemment reposent sur une semelle de 9.5m de longueur et de 6 m de largeur avec une épaisseur de 1,9m fondé au-dessus de 6 pieux de 1,2m de diamètre espacé de 3,6m, le ferrailage du semelle se fait avec la méthode de bielle.

$$\text{La condition de la méthode est : } \begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

h : épaisseur de la semelle = 1.8 m

L : entraxe des pieux = 3.6 m

b : diamètre du fut = 1.8 m

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.9}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.8}{4}} = 1.41 \quad \text{Donc : } \alpha = 54.60 \geq 45^\circ \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.35 < h = 1.8 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

Armature transversale inférieure

Cas normal :

$$\text{Le ferrailage se fera en flexion simple : } A_t = \frac{N_{1\max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

$N_{1\max}$: Réaction maximale exercée par un seul pieu = 2.18 MN

Chapitre XII : Etude de la pile

$$\bar{\sigma}_a = 333.33 \text{ MPa}$$

$$A_t = 49.15 \text{ cm}^2$$

Cas sismique :

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 500 \text{ MPa}$$

$$A_t = 32.70 \text{ cm}^2$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est $A_t = 49.15 \text{ cm}^2$, on prend 12HA25 ($A_s = 58,90 \text{ cm}^2$).

L'espaceur étant :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n-1}$$

n: nombre de barre= 12 barres

D : enrobage= 5 cm

Φ : diamètre de pieux = 1.2 m

$$S_t = \frac{1.2+1.9-0.05}{11} = 0.27 \text{ cm} \quad ; \text{ on prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

On a donc 5 HA25 avec $A_s = 24.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur

(L) telle que : $L = h + \phi_{\text{pieu}} = 1.8 + 1.2 = 3 \text{ m}$

Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

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

$$A_{s \text{ long}} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 49.15 = 16.38 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 10 HA16} \quad (A_{s \text{ long}} = 20.11 \text{ cm}^2)$$

$$S_t = \frac{(1.2+1.9-0.1)}{10-1} = 0.33 \text{ m} \approx 30 \text{ cm}.$$

Armatures de construction :

Armatures transversales supérieures :

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{49.15}{10} = 4.915 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 6HA12} \quad A_{\text{sup}} = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 49.15 = 16.38 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 10 HA16} \quad A_{li} = 20.11 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = 30 \text{ cm}.$$

Chapitre XII : Etude de la pile

Armatures latérales :

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{49.15}{10} = 4.915 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 6\text{HA}12 \quad A_{\text{sup}} = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

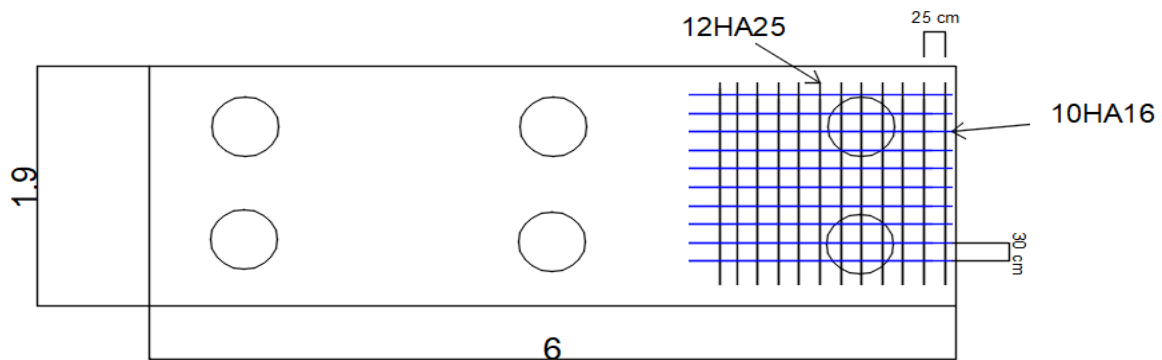


Figure XII.12. Ferrailage de la semelle nappe inférieure

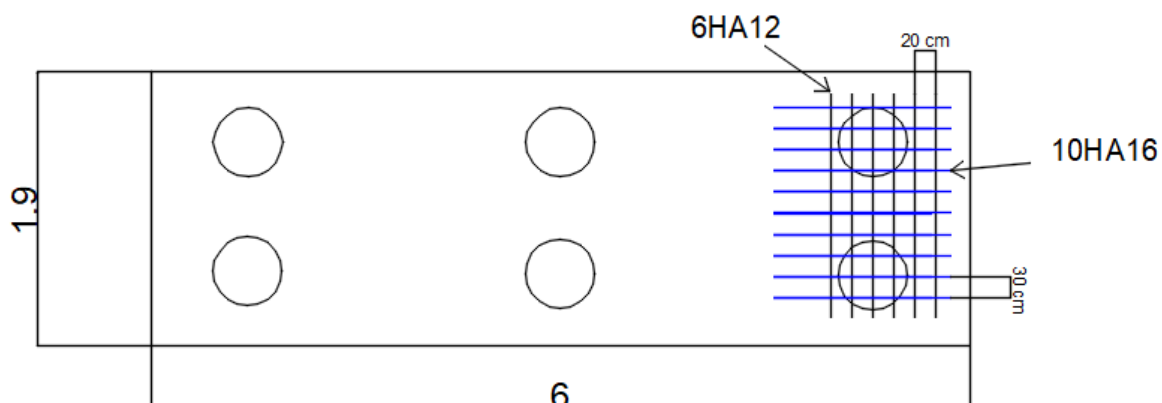


Figure XII.13. Ferrailage de la semelle nappe supérieure

XII.6.2. Les pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce que nous oblige à descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges dans notre cas nombre de pieux =6.

XII.6.2.1 action sur les pieux :

Calcul de λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

$$b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$$

Chapitre XII : Etude de la pile

$$C_u = 30 \text{ Mn/m}^2$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton ; } E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie du pieu

$$L = 9.5 \text{ m}$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.101 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{30 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.101}}$$

$$\lambda = 0.228$$

Calcul de moment :

$$\bar{M} = - \frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\text{On a : } \lambda * L = 2.166$$

Tableau XII.3. Les valeurs de $X_{\theta P}$ et $X_{\theta M}$

$\lambda * L$	1	1.5	2	3	4	6
$X_{\theta P}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$X_{\theta M}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

Donc par interpolation on obtient :

$$X_{\theta P} = 1.32 \text{ et } X_{\theta M} = 1.6$$

Tableau XII.4. Résultats de combinaisons maximales agissant sur les pieux

Cas	Effort normale N_{\max} (KN)	Effort tranchant H_{\max} (KN)	Moment \bar{M} (KN.m)
ELU	1745.69	61.01	219.57
ELS	1086.31	56.51	203.37
ELA	1930	250.43	901.25

XII.6.2.2 Ferrailage des pieux :

X.6.2.2.1 armature longitudinale :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée on obtient :

$$A_s = 113.1 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } 24\text{HA}25 (A_s = 117.81 \text{ cm}^2)$$

Chapitre XII : Etude de la pile

X.6.2.2.2 armature transversale :

Section carrée équivalente $2R = \sqrt{2} \cdot b_0$

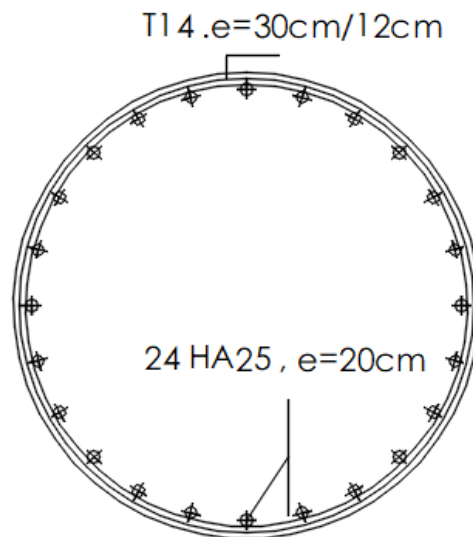
$b_0 = 0.85 \text{ cm}$; $d = 0.9 b_0 = 0.765 \text{ cm}$

-Effort tranchant retenu pour le calcul :

$$V_u = \frac{H_{\max \text{ ELA}}}{\text{nombre de pieux}} = \frac{1930}{6} = 321.67 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 480.84 \text{ Kn} = 0.48 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

On prend HA12 et un espacement de 30 cm dans la zone courante et 13 cm dans la zone critique.



FigureXII.14. Ferrailage de pieu

Chapitre XIII :

Etude de la culée

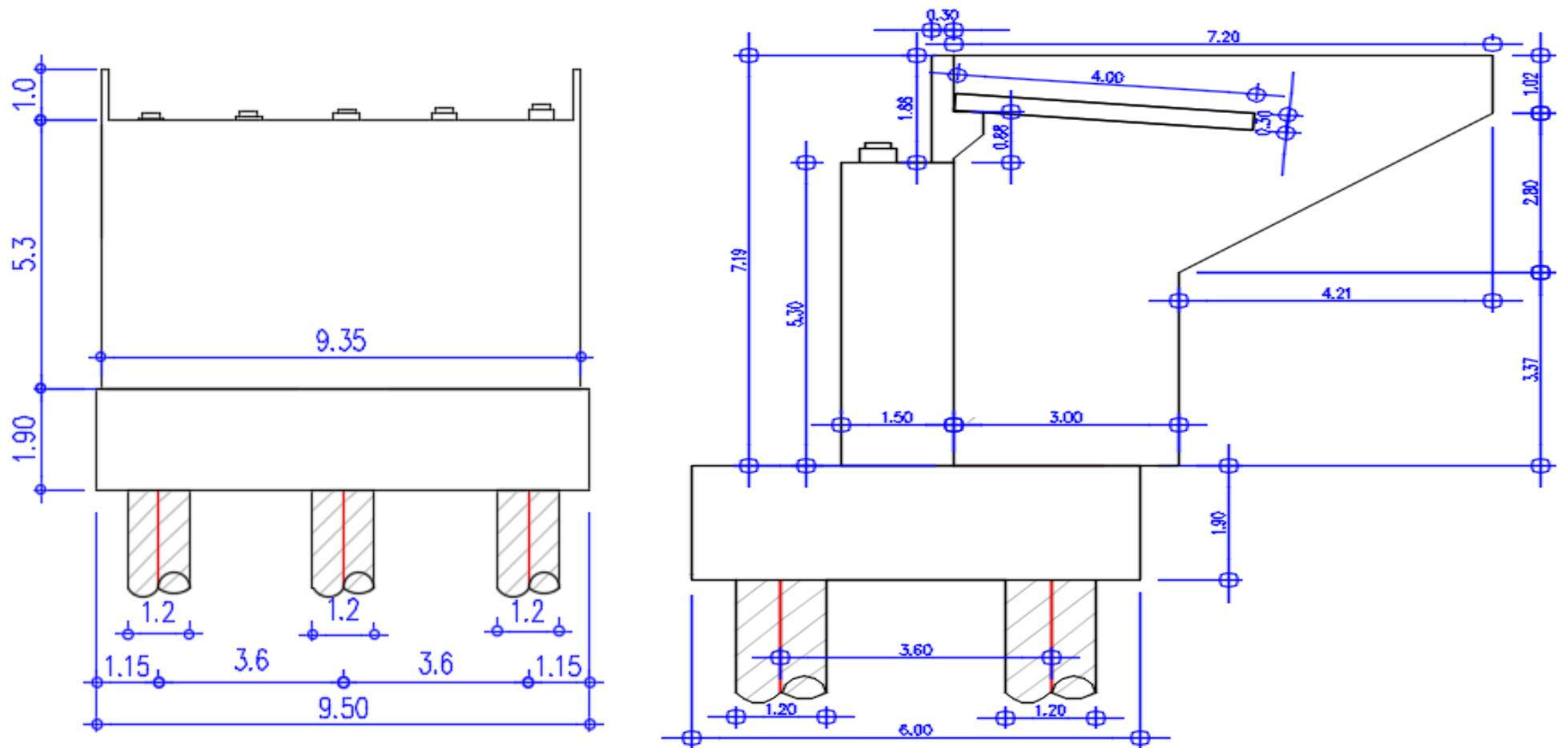


Schéma de la culée

Chapitre XIII : Etude de la culée

XIII.1. Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

XIII.2. Les différents constituants de la culée :

Tableau XIII.1. Dimensions des éléments de la culée

Mur frontal	Mur garde grève	Dalle de transition	Mur en retour	Semelle	Corbeau
Longueur : 9.35 m	Longueur : 9.35 m	Longueur : 4 m	Surface : 31.37 m ²	Longueur : 9.5 m	Surface : 0.241 m ²
Epaisseur : 1.5 m	Epaisseur : 0.3 m	Epaisseur : 0.3 m	Epaisseur : 0.6 m	Epaisseur : 1.90 m	Longueur : 8.6 m
Hauteur : 5.3 m	Hauteur : 1.88 m	Largeur : 8.5 m		Largeur : 6 m	

XIII.3. Evaluation des efforts sollicitant la culée :

XIII.3.1. Détermination des paramètres K_{AD} et θ :

D'après le RPOA 2008 :

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

Avec :

K_{ad} : coefficient de poussée

$\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai.

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0$: angle de frottement remblai-culée.

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale

$$\theta = \arctg \frac{K_H}{1 \pm K_v}$$

$K_H = A = 0.12 \rightarrow$ zone IIa

A : coefficient d'accélération de la zone.

Chapitre XIII : Etude de la culée

$$K_V = 0.3 * K_H = 0.04$$

K_V : Accélération sismique dans le sens verticale.

L'ensemble des paramètres K_{ad} , K_H et K_V pour les quatre cas existants sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XIII.2. Valeurs des paramètres K_{ad} , K_H , K_V et θ

Action du séisme	Notation	K_H	K_V	θ°	K_{ad}
Condition normale	Cas N°1	0.00	0.00	0.00	0.33
Séisme « Vertical vers le bas + horizontal »	Cas N°2	0.12	0.04	6.61	0.4076
Horizontal	Cas N°3	0.12	0.00	6.84	0.4106
Séisme « Vertical vers le haut + horizontal »	Cas N°4	0.12	-0.04	7.10	0,4139

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O (Bas et au centre de la semelle).

Le tableau qui donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas se trouve dans l'annexe.

XIII.4. Ferrailage des éléments de la culée :

Cas de fissuration : préjudiciable. (Dimensionnement à l'ELS)

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{f_e}{3} ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right\} = 207.31 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa.}$$

Ferrailage par bandes de 1 ml.

XIII.4.1. Dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai. La dalle de transition présente les dimensions suivantes :

- Longueur : $L = 8.5 \text{ m}$
- Largeur : $H = 4 \text{ m}$
- Epaisseur : $e = 0.3 \text{ m}$

Chapitre XIII : Etude de la culée

XIII.4.1.1. Evaluation des efforts :

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

Poids de la dalle de transition : $G_1 = 2.5 \times 0.3 \times 1 = 0.75 \text{ t/m}^2$.

Poids du remblai : $G_2 = 1,8 \times 0.84 \times 1 = 1.512 \text{ t/m}^2$.

Poids propre du revêtement : $G_3 = 2.4 \times 0.08 \times 1 = 0.192 \text{ t/m}^2$.

Poids total : $G_t = G_1 + G_2 + G_3 = 2.454 \text{ t/m}^2$.

Surcharges : $Q = 1 \text{ t/m}^2$.

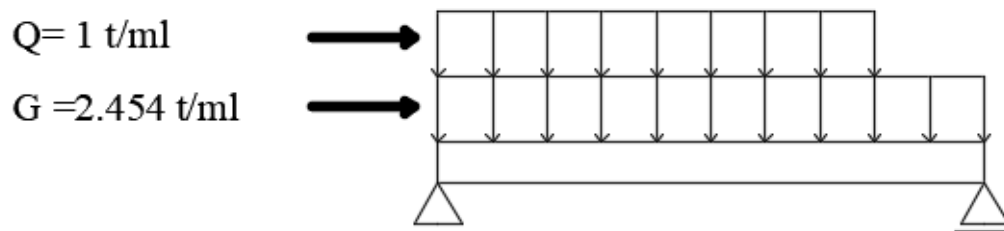


Figure XIII.1. Schéma statique de la dalle de transition

Tableau XIII.3. Effort appliquée sur la dalle de transition

	Charge (t/m ²)	M (t.m/ml)	T (t/ml)
Charge permanente G	2.454	4.908	4.908
Surcharge Q	1	2.0	2.0

XIII.4.1.2. Combinaisons des efforts :

ELU :

$$M_{ELU} = 1.35 MG + 1.6 MQ = 9.826 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{ELU} = 1.35 TG + 1.6 TQ = 9.826 \text{ t /ml.}$$

$$\Rightarrow M_{ELU} = 9.826 \text{ t.m /ml ; et } T_{ELU} = 9.826 \text{ t/ml.}$$

ELS:

$$M_{ELS} = MG + 1.2 MQ = 7.308 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{ELS} = TG + 1.2 TQ = 7.308 \text{ t /ml.}$$

$$\Rightarrow M_{ELS} = 7.308 \text{ t.m /ml ; et } T_{ELS} = 7.308 \text{ t /ml.}$$

XIII.4.1.3. Ferrailage :

La fissuration est considérée préjudiciable.

Pour le calcul de la section d'acier on utilise le logiciel Robot expert

Chapitre XIII : Etude de la culée

Section d'acier : $A_s = 13.1 \text{ cm}^2$ on prend 5HA20/ml avec un espacement de 20 cm

Armatures de construction : $A's = A_s/3 = 4.73 \text{ cm}^2$; soit : 5HA14/ml avec un espacement de 20 cm

Armatures transversales : $A'st = A_s/4 = 3.28 \text{ cm}^2$; on prend : 5HA10/ml avec un espacement de 20 cm

XIII.4.2. Mur garde grève :

XIII.4.2.1. Evaluation des efforts sur le mur garde grève :

Les forces verticales agissant sur le mur comprennent : le poids propre du mur garde grève, les réactions d'une charge appliquée directement sur le mur et la dalle de transition. Vu que le poids propre et la réaction de la charge est supposé centré et la faible excentricité de la dalle de transition par rapport au mur, le moment créé dans le garde grève est négligeable. Donc pour ces raisons, on peut négliger l'effet des forces verticales.

D'où le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales uniquement, qui sont :

-La charge locale située en arrière du mur garde grève.

-Poussée des terres.

-Force de freinage du camion Bc.

XIII.4.2.1.1. Poussée des terres :

Elle est donnée par la formule suivant :

$$P_t = 0.5.K_a.\gamma .L.h^2$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné

par la formule :

$$M_t = 1/3.P_t.h = 1/6.K_a.\gamma .h^3$$

Avec :

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

$h = 1.88 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

D'où : $M_t = 0,658 \text{ t.m/ml}$.

$$M_{t,ult} = 1.35 M_t = 0.88 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{t,ser} = M_t = 0.658 \text{ t.m/ml}$$

XII.4.2.1.2. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type Bc (poussée des charges locales) étant la plus défavorable. L'effort nominal étant produit

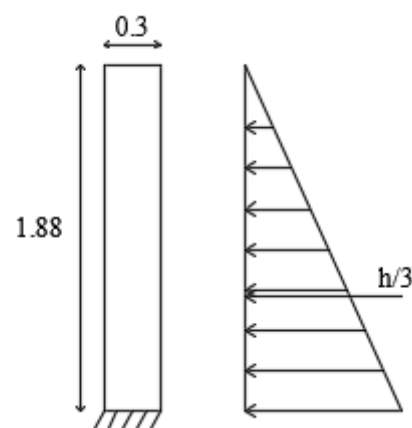


Figure XIII.2. Poussée des terres sur MGG

Chapitre XIII : Etude de la culée

parles deux roues arrières de 6T chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0,25m x 0,75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

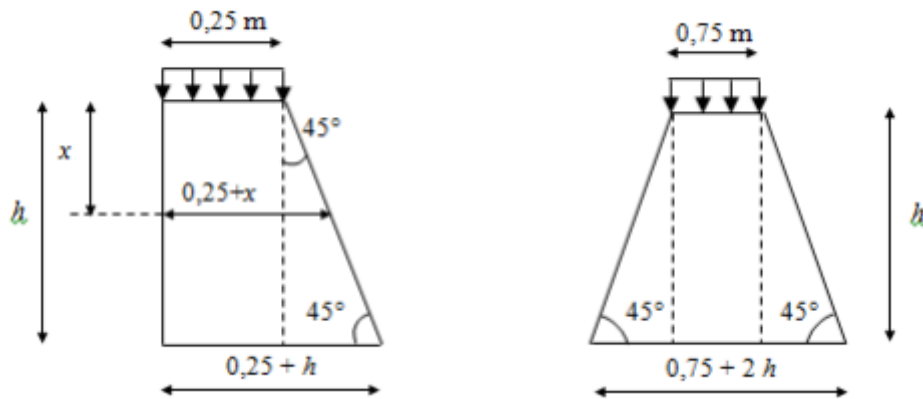


Figure XIII.3. Poussée de la charge locale située en arrière du mur

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \quad [t. \frac{m}{ml}]$$

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

γ : Coefficient de pondération : $\begin{cases} 1.2 \text{ à l'ELS} \\ 1.6 \text{ à l'ELU} \end{cases}$

$\delta = 1$ Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

$b_c = 1.2$ Coefficient de pondération du système b_c

$K_a = 0.33$

D'où : $K = \begin{cases} 0.48 \text{ ELS} \\ 0.63 \text{ ELU} \end{cases}$

Le tableau suivant donne les différentes valeurs de $M_p/K = f(h)$ (d'après S.E.T.R.A) :

Tableau XIII.4. Les différentes valeurs de $M_p/K = f(h)$

h	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
Mp/k	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Chapitre XIII : Etude de la culée

Pour $h = 1.88 \text{ m} \Rightarrow M_p/K = 7.13 \text{ t.m/ml}$

On trouve donc :

$$\text{ELU : } M_{pu} = 0.451 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS : } M_{pser} = 0.338 \text{ t.m/ml}$$

XIII.4.2.1.3. Moment de la force de freinage :

Seul l'effet d'une roue de 6 t est considéré, et le moment du au freinage est donné par l'expression (d'après SETRA)

$$\text{Soit : } M_f = \frac{6.h}{0.25+2h} \cdot \gamma$$

$$M_f = \begin{cases} M_{fu} = 9 \text{ t.m/ml} \\ M_{fser} = 6.75 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

Finalement le moment totale de l'encastrement :

$$M_{Tot} = M_t + M_p + M_f$$

On trouve :

$$\text{ELU : } M_u = 14.4 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS : } M_{ser} = 10.79 \text{ t.m}$$

XIII.4.2.2. Ferrailage :

La fissuration est considérée préjudiciable.

Pour le calcul de la section d'acier on utilise le logiciel Robot expert

Section d'acier : $A_s = 19.8 \text{ cm}^2$ on prend 5HA25/ml avec un espacement de 20 cm

Armatures de construction : $A's = A_s/3 = 6.60 \text{ cm}^2$; soit : 5HA14/ml avec un espacement de 20 cm

Armatures transversales : $A'st = A_s/4 = 4.95 \text{ cm}^2$; on prend : 5HA12/ml avec un espacement de 20 cm

XIII.4.3. Mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes :

- son poids propre.
- Poussée des terres horizontale répartie.
- Charges complémentaires permanentes (Poids du trottoir, Poids du corniche, Poids du glissières de sécurité, Poids du garde-corps).
- Surcharge sur trottoir

Chapitre XIII : Etude de la culée

-Poussée des surcharges.

On modélise le mur en retour à l'ELS par le logiciel ROBOT, les résultats sont présentés ci-dessous :

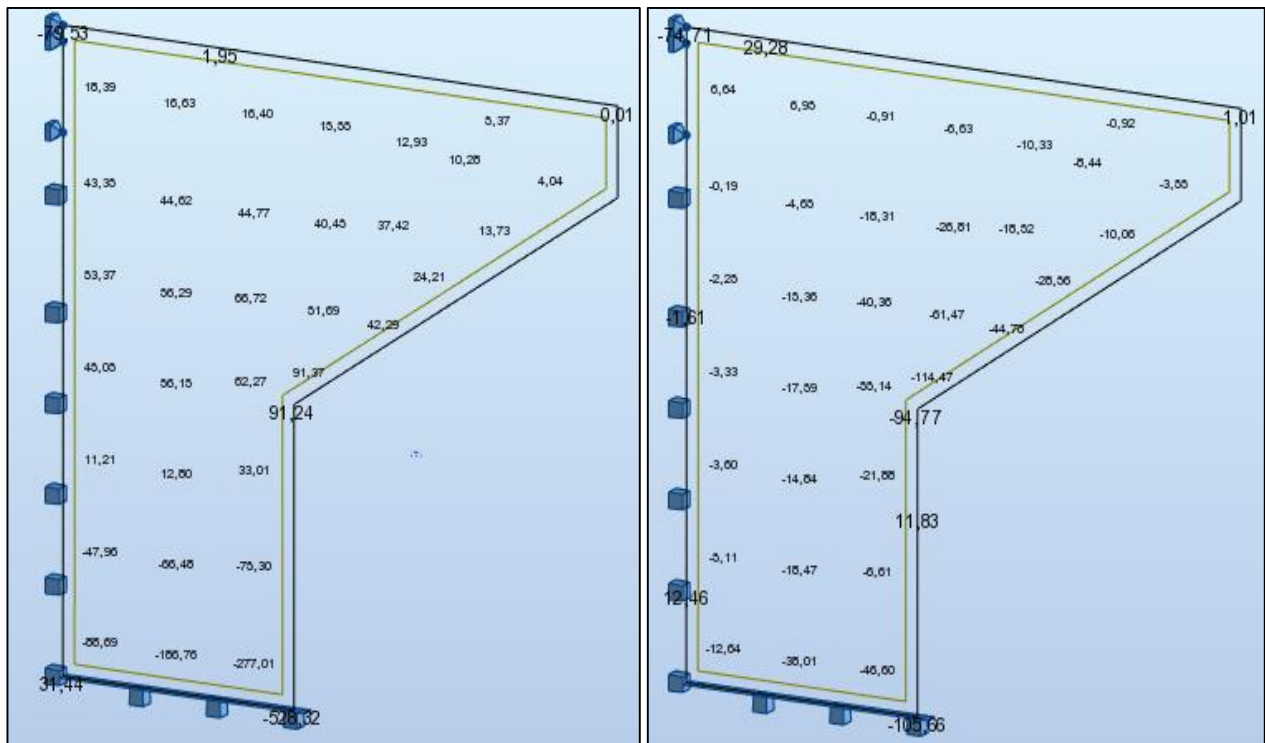


Figure XIII.4. Les moments Myy et Mxx sur le mur en retour avec le logiciel

Le ferrailage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieure (remblai) et extérieure est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire en flexion simple, sachant que :

$$M_{xx} = 78.74 \text{ Kn.m/ml}$$

$$M_{yy} = 287.39 \text{ Kn.m/ml}$$

Ferrailage horizontal : 5HA25/ml avec un espacement de 20cm sur la zone intérieure ; en plus d'armature de construction sur le côté extérieur 5HA16 /ml avec un espacement de 20cm

Ferrailage vertical : 5HA16 /ml avec un espacement de 20cm sur la zone intérieure ; en plus d'armature de construction sur le côté extérieur 5HA10 /ml avec un espacement de 20cm.

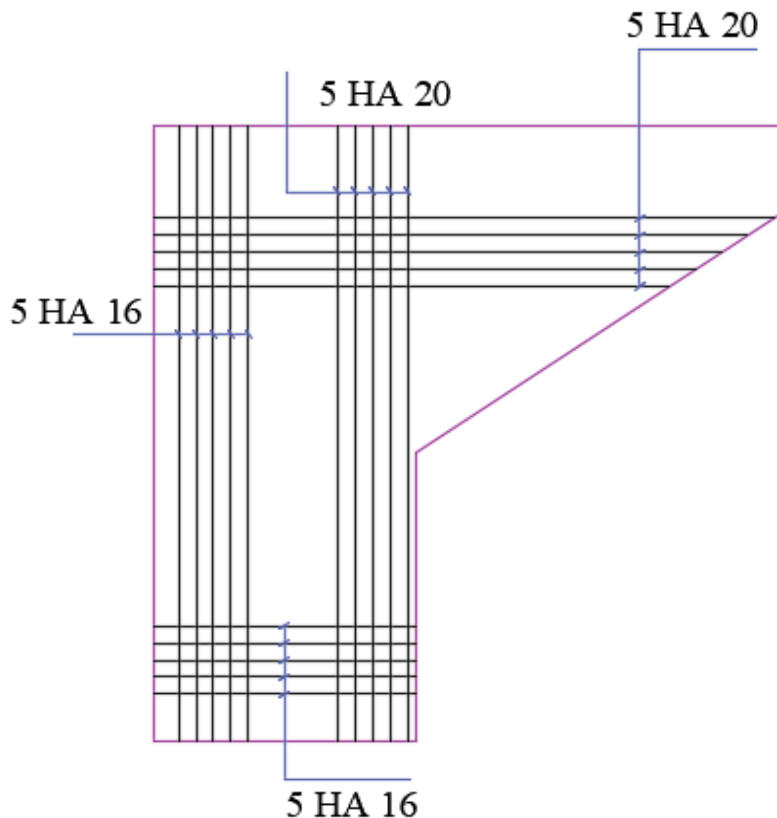


Figure XIII.5. Ferrailage du mur en retour

XIII.4.4. Mur frontal :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la super structure, poussée des terres), et aux charges d'exploitations (A(I), Bc, Mc120, D240). Pour le ferraillage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués sur ce dernier en le considérant encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans l'annexe.

Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivants :

Combinaisons des charges	Sollicitations max	Sollicitations correspondantes
ELS	$M_{\max} = 496.41 \text{ Kn.m/ml}$ $T_{\max} = 172.20 \text{ Kn/ml}$	$N_{\text{cor}} = 581.46 \text{ Kn.m/ml}$ $N_{\text{cor}} = 601.13 \text{ Kn/ml}$

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

$$A_s = 15 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA20 avec un espacement de 20 cm.

Pour les armatures de construction on adopte à des armatures minimales ($A's = A_s/3$)

Chapitre XIII : Etude de la culée

$A's = 5 \text{ cm}^2$; On prend 5HA14 avec un espacement de 20 cm.

Pour les armatures transversales ($A'st = A_s/4$)

$A'st = 3.75 \text{ cm}^2$; On prend 5HA12 avec un espacement de 20 cm.

XIII.4.5. Corbeau :

Le corbeau sert d'appui pour la dalle de transition et son ferrailage est réalisé selon le document SETRA avec des armatures longitudinales de type HA 10 disposés sur toute la périphérie et des armatures transversales de type HA 10 disposé tous les 10cm ; en plus d'un goujon de type HA25 disposé tous les 2m nécessaire pour la disposition de la dalle de transition.

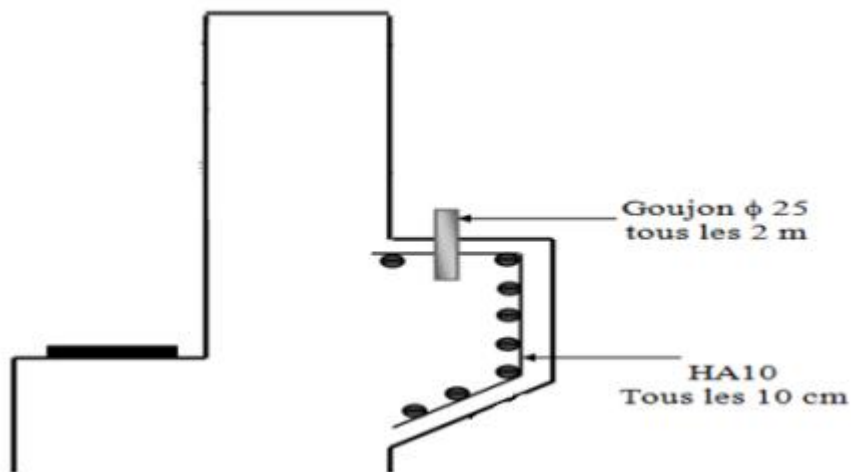


Figure XIII.6. Ferrailage de corbeau

Conclusion générale

Conclusion générale

Nous avons dans le présent travail effectués l'étude d'un pont-route à poutres en béton précontraint, après avoir vérifié les dimensions des principaux éléments de l'ouvrage.

Notre préoccupation majeure s'est penchée surtout sur le calcul de la résistance et la réalisation de cet ouvrage ; ce qui nous a permis de répondre à plusieurs questions importantes notamment :

- La nécessité d'établir des points de contrôle pour s'assurer du bon fonctionnement, et en permanence de cet ouvrage, son entretien et sa surveillance conformément aux normes réglementaires.
- La définition des différents matériaux à utiliser, nous a permis de calculer les contraintes admissibles.
- Le passage par une répartition transversale des efforts, nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée.
- L'étude de l'hourdis en flexion, nous a permis de ferrailer la dalle.
- Enfin, la stabilité au niveau des apports du tablier ainsi que celle des pieux vis-à-vis de la nature du terrain, nous a permis de confirmer la longévité de l'ouvrage

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances et de les rendre plus accessibles à notre compréhension.

En fin, ce projet de fin d'études a été une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, et aussi une occasion d'entrevoir le milieu professionnel.

Bibliographie

- J. A. CALGARO, (Avril 1987) Projet de construction des ponts, Avril 1987 Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, France.
- Documents SETRA (VIPP) Pont à poutres préfabriqués par post-tension 1996.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 (Fascicule n° 62 - Titre I - Section I)
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99 (Fascicule n° 62 - Titre I - Section I)
- Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes
- Règles Parasismiques Applicables Au Domaine Des Ouvrages D'art RPOA 2008. Ministère des travaux publics, 2008.
- Service d'études techniques des routes et autoroutes centre des techniques d'ouvrage d'art. Ponts Courants En Zone Sismique Guide De Conception. PARIS : SETRA, 2000.
- Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil - (Fascicule n° 62 - Titre V)
- BELAOURA Cours BP 4^{ème} année. ENSTP, 2021

ANNEXE

Rapport Géotechniques :

Essai de pénétration au carottier (S.P.T)

SC N°	Profondeur (m)	N0	N1	N2	N (N1+N2)	Résistance de pointe	Capacité portante selon DECOURT et QUARESMA	Classification
2	3.0 - 3.45	6	7	7	14	14	5.6	Moyennement compacte
	6.0 - 6.45	5	5	5	10	10	4	
	9.0 - 9.45	6	8	8	16	16	6.4	
	12.0 - 12.45	4	8	13	21	21	8.4	
	15.0 - 15.45	8	18	21	39	39	15.6	Compacte
	18.0 - 18.45	21	34	46	80	80	32	Très compacte
	22.0 - 22.45	21	35	48	83	83	33.2	
25.0 - 25.45	23	38	50	88	88	35.2		
3	3.0 - 3.45	5	7	9	16	16	6.4	Moyennement compacte
	6.0 - 6.45	4	5	6	11	11	4.4	
	9.0 - 9.45	5	8	9	17	17	6.8	
	12.0 - 12.45	5	7	10	17	17	6.8	
	15.0 - 15.45	7	9	12	21	21	8.4	
	18.0 - 18.45	19	32	41	73	73	29.2	Très compacte
	22.0 - 22.45	20	31	46	77	77	30.8	
25.0 - 25.45	21	34	48	82	82	32.8		
4	3.0 - 3.45	4	7	10	17	17	6.8	Moyennement compacte
	6.0 - 6.45	5	6	11	17	17	6.8	
	9.0 - 9.45	6	9	12	21	21	8.4	
	12.0 - 12.45	8	10	14	24	24	9.6	
	15.0 - 15.45	6	8	15	23	23	9.2	
	18.0 - 18.45	16	25	43	68	68	27.2	
	22.0 - 22.45	19	33	49	82	82	32.8	
	25.0 - 25.45	23	32	47	79	79	31.6	

Les caractéristiques de la plasticité

	Sondage	Profondeur (m)	Nature du terrain	W	WL	Wp	Ip
PK 26+670	S1	5	argile minérale de moyenne plasticité	17.92	47.86	22.19	25.67
		10		16.84	46.91	20.37	26.54
		15		18.44	48.41	21.99	26.42
PK 29+670	S2	5		11.63	39.96	24.45	15.51
		10		14.68	41.56	20.88	20.68
		15		16.76	44.36	19.94	24.42
	S3	5		13.71	37.56	20.28	17.28
		10		15.58	40.09	20.46	19.63
		15		17.48	42.37	21.06	21.31
	S4	5		10.69	37.93	21.47	16.44
		10		14.27	39.81	20.16	19.65
		15		14.63	38.77	19.83	18.94

Poids volumiques et indices des vides

PK	sondage	Profondeur (m)	Poids Volumiques Sec γ_d (KN/m ³)	Indice des Vides e (%)
26+670	S1	5	16.68	65.8
		10	16.66	65.3
		15	16.77	66.4
29+670	S2	5	16.54	62.3
		10	16.58	63.2
		15	16.64	63.8
29+670	S3	5	16.64	63.4
		10	16.68	63.9
		15	16.72	64.2
29+670	S4	5	16.51	61.9
		10	16.57	62.3
		15	16.65	63.4

Les contraintes à l'état limite :

D	Qsu (Kn)	Qu (Kn)	QC (Kn)	Qtc (Kn)	Etat limites Ultimes				Etat limites de service			
					Fondam Qmin (Kn)	Fondam Qmax (Kn)	Accident Qmin (Kn)	Accident Qmax (Kn)	Rares Qmin (Kn)	Rares Qmax (Kn)	Quasi perman- ente Qmin (Kn)	Quasi perman- ente Qmax (Kn)
10	1665.56	7683.94	4175.08	1165.89	-1189.69	5488.53	-1281.20	6403.28	-832.78	3795.53	0.00	2982.20
11	1832.71	11377.31	6055.20	1282.90	-1309.08	8126.65	-1409.78	9481.09	-916.36	5504.73	0.00	4325.14
12	2010.10	11738.22	6271.13	1407.07	-1435.79	8384.44	-1546.23	9781.85	-1005.05	5701.03	0.00	4479.38
13	2188.09	12197.31	6536.27	1531.66	-1562.92	8712.36	-1683.15	10164.43	-1094.04	5942.06	0.00	4668.76
14	2366.08	12656.41	6801.42	1656.26	-1690.06	9040.29	-1820.06	10547.01	-1183.04	6183.11	0.00	4858.16

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°01

DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux				
Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	832,00	55000,00	45 760 000,00
Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	5 300,00	2500,00	13 250 000,00
Essais d'auscultation sonique	U	112,00	16000,00	1 792 000,00
Recepape des pieux	U	112,00	3700,00	414 400,00
Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1 520 000,00
TOTAL (Poste 1)				62 736 400,00
Poste 2 : Béton				
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	70,00	10500,00	735 000,00
Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	1 500,00	17000,00	25 500 000,00
Béton RN 27 pour piles	M3	420,00	18000,00	7 560 000,00
Béton RN 27 pour culées	M3	390,00	18000,00	7 020 000,00
Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	2 625,00	35000,00	91 875 000,00
TOTAL (Poste 2)				132 690 000,00
Poste 3 : Acier				
Acier haute adhérence Fe E50 A pour intrastructure	T	930,00	106000,00	98 580 000,00
Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	T	350,00	106000,00	37 100 000,00
Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	105,00	450000,00	47 250 000,00
TOTAL(Poste 3)				182 930 000,00
TOTAL HORS TAXES				378 356 400,00
T V A 19 %				71 887 716,00
TOTAL EN TTC				450 244 116,00

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°02

DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantites	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux				
Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	840,00	55000,00	46200000,00
Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	2520,00	2500,00	6300000,00
Essais d'auscultation sonique	U	84,00	16000,00	1344000,00
Recepape des pieux	U	84,00	3700,00	310800,00
Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL (Poste 1)				55674800,00
Poste 2 : Béton				
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	85,00	1000,00	85000,00
Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	1650,00	17400,00	28710000,00
Béton RN 27 pour piles	M3	526,20	18000,00	9471600,00
Béton RN 27 pour culées	M3	490,00	18000,00	8820000,00
Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	1900,00	25000,00	47500000,00
TOTAL (Poste 2)				94586600,00
Poste 3 : Acier				
Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	690,00	106000,00	73140000,00
Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	332,50	106000,00	35245000,00
Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	62,00	380000,00	23560000,00
TOTAL(Poste 3)				131945000,00
TOTAL HORS TAXES			282206400,00	
T V A 19 %			53619216,00	
TOTAL EN TTC			335825616,00	

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°03

DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux				
Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	832,00	55000,00	45760000,00
Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	5 300,00	2500,00	13250000,00
Essais d'auscultation sonique	U	56,00	16000,00	896000,00
Recepape des pieux	U	52,00	3700,00	192400,00
Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL (Poste 1)				61618400,00
Poste 2 : Béton				
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	50,00	10500,00	525000,00
Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	850,00	17000,00	14450000,00
Béton RN 27 pour piles	M3	620,00	18000,00	11160000,00
Béton RN 27 pour culées	M3	287,00	18000,00	5166000,00
Béton RN 35 pour la dalle	M3	819,00	25000,00	20475000,00
TOTAL (Poste 2)				51776000,00
Poste 3 : Acier				
Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	277,00	106000,00	29362000,00
Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	156,00	106000,00	16536000,00
acier charpente métallique pour tablier	T	429,00	480000,00	205920000,00
TOTAL(Poste 3)				251818000,00
TOTAL HORS TAXES				365212400,00
T V A 19 %				69390356,00
TOTAL EN TTC				434602756,00

NOTE DE CALCUL (Chapitre X : étude du tablier)

Ferrailage transversale :

Nappe supérieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

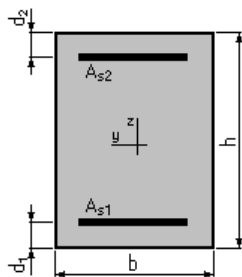
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	44,25	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 2,2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,91$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,15$ (%)		

Nappe inférieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

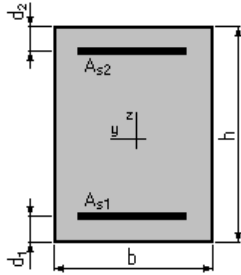
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	40,22	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 12,3$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 2,2$ (cm²)

théorique $\rho = 0,82$ (%)

NOTE DE CALCUL (Chapitre XII : étude de la pile)

FERRAILLAGE DU CHEVETRE :

ARMATURES SUPERIEURE :

Calcul de Section en Flexion Simple

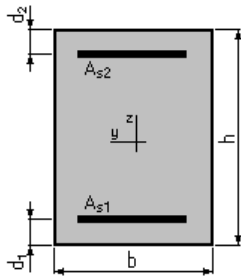
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 220,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2291,00	0,00
Etat Limite de Service	1697,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 50,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 31,9 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,16 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

ARMATURES INFÉRIEURE :

Calcul de Section en Flexion Simple

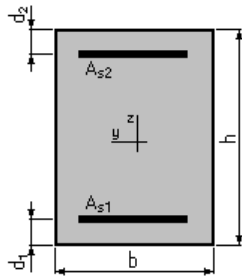
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:



$b = 220,0$ (cm)
 $h = 150,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	425,00	0,00
Etat Limite de Service	315,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 31,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 31,9$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

FERRAILLAGE DU FUT :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

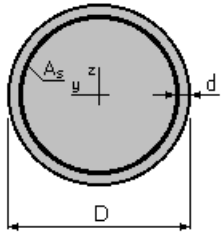
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$D = 180,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	3420,00	2400,00	0,00
2.	ELU	4600,00	1800,00	0,00
3.	ELA	3430,00	2200,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 254,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s_{\min}} = 254,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,50 \text{ (\%)}$

Section maximum $A_{s_{\max}} = 1272,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

maximum $\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

FERRAILLAGE DE PIEUX :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

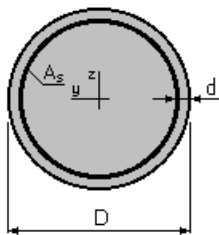
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	1745,69	219,57	0,00
2.	ELS	1086,31	203,37	0,00
3.	ELA	1930,00	901,25	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s\max} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,50 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

Réaction d'appui :

1 travée $b = 0,41$	2 travées				3 travées			4 travées			
	Ψ	R_1	R_2	R_3	Ψ	R_1	R_2	Ψ	R_1	R_2	R_3
	0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45	0,5	0,19	0,38	0,71
	0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48	0,6	0,25	0,42	0,62
	0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58	0,7	0,29	0,57	0,54
	0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69	0,8	0,27	0,70	0,64
	0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75	0,9	0,22	0,69	0,82
	1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75	1,0	0,24	0,64	0,90

NOTE DE CALCUL (Chapitre XIII : étude de la culée)

Note de calcul Ferrailage des éléments de la culée

Ferrailage Mur frontal :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

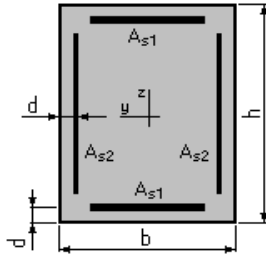
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	581,46	496,41	0,00
2.	ELU	783,35	668,93	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 15,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 30,0$ (cm²)

théorique $\rho = 0,20$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Ferrailage Dalle de transition :

Calcul de Section en Flexion Simple

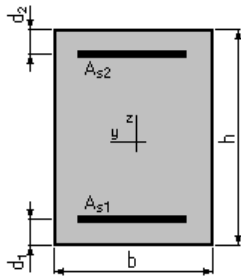
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	98,26	0,00
Etat Limite de Service	73,08	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,52 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$		

Ferrailage Mur garde grève :

Calcul de Section en Flexion Simple

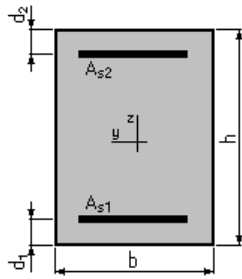
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	144,00	0,00
Etat Limite de Service	107,90	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 19,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,79$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Ferrailage Mur en retour :
Selon Myy (vertical) :

Calcul de Section en Flexion Simple

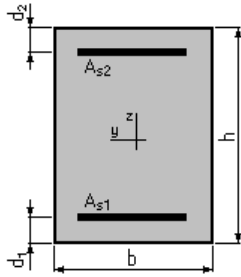
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 60,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	287,39	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 5,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,42$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Selon Mxx (horizontal) :

Calcul de Section en Flexion Simple

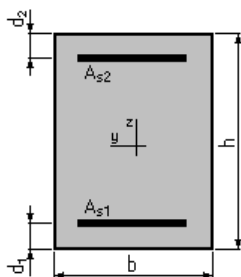
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

h = 60,0 (cm)
d₁ = 5,0 (cm)
d₂ = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	78,74	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 5,5$ (cm ²)		
minimum	$\rho = 0,11$ (%)		
	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Sollicitation des charges agissants sur culée

Sollicitation Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = \epsilon H * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm \epsilon v) * P$ (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de levier <V> (m)	Moment renversant $F_h * V$ (t.m)	Moment stabilisant $F_v * H$ (t.m)
Mur garde grève	cas n°1	13.20	0.00	13.20	0.35	8.24	0.00	4.62
	cas n°2		1.58	13.72			13.02	4.80
	cas n°3		1.58	13.20			13.02	4.62
	cas n°4		1.58	12.67			13.02	4.43
Corbeau	cas n°1	5.18	0.00	5.18	0.68	7.87	0.00	3.52
	cas n°2		0.62	5.38			4.87	3.65
	cas n°3		0.62	5.18			4.87	3.52
	cas n°4		0.62	4.97			4.87	3.37
Mur frontal	cas n°1	185.83	0.00	185.83	0.26	4.65	0.00	48.31
	cas n°2		22.29	193.26			103.64	50.24
	cas n°3		22.29	185.83			103.64	48.31
	cas n°4		22.29	178.39			103.64	46.38
Mur en retour	cas n°1	47.05	0.00	47.05	3.04	6.28	0.00	143.03
	cas n°2		5.64	48.93			35.41	148.74
	cas n°3		5.64	47.05			35.41	143.03
	cas n°4		5.64	45.16			35.41	137.28
Semelle	cas n°1	288,00	0,00	288.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	cas n°2		34.56	299.52			34.56	0.00
	cas n°3		34.56	288.00			34.56	0.00
	cas n°4		34.56	276.48			34.56	0.00

Dalle de transition	cas n°1	25.5	0,00	25.50	0.70	8.19	0.00	17.85
	cas n°2		3.06	26.52			25.06	18.56
	cas n°3		3.06	25.50			25.06	17.85
	cas n°4		3.06	24.48			25.06	17.13
Poids des terres sur la semelle	cas n°1	232.9	0.00	232.90	1.76	5.01	0.00	409.90
	cas n°2		27.94	242.21			139.97	426.28
	cas n°3		27.94	232.90			139.97	409.90
	cas n°4		27.94	223.58			139.97	393.50
Poids des surcharges	cas n°1	21.58	0.00	21.58	1.75	7.60	0.00	37.76
	cas n°2		2.58	22.44			19.60	39.27
	cas n°3		2.58	21.58			19.60	37.76
	cas n°4		2.58	20.71			19.60	36.24

Poussée des terres sur mur garde grève + mur frontale	cas n°1	138.17	138.17	0.00	/	2.39	331.16	0.00	
	cas n°2	158.40	158.40	0.00			397.65	0.00	
	cas n°3	159.60	159.60	0.00			382.64	0.00	
	cas n°4	169.00	169.00	0.00			405.03	0.00	
Poussée des terres sur la semelle	cas n°1	11.93	11.93	0.00	/	0.67	7.95	0.00	
	cas n°2	13.68	13.68	0.00			9.12	0.00	
	cas n°3	13.79	13.79	0.00			9.19	0.00	
	cas n°4	14.59	14.59	0.00			9.73	0.00	
Poussée des surcharges sur mur frontal et MGG	cas n°1	20.61	20.61	0.00	/	5.59	115.21	0.00	
	cas n°2	25.20	25.20	0.00			140.91	0.00	
	cas n°3	25.39	25.39	0.00			141.95	0.00	
	cas n°4	25.59	25.59	0.00			143.07	0.00	
Poussée des surcharges sur la semelle	cas n°1	6.40	6.40	0.00	/	1.00	6.40	0.00	
	cas n°2	7.82	7.82	0.00			7.82	0.00	
	cas n°3	7.85	7.85	0.00			7.85	0.00	
	cas n°4	7.94	7.94	0.00			7.94	0.00	
Réaction du tablier (G)	cas n°1	176.00	0.00	176.00	0.25	7.64	0.00	44.0	
	cas n°2		21.12	183.04			367.02	45.7	
	cas n°3		21.12	176.00			367.02	44.0	
	cas n°4		21.12	168.96			367.02	42.2	
A(I)	105.26		/	105.26	/				
Bc 2voies	104.23			104.23					
Mc120	109.14			109.14					
D240	152.00			152.00					
S-Trottoirs	2.25			25.25					
HA(I)	9.03	9.03					0.00	65.91	0.00
HBc	15.00	15.00					0.00	109.50	0.00

Les efforts agissant sur le mur frontal :

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	1858,31	/	0,00	2,65	0,00	/
DDT	127,50	/	0,96	6,19	122,40	/
Mur en R	0	/	0	0	0,00	/
Corbeau	51,815	/	0,93	5,87	48,19	/
MGG	132,07	/	0,6	6,24	79,24	/
Poids des T sur DDT	233,59	/	0,96	6,19	224,25	/
Poussée Mur Frontal	/	1320,422	/	-2,39	/	-3164,61
Poussée DDT	/	0	/	0,00	/	0
Poids des surcharge	0	/	0	/	0	/
Poussée des surcharges	/	204,0522	/	-3,595	/	-733,568

Combinaisons des cas de charges des efforts agissant sur le mur frontal :

		N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _v (KN.m)	ΔM (KN.m)
ELS	G+0.6T	4163,38	1365,21	-3402,01	34,06	-3367,96
	G++0.6T+1.2Q	4163,38	1610,08	-4282,29	34,06	-4248,24
	G+0.6T+1.2A(l)+ST	5449,00	1473,57	-3976,32	-288,47	-4264,80
	G+0.6T+1.2Bc+ST	5436,69	1545,215	-4356,01	-285,40	-4641,41
	G+0.6T+Mc120	5254,79	1365,21	-3402,01	-238,80	-3640,81
	G+0.6T+D240	5683,38	1365,21	-3402,01	-345,94	-3747,96
		N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _v (KN.m)	ΔM (KN.m)
ELU	1.35G+0.9T	5620,56	1844,90	-4602,57	45,98	-4556,59
	1.35G++0.9T+1.6Q	5620,56	2171,38	-5776,28	45,98	-5730,30
	1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	7340,72	1989,38	-5368,32	-384,06	-5752,38
	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	7324,31	2084,90	-5874,57	-379,96	-6254,53
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	7093,96	1844,90	-4602,57	-322,37	-4924,94
	1.35G+0.9T+1.35D240	7672,56	1844,90	-4602,57	-467,02	-5069,59

Vérification des actions sur pieux :

ELS	1ère file	2ème file	Remarque
	R₁(KN)	R₂(KN)	
G+0.6T	1668,50	1769,37	Condition vérifié
G++0.6T+1.2Q	1620,78	1903,44	Condition vérifié
G+0.6T+1.2A(I)+ST	1779,77	2086,65	Condition vérifié
G+0.6T+1.2Bc+ST	1729,58	2132,73	Condition vérifié
G+0.6T+Mc120	1825,14	1976,54	Condition vérifié
G+0.6T+D240	1886,65	2057,89	Condition vérifié

ELU	1ère file	2ème file	Remarque
	R₁(KN)	R₂(KN)	
1.35G+0.9T	2251,22	2389,91	Condition vérifié
1.35G++0.9T+1.6Q	2187,59	2568,67	Condition vérifié
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	2400,44	2814,08	Condition vérifié
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	2333,52	2875,53	Condition vérifié
1.35G+0.9T+1.35Mc120	2462,68	2669,58	Condition vérifié
1.35G+0.9T+1.35D240	2545,72	2779,41	Condition vérifié