

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et les recherches scientifiques
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'obtention du diplôme
Master en génie civil
Option voies et ouvrages d'arts



Thème

**Conception et étude d'un pont construit
par encorbellement successif**



Présenté par :

- BRAIK kristina
- SI LAKHAL ouiza

Encadré par :

- M^r BENYAHY karim

Promotion 2016/2017

REMERCIEMENT

Au terme de ce travail, nous présentons nos vifs remerciements :

A dieu source de toute connaissance.

A notre promoteur **Mr. BENYAHY Karim**, pour ses, conseils et son encouragement durant notre projet de fin d'étude.

A tous les enseignants de **l'UMMTO** qui nous ont enseignés durant notre formation universitaire .

Nous remercions également :

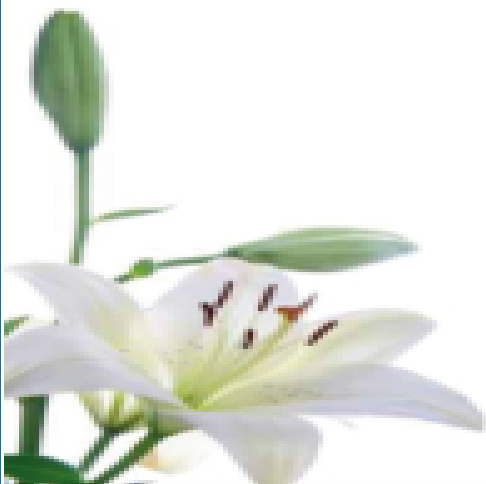
Mr. HEMENNI Aghiles , et **Md ACHIR Rima** pour le grand honneur qu'ils ont fait en nous proposant le sujet de ce mémoire de fin d'étude et leur aide et soutien ainsi que tous les personnels de l'entreprise **ENGOA**.

Mr HEMAIDI ZOURGUI Nadjib, et **Mr.KIBBOUA Abderrahmane**, pour leurs aide orientations que ils nous ont prodigué.

Nous tenant en fin à remercier les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre travail.

SI LAKHAL Ouiza

BRAIK Kristina



Dédicace

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut, tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour et la reconnaissance.

Je dédie mon travail

A la mémoire de mon très cher frère **Youyou**, Tu resteras toujours mon exemple, mon guide, ma source de résistance.

A ma très chère sœur **Fatma** et mon cher frère **Farhat**. Vous êtes gravés dans mon cœur à jamais que dieu le tout puissant vous accueille dans son vaste paradis et vous accordera sa sainte miséricorde.

A mes parents:

Mon père mon soutien moral et ma source de joie et de bonheur.

Ma mère la lumière de mes jours et la flamme de mon cœur.

A mes chers frères : **Yanis**, **Moumouh**, que dieu les protègent.

A **Ssa Habou**, je te souhaite un avenir plein de joie, de réussite et de sérénité.

Je ne saurais te remercier pour tout le soutien que tu m'as accordé. Tu as été présent pour moi, que ce travail soit un témoignage de ma profonde affection.

A mes sœurs : **Biha** et **Amel**, merci pour votre aide tout le long de mon cursus.

A mes sœurs du cœur : **Sousou**, **Nabila**, **Nassima**.

A ma chérie **Lydia Braik**.

A mes oncles maternelles et paternelles surtout **Khali Rachid** et son adorable fils **Aylanne**, **Khali Hamid** et ses enfants.

A toute la famille sans exception.

A mon binôme et amie **Ouiza** ainsi que sa famille.

A mes chers amis, en souvenir de ces années pendant lesquelles nous avons partagé joies et difficultés. Veuillez trouver ici un témoignage de ma profonde estime et ma sincère amitié.

Après ma famille, vous êtes les personnes qui ont comblé mon vide et dont j'ai appris énormément.

A tout mes amis de L'UMMTO surtout les **VOA**.

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

À vous...

KRISTINA.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

Ma très chère et douce mère , mon très cher père à qui j'adresse au ciel les vœux les plus ardants pour la conservation de leurs santés et de leurs vies.

Pour mes chers frères :**Djamel** et **Smail**.

Pour mes chères sœurs: **Samia** et **Fazia**.

A mes chères et adorable petite **Melina** et ses **parents**.

Je dédie aussi ce travail:

A ma chère amie et binôme **Kristina** avec celle j'ai trouvé l'entente dont j'avais besoin.

A ceux et celles qui me sont chers et que j'ai quelque peu délaissées ces derniers temps pour pouvoir achever cette thèse en particulier "**Aziz**"

A tous mes collègues de la promotion "**VOA 2016/2017**".

A tout ce qui ont participé de près ou de loin à la réussite de ce travail.

Quiza

Liste des figures :

| | |
|--|----|
| Fig.I.1.Tracé en plan de l'ouvrage | 2 |
| Fig. I.2 . Profil en long..... | 3 |
| Fig .I.3 . Profil en travers..... | 3 |
| Fig .I.4.Rapport géotechnique..... | 5 |
| Fig.I.5. Carte des zones sismiques nationale..... | 6 |
| Fig. I.6.Diagramme des contraintes de déformation du béton à l'ELU | 7 |
| Fig.I.7. Diagramme des contraintes de déformations de l'acier de précontrainte | 9 |
| Fig. I.8.Diagramme contraintes déformations de l'acier | 10 |
| Fig .II.1. schéma statique de l'ouvrage | 12 |
| Fig .II.2. Section de la poutre précontrainte | 14 |
| Fig.II.3.Schéma statique de l'ouvrage | 15 |
| Fig. II.4. Profilé de poutre à mi-travée et sur appui | 16 |
| Fig. II.5. Profilé de l'entretoises | 17 |
| Fig .II.6. Coupe longitudinale de l'ouvrage..... | 19 |
| Fig .II.7. Schéma statique de l'ouvrage | 19 |
| Fig .II.8. Découpage des voussoirs | 20 |
| Fig II.9. Sections transversales du caisson en encorbellements successifs à hauteurs variables | 21 |
| Fig.II.10.Goussets supérieurs | 23 |
| Fig.II.11. Goussets inférieurs | 24 |
| Fig. II.12. Section transversale du demi voussoir sur pile | 25 |
| Fig. II.13. Section transversale du demi voussoir sur culée..... | 25 |
| Fig.II.14. Variation de la hauteur de la travée centrale..... | 26 |
| Fig. II.15. Variation de la hauteur des travées de rives. | 26 |
| Fig.II.16 .Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée centrale | 27 |
| Fig.II.17.La variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive | 27 |
| Fig.II.18. Variation de La section de la travée centrale..... | 27 |
| Fig.II.19. Variation de La section de la travée de rive | 28 |
| Fig.II.20. Variation de l'inertie | 28 |
| Fig. III.1.Coupe transversale du trottoir-corniche avec éléments non porteurs | 32 |

| | |
|--|-----------|
| Fig. III.2. Les dimensions du système Bc | 35 |
| Fig. III.3. Disposition de système Bt sur le pont | 37 |
| Fig. III.4. Les dimension du système Br | 38 |
| Fig. III.5. Dimensions du Mc120 | 39 |
| Fig. III.6. Dimensions du système D240 | 39 |
| Fig. IV.1. Les phases principales de construction | 43 |
| Fig. IV.2. Effets dus au Poids propre du demi-fléau | 45 |
| Fig. IV.3. Surcharges réparties de chantier | 45 |
| Fig. IV.4. Surcharges concentrées..... | 45 |
| Fig. IV.5. Surcharges du vent..... | 46 |
| Fig. IV.6. Effets dues à la force accidentelle | 46 |
| Fig. IV.7. Charges appliquées au fléau..... | 47 |
| Fig. V.1. Espacement entre les câbles. | 52 |
| Fig. V.2. Disposition des câbles de fléau dans le gousset..... | 53 |
| Fig. V.3. Encrage des câbles au niveau des âmes. | 53 |
| Fig. V.4. Câblage du voussoir en élévation | 54 |
| Fig. V.5. Tracé en élévation des câbles de fléau..... | 55 |
| Fig. V.6. Tracé d'un câble en plan | 56 |
| Fig. V.7. tracé en plan des câbles de fléau..... | 58 |
| Fig. V.8. Modilisation du tablier | 59 |
| Fig. V.9. Diagramme des moments fléchissants sous la combinaison | |
| G + 1.2 (A(L) + ST) | 59 |
| Fig .V.10. Disposition des câbles de continuité de la travée centrale..... | 60 |
| Fig. V.11. Disposition des câbles de continuité en élévation (travée centrale)..... | 61 |
| Fig. V.12. Disposition des câbles de continuité en plan (travée centrale)..... | 61 |
| Fig .V.13. Disposition des câbles de continuité de la travée de rive..... | 62 |
| Fig. V.14. Disposition des câbles de continuité en élévation (travée de rive)..... | 63 |
| Fig. V.15. Disposition des câbles de continuité en plan (travée de rive)..... | 63 |
| Fig. V.16. Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature..... | 66 |
| Fig. VI.1. Modélisation des voussoirs | 76 |
| Fig. VI.2. Schéma de Ferrailage du voussoir sur pile | 82 |
| Fig. VI.3. Schéma de ferrailage du voussoir à la clé | 82 |
| Fig. VII.1. Effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint..... | 84 |
| Fig. VII.2. Effet RESAL sur les poutres caisson | 85 |

| | |
|---|------------|
| Fig. VIII.1. Appareil d'appui en élastomère fretté..... | 89 |
| Fig. VIII.2. Définition géométrique de l'appareil d'appui. | 89 |
| Fig. VIII.3. Contrainte de cisaillement due à la rotation..... | 91 |
| Fig. VIII.4. Dimensions de l'appareil d'appui au niveau de la culée..... | 93 |
| Fig. VIII.5. Dimensions du dé d'appui. | 93 |
| Fig. VIII.6. Le ferrailage d'un dé d'appui..... | 94 |
| Fig. VIII.7. Joint de chaussée | 95 |
| Fig. VIII.8. Joint du type Wd (souffle moyen)..... | 96 |
| Fig. VIII.9. Les glissières de sécurité | 97 |
| Fig. VIII.10. La corniche | 97 |
| Fig. VIII.11. Plan de canalisation..... | 98 |
| Fig. IX.1. Coupe transversale de la pile du pont | 100 |
| Fig. IX.2. Modèle de la pile | 104 |
| Fig. IX.3. Vue en plan de la semelle | 108 |
| Fig. IX.4. Eléments constituant la culée..... | 110 |
| Fig. IX.5. predimensionnement de la culée. | 113 |
| Fig. IX.6. vue en plan de la semelle sous culée..... | 117 |

Liste des tableaux :

| | |
|--|----|
| Tab. I.1. Contrainte limite de traction de l'acier..... | 10 |
| Tab.II.1 :Formule et résultats du Prédimensionnement | 24 |
| Tab.II.2.Les caractéristiques mécaniques du voussoir sur pile | 25 |
| Tab.II.3.Les caractéristiques mécaniques du voussoir à la clé | 25 |
| Tab .III.1.Valeurs du coefficient α_1 | 34 |
| Tab.III.2.Valeurs de V_0 | 34 |
| Tab.III.3. Valeurs de $A(L)$ | 34 |
| Tab. III.4.Valeurs de bc | 35 |
| Tab. III.5.Valeurs de bc ; $s(t)$ et δ | 36 |
| Tab. III.6.Valeurs de bt | 36 |
| Tab .III.7. Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge bt | 37 |
| Tab.III.8. Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge Br | 38 |
| Tab.III.9.Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de surcharge $Mc120$ | 39 |
| Tab.III.10.Coefficient d'accélération de zone A | 41 |
| Tab.III.11.Valeurs des coefficients de majoration | 41 |
| Tab. III. 12 : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS | 42 |
| Tab.IV.1 .Effets des charges sur la console..... | 47 |
| Tab .IV.2. Combinaisons des moments obtenus..... | 48 |
| Tab. V.1. Détermination du nombre de câbles de fléau..... | 52 |
| Tab. V.2.Nombre de câbles de fléau arrêtés par gousset..... | 52 |
| Tab. V.3. Détermination des paramètres du tracé en élévation des câbles de fléau | 55 |
| Tab. V.4.Détermination des paramètres du tracé en plan des câbles de fléau | 57 |
| Tab. V.5.Câbles de continuité de la travée centrale..... | 60 |
| Tab. V.6.Nombre des câbles par voussoir (travée centrale)..... | 61 |
| Tab.V.7.Le nombre de câbles de continuités de la travée de rive..... | 62 |
| Tab. V.8.Nombre des câbles par voussoir (travée de rive) | 62 |
| Tab.V.9. Pertes dues aux frottements..... | 65 |
| Tab .V.10.Pertes dues au recul d'ancrage..... | 67 |
| Tab.V.11. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton..... | 68 |
| Tab. V.12. Pertes de tension dues au fluage du béton..... | 69 |
| Tab. V.13.Pertes dues à la relaxation des aciers de précontrainte | 70 |

| | |
|---|------------|
| Tab. V.14.Pertes de continuité de précontrainte de la travée centrale | 71 |
| Tab. V.15.Pertes de continuité de précontrainte de la travée de rive..... | 72 |
| Tab. V.16. Vérification des contraintes du demi-fléau | 73 |
| Tab. V.17. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée intermédiaire) | 74 |
| Tab. V.18. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée de rive)..... | 74 |
| Tab. V.19. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée intermédiaire). 74 | |
| Tab. V.20.Vérification des contraintes de continuité en charge (travée de rive) | 75 |
| Tab.VI.1.Les différentes combinaisons | 77 |
| Tab.VI.2.Valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile | 78 |
| Tab.VI.3.Valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée | 78 |
| Tab.VI.4.Vérification de l'effort tranchant (section sur pile) | 79 |
| Tab.VI.5.Vérification de l'effort tranchant (section sur culée)..... | 79 |
| Tab.VI.6. Ferrailage du voussoir sur pile | 81 |
| Tab. VI.9.Ferrailage du voussoir sur culée..... | 82 |
| Tab. VII.1. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive | 87 |
| Tab VII.2. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de centrale | 87 |
| Tab.VIII.1. Caractéristique physiques des joints Wd..... | 96 |
| Tab.IX.1. Positionnements et hauteurs des piles | 100 |
| Tab.IX.2.Efforts verticaux sollicitant la pile..... | 100 |
| Tab.IX.3.Efforts horizontaux sollicitant la pile | 100 |
| Tab.IX.4.Raideurs des piles..... | 102 |
| Tab.IX.5.Rigidités des culées..... | 102 |
| Tab.IX.6.Condition de symétrie transversale. | 102 |
| Tab.IX.7.Les forces sismiques dans chaque appui..... | 103 |
| Tab.IX.8.Les efforts sismiques maximaux de la combinaison la plus défavorable..... | 104 |
| Tab.IX.9.Sollicitations maximales sous combinaisons de l'ELS etl'ELU | 104 |
| Tab.IX.10.Section d'armatures longitudinales..... | 104 |
| Tab.IX.11.Les efforts dans la semelle N°01 | 107 |
| Tab.IX.12.Implantation des culées | 110 |
| Tab.IX.13.Dimensions de la culée | 111 |
| Tab.IX.14.Valeurs des paramètres K_H, K_V, θ, K_{ad}..... | 113 |
| Tab.IX.15.Calcul des moments et des efforts globaux..... | 115 |
| Tab.IX.16.Résultats du calcul de la poussée à vide. | 116 |

SOMMAIRE :

| | |
|---|----------|
| I-Introduction général..... | 1 |
| Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux. | |
| I.1.Introduction | 2 |
| I.2.Présentation de l'ouvrage..... | 2 |
| I.2.1. Les données fonctionnelles | 2 |
| I.2.1.1.Les données relative a la vois portée | 2 |
| I.2.1.2.Données relative a l'obstacle franchie | 4 |
| I.2.2.Données naturelles | 4 |
| I.2.2.1.Données géotechniques..... | 4 |
| I.2.2.2.Données topographique | 5 |
| I.2.2.3.Données sismologiques..... | 5 |
| I.2.2.4.Données climatiques | 6 |
| I.2.2.5.Les données hydrauliques | 6 |
| I.3.caractéristiques des matériaux | 6 |
| I.3.1.Béton | 6 |
| I.3.2.Les aciers | 8 |
| I.4.Conclusion | 10 |
| Chapitre II : conception et pré dimensionnement des variantes. | |
| II.1.Introduction | 11 |
| II.2.Choix et type d'ouvrage | 11 |
| II.3.Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage..... | 11 |
| II.4. Comment procéder aux choix..... | 11 |
| II.5.Les variantes proposées..... | 11 |
| II.5.1.Variante I: Ponts à poutres précontraintes..... | 11 |
| II.5.1.1.Procédé de précontrainte par post tension | 12 |
| II.5.1.2.Pré dimensionnement de la structure..... | 12 |
| II.5.1.3.Les avantages | 14 |
| II.5.1.4.Les inconvénients | 14 |
| II.5.2.variante N°02: Pont mixte | 15 |
| II.5.2.1.Description | 15 |
| II.5.2.2.Pré dimensionnement de la structure | 15 |
| II.5.2.3.Les avantages | 17 |
| II.5.2.4.Les inconvénients | 17 |
| II.5.3.La variante N° 3 : pont caissons (voussoirs coulés sur place) | 18 |
| II.5.3.1.Description | 18 |
| II.5.3.2. Mode de construction | 18 |
| II.5.3.3.Pré dimensionnement de la structure | 18 |
| II.5.3.4.Loïs de variation des différents paramètres : $h(x)$, $s(x)$, $g(x)$, $e(x)$, $I(x)$ | 25 |
| II.5.3.5. Les avantages | 29 |
| II.5.3.6. Les inconvénients | 29 |

| | |
|-----------------------------------|----|
| II.6. Analyse multicritères | 29 |
| II.7. Conclusion | 30 |

Chapitre III : charges et surcharges.

| | |
|--|----|
| III.1. Introduction | 31 |
| III.2. Caractéristiques du pont | 31 |
| III.2.1. Classe du pont | 31 |
| III.2.2. Nombre de voies de circulation | 31 |
| III.2.3. Largeur de la voie | 31 |
| III.3. Les charges permanentes (CP) | 31 |
| III.3.1. Poids propre | 31 |
| III.3.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP) | 32 |
| III.4. Evaluation des surcharges | 33 |
| III.4.1. Système AL | 33 |
| III.4.2. Système de charges B | 34 |
| III.4.3. Système militaire Mc 120 | 38 |
| III.4.4. Convoi type D240 | 39 |
| III.5. Autres surcharges | 40 |
| III.5.1. Surcharge sur trottoir | 40 |
| III.5.2. Le vent | 40 |
| III.5.3. La température | 40 |
| III.5.4. Efforts de freinage | 40 |
| III.5.5. L'effort sismique "E" | 41 |
| III.6. Les combinaisons de charges | 41 |
| III.6.1. Les coefficients de majoration | 41 |

Chapitre IV : Etude du fléau

| | |
|--|----|
| IV.1. Introduction | 43 |
| IV.2. Phases successives de la construction | 43 |
| IV.3. Les charges intervenants dans la phase de construction | 44 |
| IV.3.1. Le poids propre du tablier G | 44 |
| IV.3.2. Les surcharges de chantier | 44 |
| IV.3.3. Equipage mobile | 45 |
| IV.3.4. Le vent | 44 |
| IV.3.5. Actions accidentelles | 44 |
| IV.4. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau | 44 |
| IV.4.1. Effets dus au poids propre | 44 |
| IV.4.2. Effets des surcharges réparties du chantier Q_{pral} | 45 |
| IV.4.3. Effets des Surcharges concentrées et équipage mobile Q_P | 45 |
| IV.4.4. Effets des Surcharges répartie du vent Q_w | 45 |
| IV.4.5. Evaluation des forces accidentelles dues à la chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile F_a | 46 |

| | |
|--|----|
| IV.5. Les combinaisons des charges | 47 |
| IV.6. Conclusion..... | 48 |

Chapitre V : Etude de la précontrainte.

| | |
|--|----|
| V.1. Introduction | 49 |
| V.2. Procédés utilisés | 49 |
| V.2.1. Précontrainte par pré tension..... | 49 |
| V.2.2. Précontrainte par post-tension..... | 49 |
| V.3. Etude de la précontrainte de la console..... | 49 |
| V.3.1. Disposition des câbles | 49 |
| V.3.2. Câblages | 49 |
| V.3.3. Détermination du nombre de câbles de fléau | 50 |
| V.3.4. Répartition des câbles dans chaque voussoir | 51 |
| V.3.5. Espacement des armatures de la précontrainte..... | 52 |
| V.4. Tracé des câbles..... | 53 |
| V.4.1. Etude du tracé des câbles..... | 54 |
| V.4.1.1. Etude du tracé des câbles en élévation | 54 |
| V.4.1.2. Etude du tracé des câbles en plan..... | 56 |
| V.5. Modélisation | 58 |
| V.5.1. Etude de la précontrainte de continuité | 59 |
| V.6. Calcul des pertes de tension de précontrainte pour les câbles de fléau..... | 64 |
| V.6.1. Pertes de tension instantanée..... | 64 |
| V.6.1.1. Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine | 64 |
| V.6.1.2. Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages (Recul d'encrage) | 65 |
| V.6.1.3. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton | 67 |
| V.6.2. Pertes de tension différées | 68 |
| V.6.2.1. Pertes dus au retrait du béton | 68 |
| V.6.2.2. Pertes dus au fluage du béton..... | 69 |
| V.6.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers de précontrainte | 69 |
| V.6.2.4. Pertes différées totales..... | 71 |
| V.6.3. Calcul des pertes totales | 71 |
| V.7. Calcul des pertes de tension pour les câbles de continuité | 71 |
| V.8. Vérification des contraintes | 72 |
| V.8.1. Vérification des contraintes en phase de construction | 72 |
| V.8.2. Vérification des contraintes en phase de service | 73 |
| V.8.2.1. Etat à vide | 74 |
| V.8.2.2. état en charge..... | 74 |
| V.9. Conclusion..... | 75 |

Chapitre IV : Etude transversale

| | |
|--|----|
| VI.1.Introduction | 76 |
| VI.2.Modélisation..... | 76 |
| VI.3.Définition des charges..... | 76 |
| VI.3.1.Les charges permanentes | 76 |
| VI.3.1.1.Le poids propre du caisson..... | 76 |
| VI.3.1.2.Revêtement..... | 76 |
| VI.3.1.3.Poids propre du trottoir et corniche... .. | 77 |
| VI.3.1.4.Le garde-corps | 77 |
| VI.3.1.5.Glissières de sécurité du pont | 77 |
| VI.3.2.Les surcharges d'exploitation | 77 |
| VI.3.2.1.Système de charge A..... | 77 |
| VI.3.2.2.Système de charge Bc | 77 |
| VI.3.2.3.Système de charge Bt..... | 77 |
| VI.3.2.4.Charges militaires Mc120 | 77 |
| VI.3.2.5.Charges exceptionnelles D240 | 77 |
| VI.3.2.6.Surcharges sur les trottoirs..... | 77 |
| VI.4.Les combinaisons d'actions..... | 77 |
| VI.5.Détermination des efforts max | 77 |
| VI.6.Vérifications..... | 77 |
| VI.6.1.Vérification de l'effort tranchant | 77 |
| VI.6.2. Vérification au poinçonnement | 79 |
| VI.6.3. Vérification des âmes au flambement | 79 |
| VI.7.Ferraillage | 80 |
| VI.7.1. Ferraillage en flexion simple pour les dalles (inferieure et supérieure) . | 80 |
| VI.7.2. Ferraillage des âmes en flexion composée..... | 81 |
| VI.7.3. Ferraillage de Voussoir sur pile | 81 |
| VI.7.4. Ferraillage de Voussoir sur culée..... | 82 |
| VI.7.5. Schéma de ferraillage des voussoirs | 82 |
| VI.7.Conclusion..... | 83 |

Chapitre VII: Effort tranchant.

| | |
|--|----|
| VII.1.Introduction | 84 |
| VII.2.Détermination de l'effort tranchant | 84 |
| VII.2.1.Effet hyperstatique (chargement extérieur) | 84 |
| VII.2.2.Effet isostatique (dû à la précontrainte)..... | 84 |
| VII.2.3.Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL) | 85 |
| VII.3.Calcul de l'effort tranchant réduit | 85 |
| VII.4.Calcul de la contrainte de cisaillement | 86 |
| VII.5. Vérification de contrainte de cisaillement..... | 86 |
| VII.6.Conclusion | 87 |

Chapitre VIII : Equipements du tablier.

| | |
|---|----|
| VIII.1.Introduction... | 88 |
| VIII.2. L'appareil d'appui | 88 |
| VIII.2.1.Le choix de l'appareil d'appui pour notre ouvrage | 88 |
| VIII.2.2.Matériaux constituants et rôles | 88 |
| VIII.2.3.Réactions dues aux combinaisons du poids propre et surcharge | 89 |
| VIII.2.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui | 89 |
| VIII.2.4.1 Aire de l'appareil d'appui..... | 90 |
| VIII.2.4.2.Détermination de la hauteur nette de l'élastomère..... | 90 |
| VIII.2.5. L'évaluation des déformations pour chaque appareil d'appui | 90 |
| VIII.2.5.1.Déformation due au retrait pour chaque appui..... | 90 |
| VIII.2.5.2 Déformation due à la variation de température..... | 90 |
| VIII.2.5.3.Déformation due au fluage pour chaque appui | 90 |
| VIII.2.6.Vérification des contraintes | 90 |
| VIII.2.6.1.Les contraintes de cisaillement | 90 |
| VIII.2.6.2.Condition de non soulèvement..... | 92 |
| VIII.2.6.3.Condition de non cheminement..... | 93 |
| VIII.2.6.4.Condition de non glissement..... | 93 |
| VIII.2.7. Dimensionnement des frettes | 93 |
| VIII.3.Etudes des dés d'appuis | 93 |
| VIII.3.1. Les dimensions du dés d'appuis | 93 |
| VIII.3.2.Ferrailage du dés d'appuis..... | 93 |
| VIII.3.2.1.Armature de chaînage..... | 93 |
| VIII.3.2.2.Armatures de profondeur..... | 94 |
| VIII.3.2.3.Armatures de diffusion..... | 94 |
| VIII.4.Joints de chaussée..... | 94 |
| VIII.4.1. Calcul du souffle des joints..... | 95 |
| VIII.4.1.1.Dilatation thermique..... | 95 |
| VIII.4.1.2.Le retrait | 96 |
| VIII.4.1.3.Fluage | 95 |
| VIII.4.1.4.Souffle sismique | 95 |
| VIII.4.2.Choix du type de joint | 96 |
| VIII.5. Le revêtement du tablier | 96 |
| VIII.5.1. Couche d'étanchéité | 96 |
| VIII.5.2. Couche de roulement..... | 97 |
| VIII.6. Dispositifs retenus | 97 |
| VIII.6.1. Les glissières de sécurité | 97 |
| VIII.6.2. Le garde-corps..... | 97 |
| VIII.6.3. Corniches..... | 97 |
| VIII.7. L'éclairage | 98 |
| VIII.8.L'évacuation des eaux..... | 98 |

| | |
|------------------------|----|
| VIII.9.Conclusion..... | 98 |
|------------------------|----|

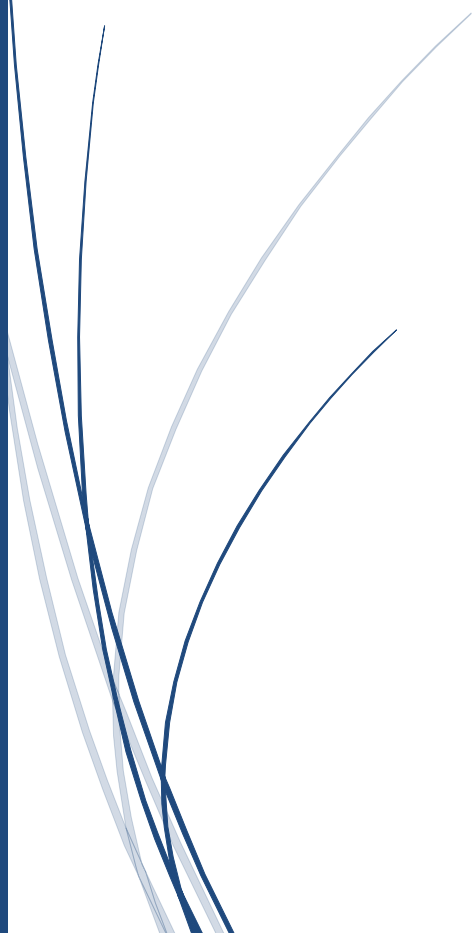
Chapitre IX : étude de l'infrastructure.

| | |
|---|-----|
| IX.1.Introduction | 99 |
| IX.2.La pile..... | 99 |
| IX.2.1.Choix de la pile | 99 |
| IX.2.1.1.Evaluation des efforts de la pile..... | 100 |
| IX.2.2.Evaluation de l'effort sismique..... | 100 |
| IX.2.2.1.Analyse et modilisation..... | 100 |
| IX.2.2.2.Condition d'application de la methode spectrale monomodale... .. | 100 |
| IX.2.2.3.Seiseme longitudinal | 102 |
| IX.2.2.4.Seiseme transversal | 103 |
| IX.2.2.5.Combinaisons d'actions | 104 |
| IX.2.3.Ferraillage de la pile..... | 104 |
| IX.2.3.1.Armatures longitudinales... .. | 104 |
| IX.2.3.2.Armatures transversales | 105 |
| IX.2.3.3.Espacement des armatures d'efforts tranchants | 105 |
| IX.2.3.4.Section minimale des armatures d'efforts tranchants..... | 105 |
| IX.2.4. Les fondations | 106 |
| IX.2.4.1.Choix du type de fondations | 106 |
| IX.2.4.2.Calcul du nombre de pieux | 106 |
| IX.2.4.3.Calcul du nombre des files des pieux | 106 |
| IX.2.4.4.Vérification des distances entre axes des pieux..... | 106 |
| IX.2.4.5.L'effet du groupe des pieux..... | 106 |
| IX.2.5.Pré dimensionnement de la semelle | 106 |
| IX.2.5.1.La largeur de la semelle | 106 |
| IX.2.5.2.La longueur de la semelle | 107 |
| IX.2.5.3.La hauteur de la semelle..... | 106 |
| IX.2.6.Evaluation de l'effort vertical | 107 |
| IX.2.6.1.calcul du poids propre de la semelle | 107 |
| IX.2.6.2.calcul du poids des terres sur la semelle | 107 |
| IX.2.6.3.calcul de l'effort vertical... .. | 108 |
| IX.2.6.4.Evaluation du moment fléchissant au pied de la semelle | 108 |
| IX.2.6.5.Effort revenue a chaque pieu... .. | 108 |
| IX.2.7.Ferraillage de la semelle | 108 |
| IX.2.7.1.Nappe inferieure..... | 108 |
| IX.2.7.2.Nappe supérieure (armature de construction)..... | 109 |
| IX.3.Culée..... | 109 |
| IX.3.1.Choix du type de la culée | 110 |
| IX.3.2.Implantation des culées | 110 |
| IX.3.3.Prédimensionnement de la culée | 110 |
| IX.3.3.1.Mur de front | 111 |

| | |
|---|-----|
| IX.3.3.2.Mur garde grève | 111 |
| IX.3.3.3.Mur en retour..... | 111 |
| IX.3.3.4.Mur cache..... | 111 |
| IX.3.3.5.Dalle de transition | 111 |
| IX.3.3.6.Sommier d'appuis | 111 |
| IX.3.3.7.Corbeau | 111 |
| IX.3.3.8.La semelle | 112 |
| IX.3.2.Stabilité de la culée | 112 |
| IX.3.2.1.Evaluation des efforts agissants sur la culée..... | 112 |
| IX.3.2.2.Stabilité de la culée a vide et en charge | 113 |
| IX.3.2.3.Vérification de la stabilité de la culée..... | 116 |
| IX.4.CONCLUSION | 117 |
| Conclusion générale | 118 |
| Bibliographie | 119 |
| Annexe A | 120 |
| Annexe B | 121 |
| Annexe C | 124 |



Introduction générale



Introduction générale :

Depuis longtemps, l'homme a toujours cherché à traverser des obstacles naturels tels que rivières, oueds afin de se déplacer. Dans le cadre de notre projet de fin d'études, il s'agit du franchissement d'un cours d'eau (Oued). C'est un problème qui est aussi vieux que le monde et nous savons que diverses solutions ont été jadis adoptées ; au début par de simples passages à gué en utilisant des pierres naturelles, des troncs d'arbres, des ponts en liant ou en bois.

Aujourd'hui la technique a évolué. L'homme dispose de moyens assez sophistiqués pour édifier des ouvrages de franchissement d'obstacles très fiables. Cette évolution est due non seulement à une utilisation intelligente et une mise en œuvre maîtrisée de matériaux nouveaux aux performances remarquables mais aussi à la mise au point de méthodes rationalisant la production, régularisant la qualité et augmentant les cadences de fabrication tout en assurant une sécurité croissante pour le personnel d'exécution.

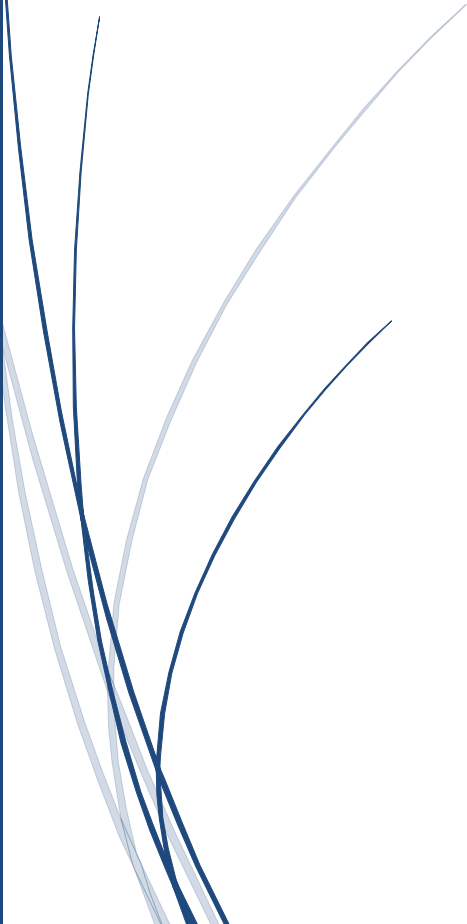
Le terme « **Pont** » désigne en général tout ouvrage permettant le franchissement en élévation d'un obstacle naturel (cours d'eau, vallée, un bras de mer ou une voie ferrée etc.) ou artificiel (routes, chemin de fer, etc.). Le pont n'a pas seulement une utilité matérielle. Il est aussi un défi pour l'homme en repoussant les limites que lui impose la nature et d'aller toujours plus loin.

Ce mémoire de fin d'études consiste à faire la conception et l'étude d'un pont implanté à la commune de **Draa El-Mizan**. Cet ouvrage nous a été proposé par **l'Entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'Art. (ENGOA)**.



CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux



Chapitre I: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

I.1.Introduction :

Avec ce Projet, la ville de **TIZI-OUZOU** est connectée à l'Autoroute Est – Ouest au niveau de l'échangeur de **DJEBAHIA** dans la Wilaya de **BOUIRA**.

La Pénétrante est située parallèlement à la route **CW128** jusqu'à **PK 10+000**. Après ce point, elle continue parallèlement à la route nationale **RN 25**. Cette dernière à deux voies sinueuse sur une longueur de **48Kmd** dont la plus part des piles seront immergées par le Barrage de **TLATA** en cours d'exécution.

Des ouvrages d'art notamment des tunnels, des échangeurs, des ponts et viaducs occupent approximativement le sixième de la longueur du parcours.

Ce projet a été proposé par l'Entreprise **National des Grand Ouvrages D'Arts(ENGOA)** dans le cadre de projet d'aménagement de l'axe routier de la **RN25du PK 0+000 au PK 46+380**.

I.2.Présentation de l'ouvrage :

I.2.1. Les données fonctionnelles :

Les données sont fixées par le maître de l'ouvrage.

On distingue :

- ❖ Données relatives à la voie portée :Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.
- ❖ Données relatives à l'obstacle franchi : les gabarits et les ouvertures.

I.2.1.1.Les données relatives à la voie portée :

a)Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée. Il est dessiné sur un plan de situation et repéré par les coordonnées de ces points caractéristiques. Ce projet présente un alignement droit.

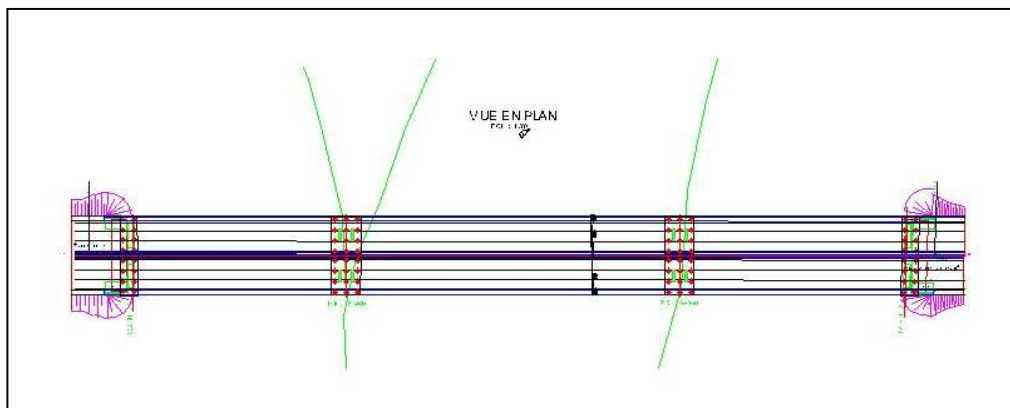


Fig. I.1.Tracé en plan de l'ouvrage.

b) Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage définissant en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en prenant compte de nombreux paramètres liés à la contrainte fonctionnelle de l'obstacle franchi, aux contraintes naturelles et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de **3.25%**. La hauteur des piles est comprise entre **15.25m** et **17.40m**.

Chapitre I: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

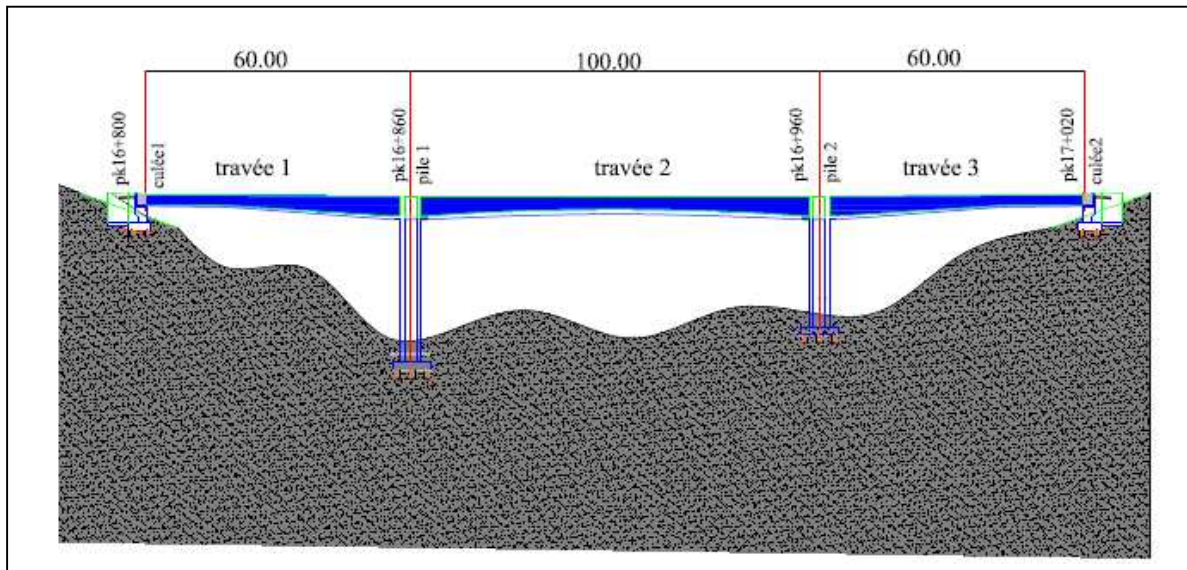


Fig. I.2. Profil en long de l'ouvrage.

c) Profil en travers :

Dès l'étude de l'avant-projet, il est nécessaire de connaître la largeur de la chaussée et la bande d'arrêt d'urgence.

Pour la chaussée, il est important de définir la largeur des trottoirs (s'ils existent) et la largeur roulable avant l'établissement de l'avant-projet détaillé. Celui-ci contient trois chaussées unidirectionnelles.

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

- ❖ Largeur totale : $L_T = 13\text{m}$.
- ❖ Largeur roulable : $L_R = 11.5\text{m}$.
- ❖ Largeur chargeable : $L_C = 10.5\text{m}$.
- ❖ Nombre de voies de circulation = 3 voies.
- ❖ La pente du versant : une pente de 2.5%.
- ❖ Deux trottoirs sur l'extrémité de largeur 0.75m chacun.

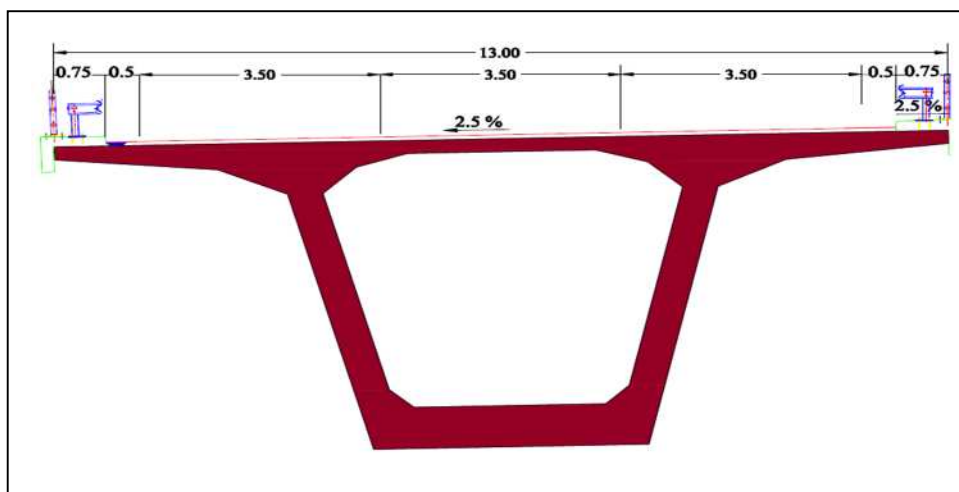


Fig. I.3. Profil en travers.

Chapitre I: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

I.2.1.2. Données relatives à l'obstacle franchie :

Ce projet consiste en la continuité entre les deux villes de **Tizi-Ouzou** et **Bouira**. Franchissant le barrage de **TLATA**, dans ce cas, il convient de respecter la crue centenaire se caractérisant par une hauteur des plus hautes eaux « PHE = 7,3m. ».

I.2.2. Données naturelles :

Sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et qu'il faut respecter et ne pas modifier.

On distingue :

I.2.2.1. Données géotechniques :

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Elles déterminent le type de fondations des appuis. Elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté et sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation. Elles doivent donner également des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés tel que :

- ❖ Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- ❖ Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- ❖ Compacité (pour les problèmes de terrassement).
- ❖ Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

Ces essais, réalisés par le laboratoire Central des Travaux Publics, ont permis de déterminer la nature du sol où l'ouvrage doit être implanté.

Chapitre I: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

Les résultats des sondages géotechniques au point le plus défavorable sont :

Sondages préssiométriques.

Sondages carottes.

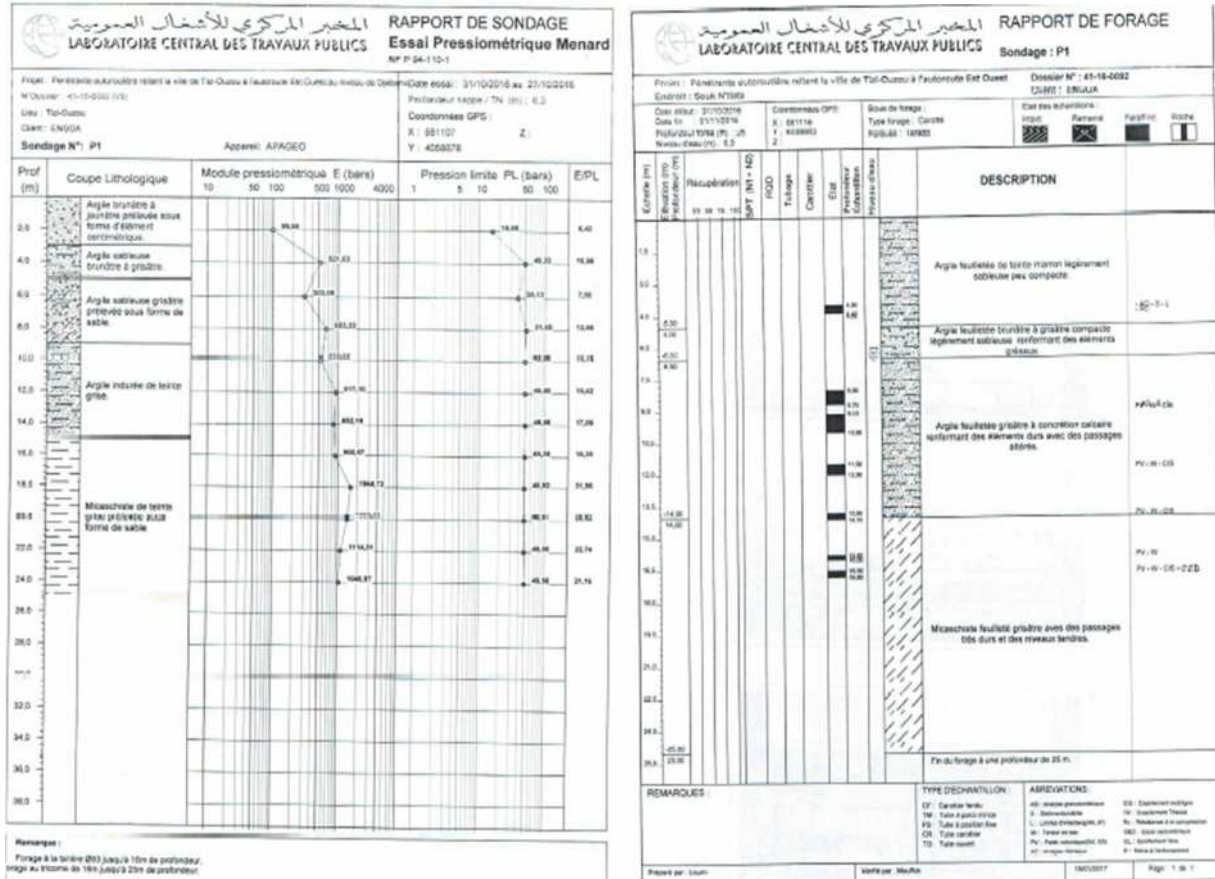


Fig. I.4. Rapport géotechnique.

I.2.2.2. Données topographique :

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.2.2.3. Données sismologiques :

La conception et la réalisation de tout projet doivent prendre compte la sismicité de la région en se référant au règlement parasismique algérien **RPOA2008**⁽¹⁾.

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable.

Zone I : faible.

Zone II_a : moyenne.

Zone II_b : élevée.

Zone III : très élevée.

⁽¹⁾ **RPOA2008** le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art version 2008.

Chapitre I: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

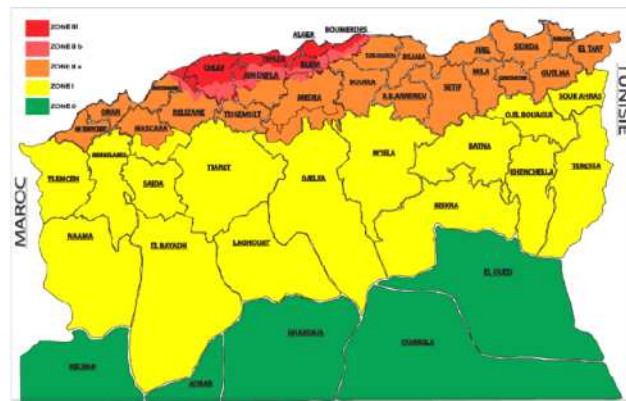


Fig. I.5. Carte des zones sismiques nationale.

La Wilaya de **Tizi-Ouzou** est classée en zone **II_a** d'après le **RPOA 2008**.

I.2.2.4. Données climatiques :

❖ La température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions. Elle sont leurs effets au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui.

La Wilaya de Tizi-Ouzou connaît durant la saison d'été une moyenne de **40°C** à la journée et **23°C** à la nuit et en hiver une moyenne de **10°C** à la journée et **0°C** à la nuit.

❖ Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charges (**fascicule 61, titre II, article 14.2**).

Dans notre cas l'ouvrage est en cours d'exécution. Le vent développe alors une surcharge répartie de **125Kg/m²**.

❖ La neige :

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

I.2.2.5. Les données hydrauliques :

Dans le cas du franchissement d'un cours, il est indispensable d'en connaître parfaitement le régime fréquent et l'importance des crues, débit solide, charriage éventuel de corps flottants susceptibles de heurter les piles. Mais le plus grand danger réside dans le phénomène d'affouillement qui fût par le passé la cause la plus fréquente d'effondrement des ponts sur un cours d'eau.

I.3. Caractéristiques des matériaux :

I.3.1. Béton :

Le béton est le mélange dans des proportions convenables de façon homogène de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants (conformément aux prescriptions du **BAEL**).

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé sauf s'il est utilisé sous des contraintes plus élevées.

Ces contraintes de compression servent à équilibrer les contraintes de traction engendrées par les charges.

❖ Dosage :

Le béton est dosé à **420 kg/m³** de ciment.

Chapitre I: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

❖ Densité :

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

❖ La résistance à la compression :

Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise et notée f_{c28} .

Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

- Les résistances à la compression à différents âges de j jours ($\neq 28j$.)
- La résistance à la traction à différents âges.
- Le module de déformation longitudinale du béton.

$$f_{c28} = \begin{cases} 40 \text{MPa} & \text{pour le béton du tablier (superstructure).} \\ 27 \text{MPa} & \text{pour le béton d'appuis et les fondations (infrastructure).} \end{cases}$$

Pour j jours la résistance caractéristique à la compression sera :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa.} \\ \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa.} \end{cases}$$

❖ La résistance à la traction(BAEL91) :

La résistance caractéristique à la traction se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction.

La résistance à la traction (f_{tj}) est définie à partir de (f_{cj}).

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(40) = 3 \text{ MPa (pour superstructure).}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2.22 \text{ MPa (pour infrastructure).}$$

NB: Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

❖ Contraintes admissibles de compression du béton :

▪ A E.L.U :

Le coefficient θ est fixé à :

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

γ_b est un coefficient de sécurité qui vaut :

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

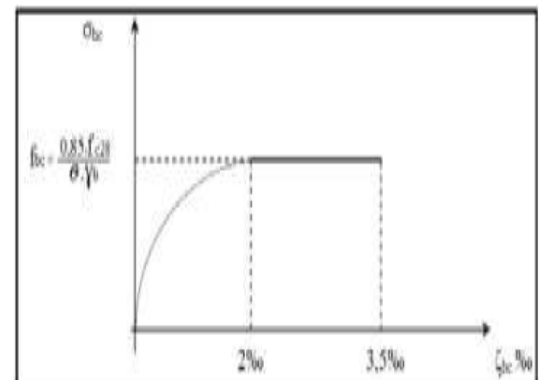


Fig. I.6. Diagramme des contraintes de déformation du béton à l'ELU

Chapitre I: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

▪ A E.L.S :

La contrainte de compression du béton est calculée avec les expressions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0,5 \cdot f_{c28} \text{ En service.} \\ 0,6 \cdot f_{c28} \text{ En construction.} \end{array} \right.$$

❖ Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν représente le rapport entre la variation relative transversale ϵ_t et la déformation relative longitudinale ϵ_l

Le coefficient de poisson est donné par la formule :

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/L} = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_l}$$

Pour les calculs de béton précontraint, on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \text{ pour un béton non fissuré (ELS).} \\ \nu = 0 \text{ pour un béton fissuré (ELU).} \end{array} \right.$$

❖ Module de déformation longitudinale du béton (BAEL 91 révisé 99/ BPEL) :

➤ Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

- Pour le béton du tablier $E_{ij} = 37620 \text{ MPa}$.
- Pour le béton des piles et fondations $E_{ij} = 33000 \text{ MPa}$.

➤ Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

- Pour le béton du tablier $E_{vj} = 12540 \text{ MPa}$.
- Pour le béton des piles et fondations $E_{vj} = 11000 \text{ MPa}$.

❖ Module de Déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante :

Avec : E : module de Young.

ν : coefficient de poisson

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1+\nu)}$$

I.3.2. Les aciers :

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

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

a) Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en précontraint. Les armatures actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Elles sont classés par catégories : fils, barres, torons.

Chapitre I: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors, on utilise des câbles **T15 (super)** car ce type de câbles est réservé aux ouvrages de portées déterminantes supérieures ou égales à 80m.

Caractéristiques des câbles : Selon Eugène Freyssinet 1928:

- ❖ Unité de précontrainte : **12torons.**
- ❖ Poids de 1T15s = **1.18(kg/m.**
- ❖ Section de 12T15s = **1800mm.²**
- ❖ Force maximale au vérin = **241.3kN.**
- ❖ Caractères garantis : **12T15s.**
- $f_{peg} = 1583\text{MPa}$:
- $f_{prg} = 1770\text{ Mpa.}$ avec : f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0,1%.
- f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

- ❖ La valeur max de la tension à l'origine σ_0 doit être :

$$\sigma_0 < \text{Min} (0,8f_{prg}; 0,9f_{peg}) . \quad \longrightarrow \quad \sigma_0 < \text{Min} (1416; 1425) = \mathbf{1416\text{MPa.}}$$

L'évolution des contraintes en fonction des déformations est définie dans le diagramme suivant conformément aux règles du **BPEL** :

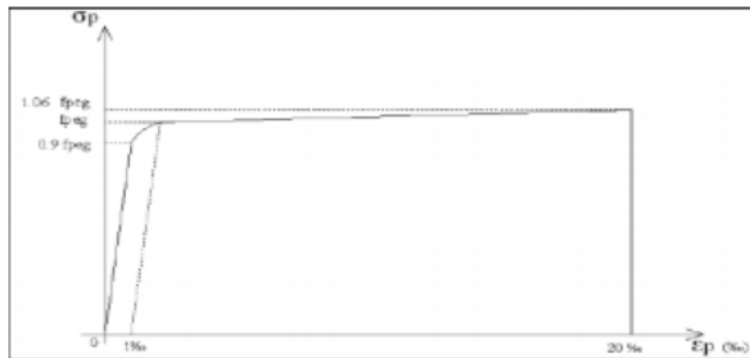


Fig. I.7. Diagramme des contraintes de déformations de l'acier de précontrainte.

- ❖ Frottements :

- déviation parasite : **0,003 m⁻¹.**
- coefficient de frottement : **0,2 rad.**
 - ❖ Module d'élasticité de l'acier : **EP= 190 000 Mpa.**
 - ❖ Gaine : Φ_{int} : **80 mm.**
- Φ_{ext} : **88 mm.**

b) Aciers passifs :

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

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de nuance

Fe E400 avec un module d'élasticité longitudinale, appelé 'Module de Young égale à :

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

Chapitre I: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

❖ Contrainte limite :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

La contrainte admissible à la traction est donnée par la formule suivante :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bar{\sigma} = f_e / \gamma_s \\ \gamma_s = 1.15 \text{ situation courante.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \\ \gamma_s: \text{ Coefficient de sécurité.} \end{cases}$$

D'où: $\sigma = 400 / 1.15 = 340$ (MPa).

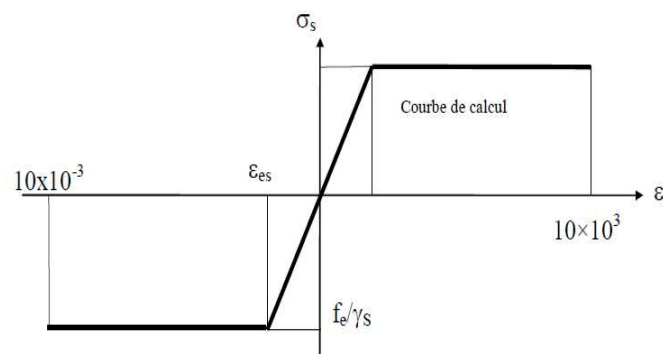


Fig. I.8. Diagramme contraintes déformations de l'acier.

➤ Etat limite service (E.L.S) :

| Etat considéré. | ELS. |
|---------------------------------|---|
| fissuration peu nuisible | Pas de limitation des contraintes. |
| fissuration préjudiciable. | $\sigma_s = \text{Min} (0.5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$. |
| fissuration très préjudiciable. | $\sigma_s = \text{Min} (0.4f_e; 88\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$. |

Tab. I.1. Contrainte limite de traction de l'acier.

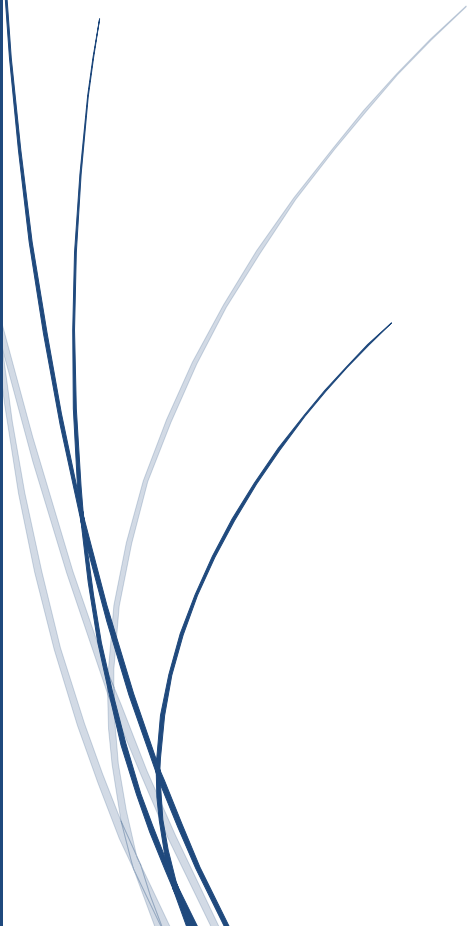
$$\text{Avec : } \eta = \begin{cases} 1 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \\ 1.6 \text{ pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

I.4. Conclusion :

Pour les matériaux à utiliser, on a opté pour un béton résistant jusqu'à **40Mpa** pour la superstructure et de **27Mpa** pour l'infrastructure avec des aciers passifs d'une limite d'élasticité de **340Mpa** avec des câbles de précontraintes **12T15s**.

CHAPITRE II

Conception et prédimensionnement des variantes



II.1.Introduction :

La conception d'un pont résulte le plus souvent d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. L'ingénieur projeteur possède une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur pré dimensionnement et leurs modes d'exécution.

II.2.Choix et type d'ouvrage :

L'objectif est de déterminer du point de vue technique et économique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes. Pour cela, il faut connaître cet ensemble de contraintes et conditions pour pouvoir envisager des solutions apparaissantes à première vue comme les meilleures et feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir à la meilleure solution techniquement et économiquement. Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur.

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

On prend en considération les éléments principaux suivants :

- ❖ Les conditions aux sites.
- ❖ La nature du terrain.
- ❖ Le profil en long.
- ❖ La position possible pour les appuis.
- ❖ Le gabarit à respecter.
- ❖ Délais de réalisation.
- ❖ Durée de l'utilisation.

II.4.Comment procéder au choix :

Il n'existe aucun type de pont qui puisse être construit n'importe où et peut être parfait dans sa conception ; c'est pour cela l'existence de différents types de pont de part le monde. On choisit le type de ponts selon les avantages qu'il présente par rapport à l'endroit où il doit être édifié.

Plusieurs facteurs influencent sur le choix de type de pont qui sera construit à un endroit voulu, notamment la distance sur laquelle qu'il doit s'étendre ainsi que sa hauteur. On doit aussi prendre en compte les matériaux nécessaires, la main d'œuvre disponible et son apparence en relation avec son entourage. De plus, on doit calculer le type de circulation qu'il doit y avoir et le coût relié à sa construction.

II.5.Les variantes proposées :

Nous proposons les trois variantes suivantes :

Variante N°1 : pont à poutres précontraintes par poste tension.

Variante N°2 : Pont mixte.

Variante N°3: pont caissons (coulés sur place).

II.5.1.Variante I: Ponts à poutres précontraintes:

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé.

Il est issu de raisonnement logique suivant : le béton et le matériau le plus économique résistant bien à la compression mais peu à la traction .On y ajoute donc une compression permanente dite "**précontrainte**". La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui les solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend la relève .Il permet d'atteindre des portées déterminantes jusqu'à 50m.

Chapitre II : Conception et pré dimensionnement des variantes.

Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil. On distingue deux types de tabliers selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

Variante1: Les ponts à poutres précontraintes par pré tension :

Occupent une gamme de portées allant de 10m à 35m.

Variante2: les ponts à poutres précontraintes par post-tension

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de **30 à 50mètres**.

II.5.1.1. Procédé de précontrainte par post tension :

Le principe de la précontrainte par post tension est de tendre les armatures en prenant l'appui sur la pièce à précontrainte. Pendant sa mise en tension, l'armature s'allonge tandis que le béton comprimé présente un léger raccourcissement. Pour permettre le mouvement relatif en résultant, il est nécessaire de ménager évidemment dans le béton tubulaire généralement formé par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant bétonnage. Les dispositions des armatures, surtout de leurs ancrages et le mode de mise en tension constituent des procédés brevetés offerts aux entreprises par des sociétés spécialisées. L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend en général les éléments suivants :

-L'ancrage actif : situé à l'extrémité où s'effectue la mise en tension.

-Ancrage passif : ou ancrage mort, situé à l'extrémité de l'armature opposée à celle par où s'effectue la mise en tension. Elle peut être effectuée soit d'un seul côté ou simultanément par les deux extrémités. Dans les deux cas, les deux ancrages sont actifs.

-Le coupleur : disposition qui permet après la mise en tension d'une armature de la prolonger par une deuxième. La disposition de jonction est utilisée comme un ancrage passif de la seconde. Après la mise en tension de celle-ci, tout se passe en apparence comme si l'on avait une seule armature continue.

-Les accessoires : gaines, manchons d'extrémité, tubes d'injection ...etc.

-Le matériel de mise en tension : vérins de traction, pompe d'alimentation des vérins, pompes d'injection, ...etc.

II.5.1.2. Pré dimensionnement de la structure.

1. Conception Longitudinale :

❖ Distribution des travées :

Notre projet à une embouchure de **220 m** qui nous donne quatre travées centrales de **40 m** chaque une et deux travées de rive **30m** .

L_t : la portée de travée = **40m**.

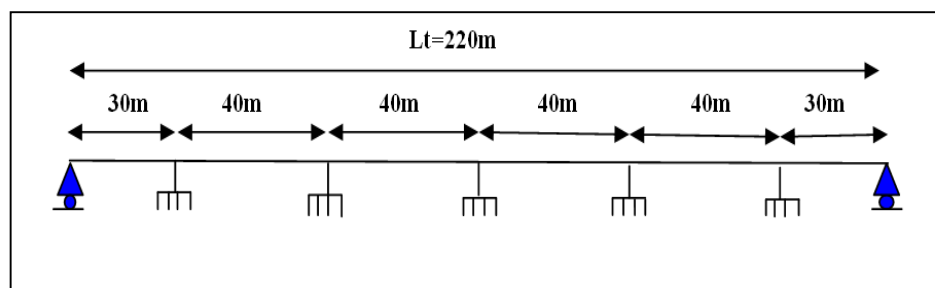


Fig .II.1. Schéma statique de l'ouvrage.

2. Conception transversale :

❖ Elancement de poutres:

Avec : $L=40m$.

$$\frac{L}{22} \leq h_t \leq \frac{L}{16}$$

$$\frac{40}{22} \leq h_t \leq \frac{40}{16}$$

$$1.82m \leq h_t \leq 2.5m.$$

Pour notre cas on prend : $h_t=2m$.

❖ Nombre de poutres (N):

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur du tablier et l'espacement :

$$N = \frac{L_a}{d} + 1$$

Avec :

L_a : est l'entraxe entre les poutres d'extrémité.
 d : entraxe des poutres ; $1,5 \leq d \leq 2,5$.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_a = 13m \\ \text{On fixe l'espacement à } d = 1,7m. \end{array} \right.$$

$$N = \frac{L_a}{d} + 1 = \frac{13}{1.7} + 1 = 8.64.$$

Pour notre cas on prend : $N = 9$ poutres.

❖ Largeur de la table de compression (b) :

Pour alléger les poutres et dans le but d'en faciliter la manutention, on serait tenté de réduire le plus possible la largeur des tables de compression. Toutefois, pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur.

$$0.6 h_t \leq b \leq 0.7 .$$

Avec : $h_t=2m$

$$1.2 \leq b \leq 1.4.$$

Pour notre cas on prend : $1.2m$.

❖ Epaisseur de table de compression (e) : $11cm \leq e \leq 15cm$.

Pour notre cas on prend : $e=12cm$.

❖ Le talon:

Les talons des poutres constituant la fibre inférieure de la structure sont dimensionné par la flexion .Elles doivent permettre de loger les câbles de précontraintes dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

✓ Largeur de talon (L_t):

$$45cm \leq L_t \leq 80cm.$$

Pour la valeur L_t : on prend $47cm$, cette valeur peut être modifiée après l'étude de la précontrainte.

✓ Epaisseur du talon e_t :

On prend $e_t = 15cm$.

✓ Epaisseur de l'âme en travée (b_0):

b_0 est donné par :

$$18cm \leq b_0 \leq 25cm.$$

On fixe : $b_0 = 21cm$.

Chapitre II : Conception et pré dimensionnement des variantes.

✓ Epaisseur de l'âme à l'about (b_0) :

Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant conduisant généralement à réaliser un épaissement d'âme appelé blochet sur une longueur atteignant le quart de la portée. Au droit de l'appui, l'épaisseur de l'âme se situe :

$$25\text{cm} \leq b_0 \leq 35\text{cm}.$$

On fixe : $b_0 = 35\text{cm}$.

❖ Goussets :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section, de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre :

$$45^\circ < \alpha < 65^\circ.$$

✓ Les angles des goussets :

Gousset du talon :

En travée : $\alpha_3 = 63^\circ$, $e_3 = 12\text{ cm}$.

A l'appui : $e_3 = 9\text{ cm}$.

Gousset de la table de compression :

En travée : $\alpha_1 = 55^\circ$, $e_1 = 6\text{ cm}$, $\alpha_2 = 45^\circ$; $e_2 = 10\text{ cm}$.

A l'appui : $\alpha_1 = 12^\circ$, $e_1 = 6\text{ cm}$, $\alpha_2 = 45^\circ$; $e_2 = 3\text{ cm}$.

❖ Hourdis (la dalle) h_0 :

En général la hauteur du hourdis est pris entre :

$$20\text{cm} \leq h_0 \leq 30\text{cm}.$$

On fixe : $h_0 = 25\text{cm}$.

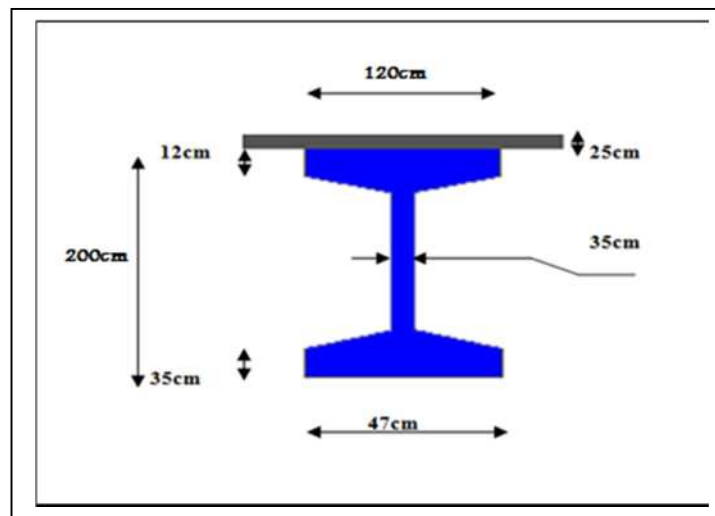


Fig..II.2. Section de la poutre précontrainte.

II.5.1.3. Les avantages :

- ❖ Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol.
- ❖ Une bonne réutilisation des coffrages.
- ❖ Maîtrise de la préfabrication des poutres.
- ❖ Simplicité et rapidité d'exécution réduit les délais et le coût.
- ❖ Son fonctionnement isostatique lui permet d'être insensible aux déformations imposées en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

II.5.1.4. Les inconvénients :

- ❖ Défauts d'exécution, en particulier les câbles de précontrainte furent très mal injectés.
- ❖ Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- ❖ La hauteur des poutres et leurs poids augmentent au fur et à mesure que leur portée est augmentée.

- ❖ Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leurs parties inférieures.
- ❖ Diminution de la tension des câbles causés par des vibrations importantes des charges ferroviaires.

II.5.2.variante N°02: Pont mixte

II.5.2.1.Description:

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. Les poutres peuvent être de hauteur variable ou constante.

Elles peuvent être sous chaussée ou latéralement au-dessus de la chaussée. Pour les petites portées, on utilise souvent des travées indépendantes même dans le cas d'une suite de plusieurs.

Dans un pont mixte, la dalle est participante c'est-à-dire qu'elle est liée aux poutres par des connecteurs noyés dans le béton faisant participer à la reprise des efforts de flexion. Les poutres peuvent être en nombre supérieur à deux et remplacées par un caisson.

II.5.2.2.Pré dimensionnement de la structure.

1. Conception Longitudinale :

❖ Distribution des travées:

Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de **40 à 60mètres**. Notre projet a une longueur totale de **220m** ce qui nous donne deux travées centrales de **60m** et deux travées de rive de **50m** de longueur.

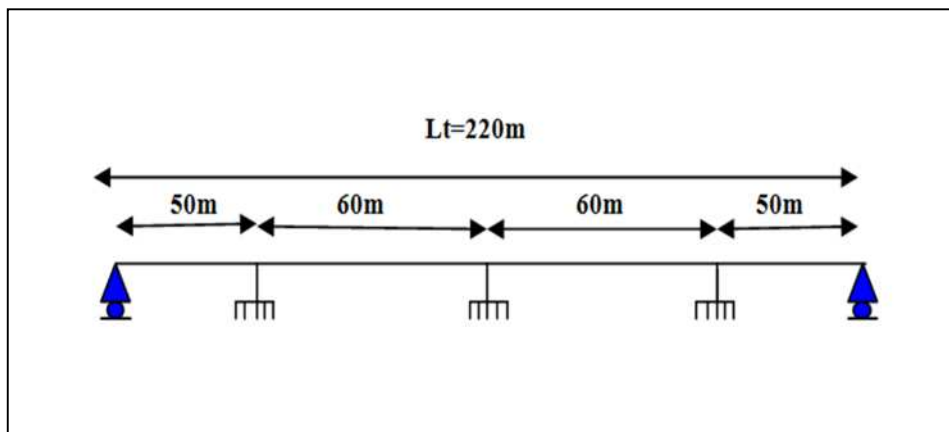


Fig. II.3.schéma statique de l'ouvrage.

2. Conception transversale :

❖ Pré dimensionnement de la dalle :

Les ingénieurs recherchaient des solutions de dalles légères pour résoudre les problèmes des grands franchissements en pont-rail. Ainsi est née la dalle mixte constituée en béton armé. Elle assure le rôle de table de compression. Reliée à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

Les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement. La dalle est liée à l'ossature de manière à intervenir dans la flexion générale. On obtient ainsi un pont mixte dans lequel la dalle est considérée comme participante à la résistance d'ensemble.

C'est donc bien une structure mixte puisque les deux matériaux sont liés pour travailler ensemble afin de reprendre les efforts de flexions locales et de cisaillements.

Chapitre II : Conception et pré dimensionnement des variantes.

❖ Nombre des poutres (N) :

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement.
L : est la largeur du tablier égale à **13 m**.

$$N = \frac{L}{d}$$

On fixe l'espacement : **d = 3m**.

$$\longrightarrow N = \frac{13}{3} = 4.33.$$

On prend : N = 5 poutres.

❖ Prédimensionnement des poutres :

En partie courante, une poutre en I comporte une âme et deux semelles. Les notions habituellement employées sont représentées sur le dessin de la figure.

❖ La hauteur des poutres (h) :

L : la portée de travée = **60 m**.

L'élancement économique (hauteur de la poutre) est de **L/25** ce qui nous donne : **h_p = 2.4m**.

❖ Epaisseur de l'âme des poutres (e) :

Pour déterminer l'épaisseur de l'âme, il faut respecter les quatre conditions suivantes :

- ✓ Résistance à la corrosion.
- ✓ Résistance au cisaillement.
- ✓ Flambage vertical.
- ✓ Fatigue.

Sachant que l'épaisseur en travée varie entre **8** et **14mm** et ne dépasse pas **20mm** sur appui donc nous prendrons :

- Une épaisseur de **10mm** à mi travée.
- Une épaisseur de **18mm** sur appui.

❖ Largeur et épaisseur des semelles des poutres :

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions de résistance et d'instabilité.

❖ Semelle supérieure en travée :

$$200 \text{ mm} \leq L_{st} \leq 500 \text{ mm}.$$

$$12 \text{ mm} \leq e_{st} \leq 40 \text{ mm}.$$

Donc on prend : $\begin{cases} L_{st} = 200 \text{ mm.} \\ e_{st} = 15 \text{ mm.} \end{cases}$

❖ Semelle inférieure en travée :

$$300 \text{ mm} \leq L_{it} \leq 600 \text{ mm}.$$

$$20 \text{ mm} \leq e_{it} \leq 50 \text{ mm}.$$

Donc on prend: $\begin{cases} L_{it} = 300 \text{ mm.} \\ e_{it} = 30 \text{ mm.} \end{cases}$

❖ Semelle supérieure sur appui :

$$400 \text{ mm} \leq L_{sa} \leq 900 \text{ mm}.$$

$$20 \text{ mm} \leq e_{sa} \leq 40 \text{ mm}.$$

Donc on prend : $\begin{cases} L_{sa} = 400 \text{ mm.} \\ e_{sa} = 20 \text{ mm.} \end{cases}$

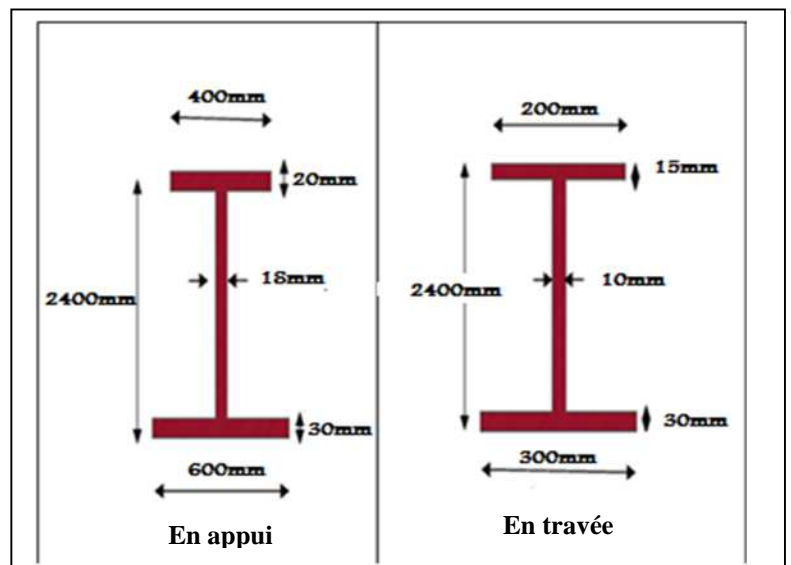


Fig. II.4. Profilé de poutre à mi-travée et sur appui

❖ Semelle inférieure sur appui :

$$400\text{mm} \leq L_{ia} \leq 1000\text{mm}.$$

$$30 \leq e_{ia} \leq 60$$

Donc on prend :

$$\begin{cases} L_{ia} = 600\text{mm}. \\ e_{ia} = 30\text{mm}. \end{cases}$$

❖ L'entretoisement des poutres :

Les fonctions des entretoises :

- ✓ La répartition des charges entre les poutres principales et les entretoises selon le rapport de raideur existant.
- ✓ La conservation de l'alignement des poutres en imposant le déplacement en bloc de l'ensemble des poutres.
- ✓ La conservation des angles des sections en empêchant les déformations de distorsion.
- ✓ La stabilité des poutres contre le déversement par le maintien des semelles inférieures comprimées en montant des cadres. Sous une forme un peu différente, cette fonction se trouve dans la stabilité des semelles de poutres des ponts courbes.
- ✓ Le contreventement horizontal avec le platelage pour le report des charges horizontales de vent sur les appuis.
- ✓ La transmission des réactions verticales et horizontales sur les lignes d'appuis par un entretoisement spécial renforcé sur appuis.
- ✓ Le raidissage transversal des poutres par le biais des montants d'entretoise. Leur espacement varie de **6 à 10m** en fonction du risque de flambement latérale des membrures comprimées.

❖ Prédimensionnement des entretoises :

-Elancement des entretoises :

D'après SETRA : $H_e = 1.6\text{m}$.

-Épaisseur de l'âme des entretoises :

$$10 < w < 12\text{mm}.$$

On a pris une épaisseur $t_w = 12\text{mm}$.

Épaisseurs et largeurs des semelles des entretoises :

(déversement lors de bétonnage et fixation des connecteurs). On prend : $b_{entr} = 300\text{mm}$.

Semelle supérieure.

$$220 < b_s < 300\text{mm}$$

Pour notre ouvrage le choix a été de :

Semelle inférieure.

$$220 < b_i < 300\text{mm}.$$

Pour notre ouvrage le choix a été de :

$$\begin{cases} b_s = 300\text{mm}. \\ t_s = 20\text{mm}. \\ b_i = 300\text{mm}. \\ t_i = 20\text{mm}. \end{cases}$$

II.5.2.3. Les avantages :

- ❖ La possibilité de franchir de grandes portées.
- ❖ La rapidité d'exécution globale.
- ❖ La légèreté donc la diminution du nombre de pieux.
- ❖ La précision dimensionnelle des structures.

II.5.2.4. Les inconvénients :

- ❖ Le coût est plus élevé.
- ❖ Le problème majeur des ponts métalliques est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- ❖ Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).

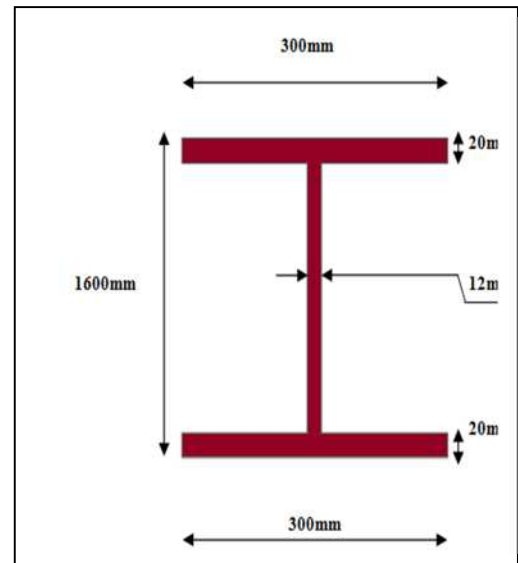


Fig. II.5. Profilé de l'entretoise.

- ❖ Instabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.

II.5.3. La variante N° 3 : pont caissons (voussoirs coulés sur place).

II.5.3.1. Description :

La construction par encorbellements successifs consiste à exécuter un ouvrage élément par élément sans contact avec le sol. Sa gamme des portées envisageables est très large. Elle est comprise entre **40 m** et **200 m**. La méthode de construction peut être mise en œuvre quelles que soient les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante, versants abruptes, sols de très mauvaise qualité, site maritime...etc.)

La construction s'effectue :

- ❖ **Symétriquement** : de part et d'autre d'une pile de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution. La double console obtenue est dénommée le fléau.
- ❖ **Dissymétriquement** : d'un seul côté d'un fléau, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente.
- ❖ **Exceptionnellement** : contre poids dimensionné sur la culée, équilibré le moment de renversement apporté par la console.

II.5.3.2. Mode de construction :

Deux techniques bien distinctes peuvent être utilisées pour la construction des voussoirs :

- ✓ La construction par voussoirs préfabriqués.
- ✓ La construction par voussoirs coulés en place.

Ces deux méthodes ont la même procédure de fabrication de VSP et VC « les deux sont coulés en place » La seule différence se trouve pendant la réalisation des voussoirs courants « les voussoirs qui se trouvent entre ceux de la pile et la clé ».

Pour notre cas, la réalisation se fera à l'aide des voussoirs coulés en place.

II.5.3.3. Pré dimensionnement de la structure :

1. Conception Longitudinale :

Notre ouvrage est composé de fléaux identiques simplifiant la conception des matériels de pose ou de bétonnage et améliore les rendements.

❖ Choix de type du tablier :

Il existe deux types de tablier :

- ✓ Les tabliers à hauteur constante :

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65 ou 70 m, le tablier le plus économique est en générale de hauteur constante car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matières possibles. Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre un 1/20 à 1/25 de la portée maximale avec un minimum de 2,20m réservé à la circulation à l'intérieur du caisson. Ce type de pont est bien adapté aux ouvrages de géométrie complexe notamment les ponts très courbes et les ouvrages situés dans des sites complexes (site urbain, échangeurs, carrefours).

- ✓ Les tabliers à hauteur variable :

Au-delà de 100 m de portée, les quantités de béton et de précontrainte augmentent rapidement. Une solution de hauteur constante est de plus en plus pénalisée par rapport à une solution de hauteur variable. Les ponts caissons d'un tablier d'une hauteur variable sont bien adaptés aux vallées profondes et aux grands cours d'eau.

Pour notre projet, on opte pour un tablier de hauteur variable.

Chapitre II : Conception et pré dimensionnement des variantes.

❖ Distribution des travées :

La distribution des portées se fait de la façon suivante :

Avec : $\begin{cases} \text{La longueur de la travée principale} = 100 \text{ m.} \\ \text{La longueur de la travée de rive} = 60 \text{ m.} \end{cases}$

Tel que :

$$0,5L_i \leq L_r \leq 0,7L_i .$$

L_i désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée (100m)

$$0,5 \times 100 \leq L_r \leq 0,7 \times 100. \quad \Rightarrow \quad 50 \leq L_r \leq 70.$$

Pour notre cas on prend $L_r = 60 \text{ m}$.

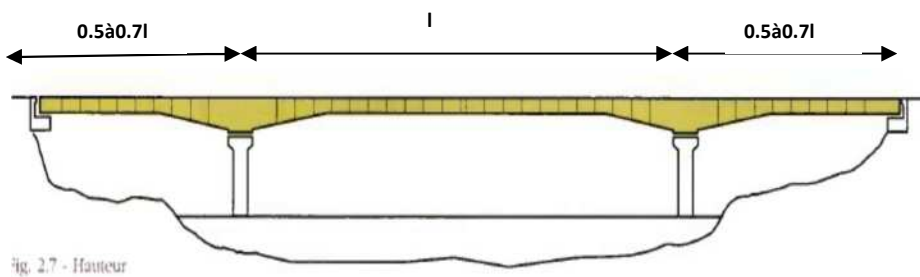


Fig. II.6. coupe longitudinale de l'ouvrage.

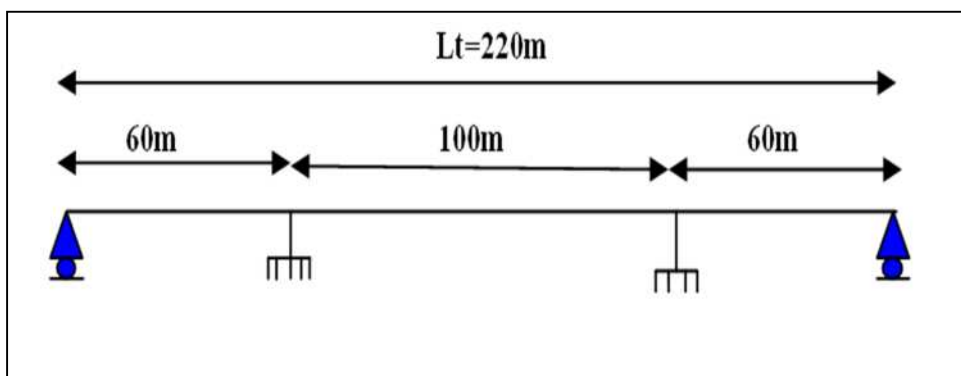


Fig. II.7. Schéma statique de l'ouvrage

Comme il est indiqué dans le schéma ci-dessus, la portée intermédiaire est symétrique de longueur de **100m**, par contre la longueur des travées de rives est égale à **60m**. Cette distribution offrira les avantages suivant :

- ❖ Du point de vue statique : pour avoir des valeurs approchées du moment sur toutes les travées.
- ❖ Du point de vue esthétique : le pont surgira avec une belle apparence.

Découpage des voussoirs :

D'après le guide, conception des ponts en encorbellements successifs (SETRA), le découpage des voussoirs est effectué comme suit :

-Voussoirs courants :

Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs courants est constante et varie de **2.5m** à **4m**, voir **5m** suivant les ouvrages.

Voussoirs sur piles :

Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile (**VSP**) mesure en général au moins **8 m** de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter de la première paire de voussoirs.

-Voussoir de clavages :

La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée. Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs de clavages est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution.

Pour faciliter la tâche d'exécution (surtout le coffrage) et la mise en place des voussoirs, on opte pour le découpage suivant :

Voussoir sur pile : **8m** (02 voussoirs).

Voussoir courant : **5 m** (36 voussoirs de hauteurs variables).

Voussoir de clavage : **2m** (3 voussoirs de hauteur constante).

Voussoir sur culée : **9m** (02 voussoirs de hauteur constante).

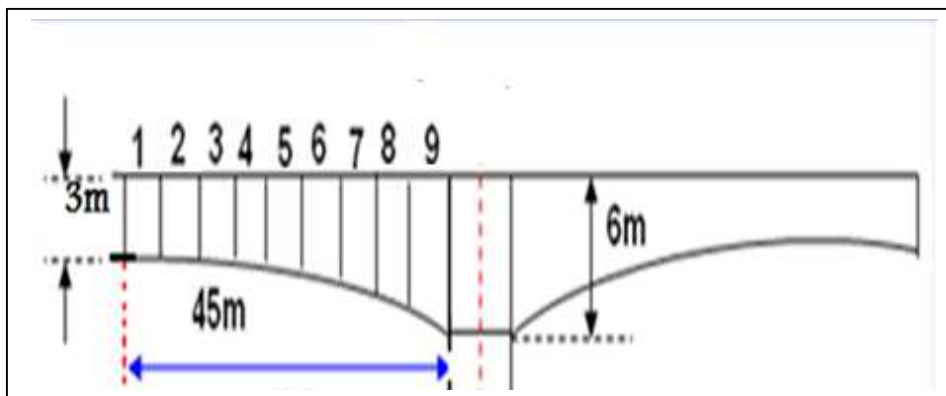


Fig. II.8. Découpage des voussoirs.

2. Conception transversale :

❖ Largeur de la nervure de l'intrados :

Selon le document **SETRA**, les dimensions auront les valeurs suivantes :

L_t : largeur totale du tablier $L_t=13m$.

L_i : largeur de la nervure de l'intrados.

$$L_i \geq 0.5 L_t$$

$$\longrightarrow L_i \geq 0.5 \times 13 = 6.5m.$$

En prend : $L_i=6.5m$.

❖ Hauteur des voussoirs :

Dans la phase de construction les efforts agissants sur les piles sont plus important . Ces efforts décroissent régulièrement à mesure qu'on s'éloigne des piles d'où la possibilité de faire varier l'inertie de la poutre. Cela nous permettra de faire des voussoirs à hauteurs variables pour des raisons techniques et économiques

❖ Hauteur du voussoir sur pile h_p :

D'après le guide **SETRA**, la hauteur sur pile est généralement comprise entre:

$$\frac{L}{18} \leq h_p \leq \frac{L}{16}$$

Tel que : L désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée(100m).

$$\frac{100}{18} \leq h_p \leq \frac{100}{16} \quad \longrightarrow \quad 5.56\text{m} \leq h_p \leq 6.25\text{m}.$$

Pour notre cas, on prend : $h_p = 6.00\text{m}$.

❖ Hauteur du voussoir à la clé (h_c) :

La hauteur minimale est de 2.20m afin de permettre la circulation à l'intérieur de la poutre caisson pour l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontrainte et la surveillance de l'ouvrage.

En pratique, la hauteur à mi-travée h_c demeure :

$$\frac{L}{35} \leq h_c \leq \frac{L}{30}$$

$$\frac{100}{35} \leq h_c \leq \frac{100}{30} \quad \longrightarrow \quad 2.86\text{m} \leq h_p \leq 3.33\text{m}.$$

Pour notre cas on prend : $h_c = 3.00\text{m}$.

❖ Choix d'une section transversale :

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion.

Si l'une des raisons qui conduit les projeteurs à adopter des sections de forme de caisson. Cette section comporte également un hourdis inférieure qui abaisse une bonne efficacité sur pile. Ce qui est fondamentale, la construction par encorbellements successifs aboutissent à de très importants moments négatifs.

Nous examinons dans ce qui suit, le dimensionnement des différents éléments constitutifs d'un caisson courant monocellulaire. la figure ci-dessous précise les notions à utiliser :

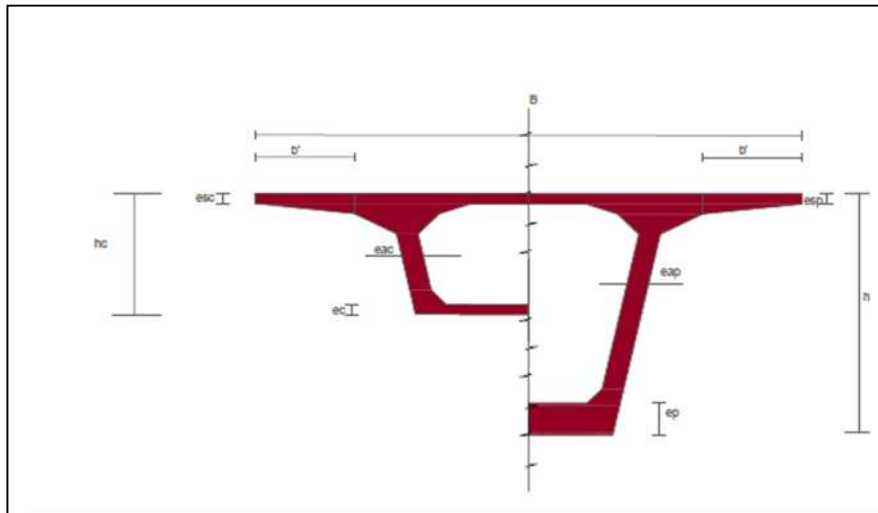


Fig. II.9. Sections transversales du caisson en encorbellements successifs à hauteurs variables.

Notations :

B : largeur totale du tablier.

h_p : hauteur du voussoir sur pile.

h_c : hauteur du voussoir de clef.

e_{ap} : épaisseur de l'âme sur pile.

e_{ac} : épaisseur de l'âme à la clé.

e_p : épaisseur du hourdis inférieur sur pile.

e_c : épaisseur du hourdis inférieur en clé.

e_1, e_2, e_3, e_4 : épaisseur du hourdis supérieur aux sections considérées (voir schéma).

b' : la largeur de l'encorbellement mesuré au début du gousset (voir schéma).

Chapitre II : Conception et pré dimensionnement des variantes.

θ : diamètre de la gaine.

❖ Epaisseur des âmes :

L'âme doit assurer la résistance aux efforts de cisaillement .Elle permet la bonne mise en place du béton ainsi que, dans de nombreux cas, l'ancrage des câbles de précontrainte.

L'expression suivante permet de calculer l'épaisseur des âmes.

$$e_a = 0.26 + \frac{L(m)}{500}$$

➡ $e_a = 0.26 + \frac{100}{500} = 0.46m.$

Pour notre cas on prend : $e_a = 0.5 m.$

Cette épaisseur reste constante entre le voussoir sur pile et le voussoir à la clé.

❖ Entre axe des âmes (l'écartement):

Les âmes sont disposées de façon à répartir au mieux et minimiser les moments fléchissants s'exerçant sur le hourdis supérieur de par et d'autre de son encastrement sur les deux âmes.

On adopte généralement une disposition telle que : $B = 2D.$

Avec:

B: la largeur total du tablier(**13m**).

D: la distance entre les axes des âmes au niveau de leur enracinement sur ce hourdis.

L'écartement entre les deux âmes est **D = 6.5m.**

❖ Epaisseur du hourdis supérieur :

L'épaisseur de la dalle supérieure est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité de placer des câbles de précontraintes longitudinaux.

$$\frac{D}{30} \leq e_s \leq \frac{D}{25}$$

Avec, **D** : étant l'entraxe des âmes(**6.5m**).

$\frac{6.5}{30} \leq e_s \leq \frac{6.5}{25}$ ➡ $0.216 \leq e_s \leq 0.26.$

Pour notre cas on prend : $e_s = 25 \text{ cm.}$

❖ Epaisseur du hourdis inférieur :

L'épaisseur du hourdis inférieur sur clé :

D'après le guide **SETRA** , dans la partie centrale des travées, le hourdis inférieur doit être aussi mince que possible (**18 à 22 cm**) pour limiter le poids propre du caisson.

Pour les ouvrages larges, la flexion transversale est prépondérante. L'épaisseur est plutôt de l'ordre de **25 cm** .Vis-à- vis des câbles de continuité, il est recommandé d'avoir une épaisseur au moins égale à trois fois le diamètre extérieur des gaines de précontrainte (**dans notre cas $\phi = 8.2 \text{ cm.}$**).

L'épaisseur du hourdis inférieur à la clé doit donc satisfaire la condition suivante :

$$e_{ic}(\text{cm}) \geq \left\{ \max (18\text{cm}, 3 \phi, e_a/3 e_i) \right\} (\text{cm}) .$$

Avec : ϕ étant le diamètre de conduits de précontraintes.

e_a : étant l'épaisseur des âmes.

$$e_{ic}(\text{cm}) \geq \max \begin{cases} 18\text{cm.} \\ 3\phi = 3 \times 8.2. \\ e_a/3 = 50/3. \end{cases} \quad \text{➡} \quad \max \begin{cases} 18\text{cm.} \\ 24.6\text{cm.} \\ 16.67\text{cm.} \end{cases}$$

Chapitre II : Conception et pré dimensionnement des variantes.

On prend l'épaisseur du hourdis inférieur à la clé : $e_{ic} = 25\text{cm}$.

L'épaisseur du hourdis inférieur en travée est généralement fixée par la condition d'enrobage des câbles de solidarisation qui s'y trouvent placés.

Au voisinage des appuis intermédiaires, l'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée par la contrainte de compression admissible sous charges de service sur la fibre inférieure.

L'épaisseur du hourdis inférieur sur pile :

La limitation de la compression en fibre inférieure en service détermine l'épaisseur du hourdis inférieur sur pile e_p . Cette valeur dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis. Elle varie de **35 à 80 cm** voir plus. Il est conseillé d'adopter une marge de sécurité sur la contrainte limite afin de diminuer les redistributions par fluage.

Pour les ouvrages de hauteur variable paraboliquement ou selon une cubique, l'hourdis inférieur doit aussi résister transversalement à la poussée au vide due aux effets combinés de sa compression et de sa courbure.

On prend : $e_{ip} = 80\text{ cm}$.

❖ Dimensionnement des goussets :

Les goussets supérieurs :

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions conditionnant leurs dimensions :

- ✓ Epaissir l'hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants.
- ✓ Leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.
- ✓ Abriter les câbles de fléaux et assurer leur enrobage.
- ✓ Permettre les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage.
- ✓ Engraisser les nœuds âmes/hourdis supérieurs pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléaux, maintenant presque toujours ancrés dans ces nœuds.

Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle compris entre 30° et 45° pour faciliter le bétonnage.

On prend un angle de 45° avec des côtés de **50cm**. Pour le contour extérieur et pour des raisons purement esthétiques on prend deux côtés de **1m** et de **50cm**, voir la figure ci-dessous

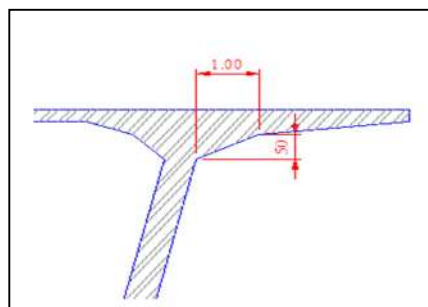


Fig. II.10. Goussets supérieurs.

Les goussets inférieurs sont normalement coffrés par la partie inférieure du noyau central du coffrage du voussoir. Leur pente est alors comprise entre 40° et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage.

Quand l'hourdis inférieur est large, la pente des goussets par rapport à l'horizontale peut descendre à 15° voir 10° pour permettre une bonne reprise des efforts de flexion transversale.

Chapitre II : Conception et pré dimensionnement des variantes.

Dans ce cas, les goussets ne sont pas coffrés mais simplement talochés pendant le bétonnage. Pour notre cas, on prend un angle de 45° avec un coté de **35cm**.

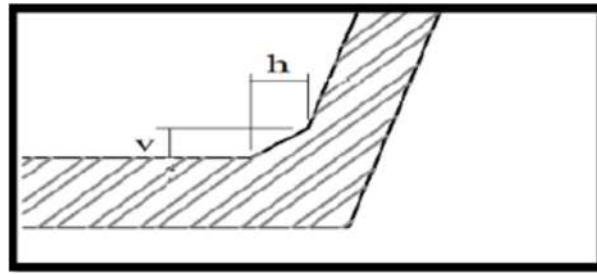


Fig. II.11. Goussets inférieurs

Résultats de pré dimensionnement :

| / | Formule de prédimensionnement | Résultats de Calcul(m) |
|----------|--|------------------------|
| D | $D=B/2$ | 6.5 |
| e_a | $0.26+L/500$ | 0.5 |
| e_s | $\frac{b}{30} \leq esc \leq \frac{b}{25}$ | 0.25 |
| e_{ic} | $e_{ic} \geq \max[(18\text{cm}, 3\phi, ea/3)]$ | 0.25 |
| e_{ip} | $35 \leq e_{ip} \leq 80\text{cm}$ | 0.80 |
| h_p | $L/18 \leq h_p \leq L/16$ | 6 |
| h_c | $L/35 \leq h_c \leq L/30$ | 3 |

Tab. II.1 .Formule et résultats de Prédimensionnement.

3. Caractéristiques mécaniques des voussoirs :

Les caractéristiques mécaniques sont les suivants :

- ❖ **G** : Le centre de gravité de la section.
- ❖ **V** : La distance de G à la fibre supérieure.
- ❖ **V'** : La distance de G à la fibre inférieure.
- ❖ **h = v+v'** : La hauteur totale de la section .
- ❖ **S** : L'aire de la section.
- ❖ **I_y** : Son moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par G).
- ❖ **I_z** : Son moment d'inertie (par rapport à un axe vertical passant par G).
- ❖ **ρ** : Le rendement géométrique de la section.

$$\rho = \frac{I}{S.V.V'}$$

- ❖ **C = ρ.V** : l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.
- ❖ **C' = ρ.V'** : l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.

Pour déterminer les différentes caractéristiques géométriques des sections des voussoirs limites (sur pile vide ou plein et à la clé), on reprend la forme des voussoirs sur le logiciel **Autocad 2D** (logiciel de dessin et de conception assistés par ordinateur) qui nous permet le calcul des propriétés mécaniques d'une section (la surface, le centre de gravité, l'inertie,.....).

❖ Section sur pile :

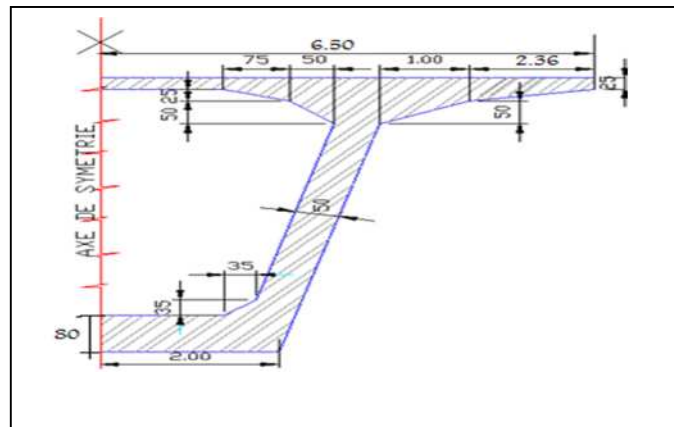


Fig. II.12. Section transversale du demi voussoir sur pile.

| YG(m) | XG(m) | S(m ²) | V(m) | V'(m) | IGx (m ⁴) | ρ | C(m) | C'(m) |
|-------|-------|----------------------|-------|-------|-----------------------|--------|-------|-------|
| 3.546 | 6.520 | 14.050m ² | 2.454 | 3.546 | 71.410 | 0.5840 | 1.433 | 2.071 |

Tab. II.2.les caractéristiques mécaniques du voussoir sur pile.

❖ Section sur culée :

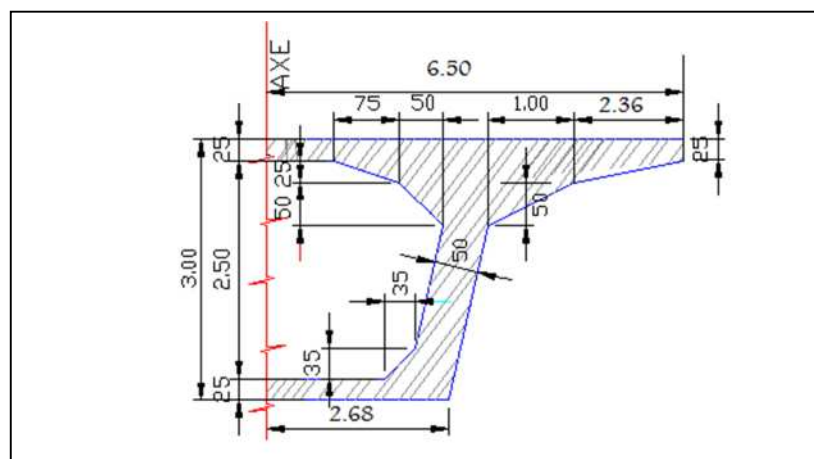


Fig. II.13. Section transversale du demi voussoir sur culée.

| YG(m) | XG(m) | S(m ²) | V(m) | V'(m) | IGx (m ⁴) | ρ | C(m) | C'(m) |
|-------|-------|--------------------|-------|-------|-----------------------|-------|-------|-------|
| 2.011 | 6.520 | 9.546 | 0.989 | 2.011 | 10.241 | 0.539 | 0.533 | 1.084 |

Tab .II.3.les caractéristiques mécaniques du voussoir à la clé.

II.5.3.4.Lois de variation des différents paramètres : $h(x)$, $s(x)$, $g(x)$, $e(x)$, $I(x)$:

Les efforts les plus importants agissent lors de la phase en console .Entre l'encastrement sur appui et l'extrémité libre d'une console, les efforts décroissent régulièrement et rapidement d'où la possibilité de faire varier dans le même sens l'aire et l'inertie de la section transversale.

Un des moyens d'obtenir cette variation consiste à agir sur la hauteur de la poutre .Ce que l'on fait couramment pour les portées excédant 60 m.

1. Loi de variation de la hauteur $h(x)$:

❖ Travée intermédiaire :

L'intrados suit une variation parabolique à partir du voussoir sur pile jusqu'à une distance de **45.00 m** du côté du voussoir de la clef où la hauteur est égale.

En considérant le demi-fléau intermédiaire représenté sur la figure suivante:

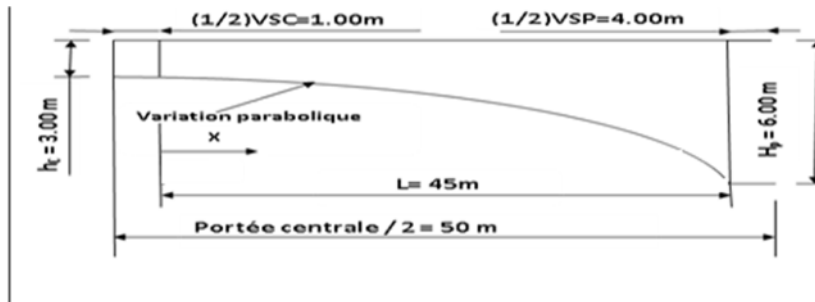


Fig. II.14. Variation de la hauteur dans la travée centrale.

L'équation de l'intrados se forme : $y = ax^2 + bx + c$.

A partir des conditions initiales :

$$Y(0) = hp = 3m \quad \Rightarrow \quad c = 3 \text{ et } (L) = aL^2 + bL + c.$$

$$Y'(0) = 0 \quad \Rightarrow \quad b = 0 \text{ et } a = \frac{hp - hc}{L^2}$$

Ce qui donne : $y = \frac{hp - hc}{L^2} x^2 + c$.

$$H(x) = hc + (hp - hc) \left(\frac{x}{L}\right)^2.$$

Avec:

$L = 45$ m.

hp: hauteur de la poutre sur pile (**hp = 6m**).

hc: hauteur de la poutre à la clé (**hc = 3m**).

❖ Travée de rive :

L'intrados suit une variation parabolique (partie proche de la pile), puis une partie du tablier (les 5 m derniers du côté de culée) a une hauteur constante égale à **hc**.

La variation des hauteurs est donnée par la relation suivante [SETRA, 2003].

$$H(x) = hc + (hp - hc) \left(\frac{x}{L}\right)^2.$$

Avec :

hp : hauteur de la poutre sur pile. (**hp = 6m**).

hc: hauteur de la poutre a la clé (**hc = 3m**).

$L = 45$ m.

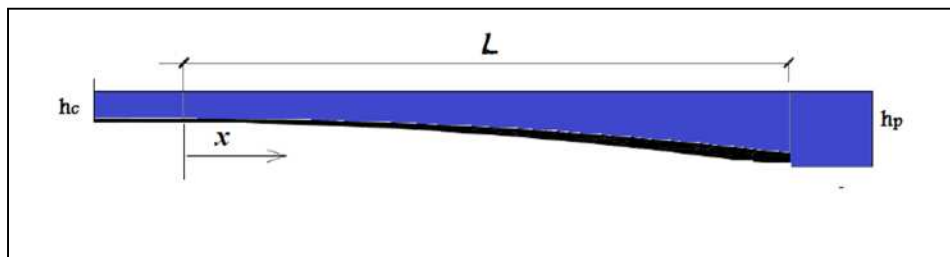


Fig. II.15. Variation de la hauteur des travées de rives.

2. Lois de variation de l'épaisseur du hourdis inférieur e(x) :

❖ Travée intermédiaire :

Elle suit une loi de variation parabolique analogue à celle de h(x).

$$e(x) = e_{ic} + (e_{ip} - e_{ic}) \left(\frac{x}{L}\right)^2.$$

Avec : e_{ic} : épaisseur du hourdis inférieur sur clé ($e_{ic} = 25\text{cm}$).

$L = 45\text{m}$.

e_p : épaisseur du hourdis inférieur sur pile ($e_p = 80\text{cm}$).

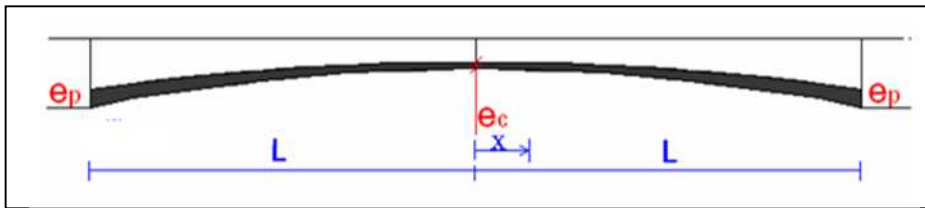


Fig. II.16 .Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée centrale.

❖ Travée de rive :

La variation de l'épaisseur du hourdis est donnée par la relation suivante :

$$e(x) = e_{ic} + (e_{ip} - e_{ic}) \left(\frac{x}{l - l_c}\right)^2.$$

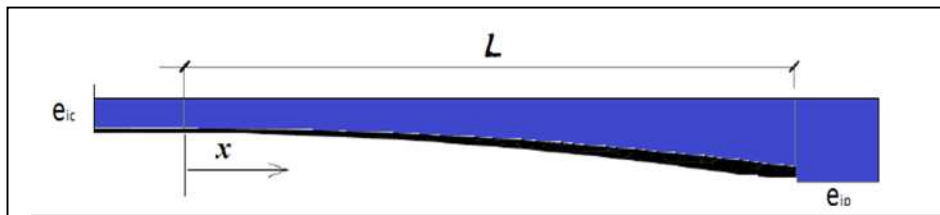


Fig. II.17. La variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.

Avec : e_{ic} : épaisseur du hourdis inférieur sur clé ($e_{ic} = 25\text{cm}$).

$L = 45\text{m}$

e_p : épaisseur du hourdis inférieur sur pile ($e_p = 80\text{cm}$).

3. Lois de variation de la section s(x) :

❖ Travée intermédiaire :

$$S(x) = S_{ic} + (S_{ip} - S_{ic}) \left(\frac{x}{l}\right)^2.$$

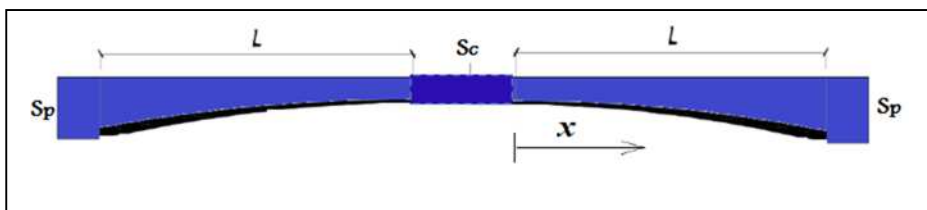


Fig. II.18. Variation de la Section de la travée centrale.

S_p : La section au niveau de la pile.

S_c : La section au niveau voussoirs de la clé.

❖ **Travée de rive :**

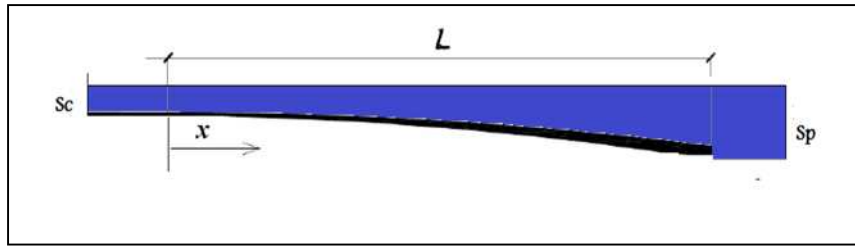


Fig. II.19. Variation de La Section de la travée de rive.

$$S(x) = S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{L} \right)^2$$

$$S(x) = S_{ic} + (S_{ip} - S_{ic}) \left(\frac{x}{1-l_c} \right)^2$$

Avec: $L_c=9m$: longueur de la partie à hauteur constante.

$L=45m$: longueur de la partie à hauteur variable.

4. La variation de l'inertie $I(x)$:

La loi de variation d'inertie en fonction de la hauteur retenue est :

$$I = k x h^{5/2}$$

❖ **Travée intermédiaire :**

$$I(x) = I_c \left[1 + k \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right]^{5/2}$$

Avec: $k = \left(\frac{I_c}{I_p} \right)^{0.4} - 1$

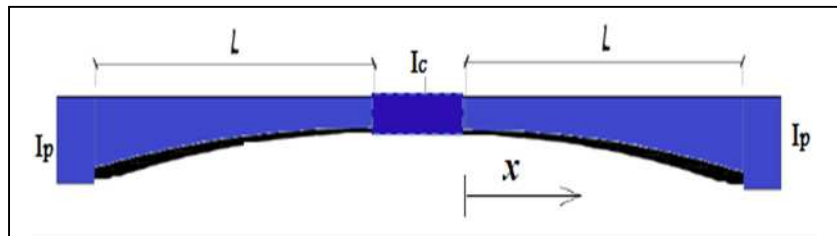


Fig. II.20. Variation de l'inertie.

❖ **Travée de rive:**

$$I(x) = I_c \left[1 + k \left(\frac{x}{1-l_c} \right)^2 \right]^{5/2}$$

Avec: $L_c=9m$: longueur de la partie à hauteur constante.

$L=45m$: longueur de la partie à hauteur variable.

5. La variation du centre de gravité :

❖ **Travée intermédiaire :**

$$Y_G(x) = Y_{Gc} + (Y_{Gp} - Y_{Gc}) \left(\frac{x}{l} \right)^2$$

❖ **Travée de rive:**

$$Y_G(x) = Y_{Gc} + (Y_{Gp} - Y_{Gc}) \left(\frac{x}{1-l_c} \right)^2$$

Avec:

- $L_c=9m$: longueur de la partie à hauteur constante.
- $L=45m$: longueur de la partie à hauteur variable.
- Y_{Gc} : centre de gravité du voussoir sur clé.
- Y_{Gp} : centre de gravité du voussoir sur pile.

NB : Les résultats des différents paramètres : $h(x)$, $s(x)$, $g(x)$, $e(x)$, $I(x)$ sont données dans l'ANNXE A.

III.5.3.5. Les avantages :

La construction par encorbellements successifs présente de nombreux avantages :

- ❖ La construction des tabliers s'effectue sans aucun contact avec le sol .Elle permet de construire des ouvrages au-dessus des rivières à fortes crues ou au-dessus des vallées très accidentées ou très profondes.
- ❖ La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses. (tabliers de hauteur constante ou variable).
- ❖ L'esthétique de ce type d'ouvrages.
- ❖ La suppression des cintres et échafaudages.
- ❖ Son coût concurrence avec succès la construction métallique.
- ❖ Réduction et meilleure utilisation des coffrages.
- ❖ Augmentation du rendement de la main- d'œuvres dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.
- ❖ La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue.
- ❖ Des très grandes portées.
- ❖ Rapidité d'exécution.

III.5.3.6. Les inconvénients :

- ❖ 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.
- ❖ La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.

II.6. Analyse multicritères :

Pour retenir une variante, l'analyse sera effectuée du point de vue :

- Esthétique.
- Réalisation.
- Entretien.

Critique et conclusion.

➤ Pont mixte :

Il possède une mauvaise intégration par rapport au site. Pour le côté réalisation, il demande une main d'œuvres qualifiés surtout les soudeurs .Le problème majeur de ce type de pont est l'entretien contre la corrosion, le phénomène de la fatigue dans les assemblages et l'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

➤ Pont caisson :

La structure de ce type donne une belle forme esthétique et une bonne intégration au site. Parmi les avantages de ce type :

- La grande durée de vie
- La facilité de l'entretien.

Chapitre II : Conception et pré dimensionnement des variantes.

Leur inconvénient est la nécessité des moyens importants, spéciaux et une main d'œuvre qualifiée.

➤ **Pont à poutres précontraintes :**

Le problème majeur de ce type de pont est le désagrément provoqué par la présence des joints de chaussée sur chaque appui.

Leur cout d'entretien.

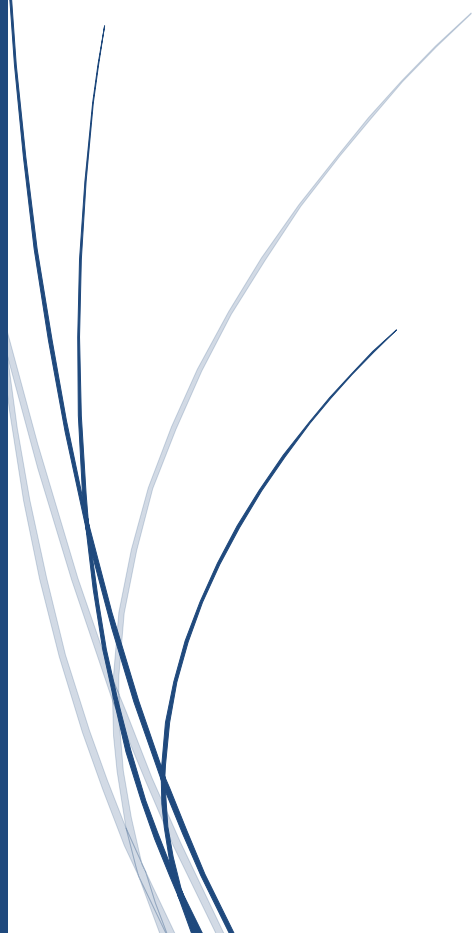
Le phénomène du tassement différentiel des appuis.

II.7.Conclusion :

Pour conclure, l'étape de la conception de ce projet est une phase très importante pour l'amener à l'abri des différents dangers l'entourant. Après avoir cerné tous les obstacles, les contraintes du site et l'analyse des trois variantes proposées dans ce chapitre ; on a choisi la troisième variante " Pont en béton précontraint réalisé par encorbellements successifs ". La méthode de réalisation par encorbellements successifs est une méthode efficace et peut être mise en œuvre quelles que soient les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante ou peu importante, sol de bonne ou de mauvaise qualité, site maritime, etc...). Enfin, on a pensé à l'aspect esthétique.

CHAPITRE III

Charges et surcharges



Chapitre III : charges et surcharges.

III.1. Introduction :

L'ouvrage doit tenir tant qu'en phase de service qu'en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre. Nous évaluerons dans ce chapitre les différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage.

III.2. Caractéristiques du pont :

III.2.1. Classe du pont :

Les ponts routes sont classés en fonction de la largeur roulable L_R et de leur destination. Selon le (**fascicule 61 titre II, article 3**) on distingue trois classes de pont:

$L_R \geq 7,00$ m \longrightarrow Un pont de 1ère classe.

$5,50$ m $< L_R < 7,00$ m \longrightarrow Un pont de 2ème classe.

$L_R \leq 5,50$ m \longrightarrow Un pont de 3ème classe.

Pour notre projet, $L_R = 11,5$ m donc il s'agit d'un pont de **1ère classe**.

✓ Remarque :

En ce qui concerne la largeur chargeable (L_C), elle se déduit de la largeur roulable en relevant une bande de **0.5 m** le long de chaque dispositif de retenue (glissières de sécurité ou barrières lorsqu'elles existent).

Pour le cas de notre projet, on a :

Largeur totale : $L_T = 13$ m.

Largeur roulable : $L_R = 11,5$ m.

Largeur chargeable $L_C = L_R - 0,5n = 11,5 - 2 \times 0,5 = 10,5$ m ; Avec : n nombre de dispositif retenu.

III.2.2. Nombre de voies de circulation :

$$N_v = \frac{L_C}{3} \longrightarrow \begin{cases} N_v = \frac{10,5}{3} = 3,5 \text{ m.} \\ N_v = 3 \text{ voies.} \end{cases}$$

III.2.3. Largeur de la voie :

$$L_v = \frac{L_C}{N_v} \longrightarrow L_v = \frac{10,5}{3} = 3,5 \text{ m.}$$

Dans notre ouvrage on a : **3 voies de 3.5 m**

Les actions agissantes sur l'ouvrage en phase de service sont les suivantes :

- ❖ Les charges permanentes (CP+CCP).
- ❖ Les charges routières.
- ❖ Les charges sismiques.
- ❖ Les charges thermiques.

III.3. Les charges permanentes (CP) :

Représente le poids propre des caissons, le poids des éléments non porteurs et des installations fixes.

III.3.1. Poids propre :

Dans notre cas, la variation de la hauteur des caissons est parabolique. Le poids propre se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$P(x) = \gamma_b * V(x) = \gamma_b * \int_0^L S(x) dx. \quad \text{Avec : } \begin{cases} S(x) = S_{ic} + (S_{ip} - S_{ic}) \left(\frac{x}{l}\right)^2. \\ V : \text{volume des voussoirs.} \end{cases}$$

Chapitre III : charges et surcharges.

a) Poids du voussoir sur pile :

$$G_P = \gamma_b \times S_P \times L_P \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} G_P = 2.5 \times 14.050 \times 8. \\ G_P = 281t. \end{cases}$$

b) Poids du voussoir à la clé :

$$G_{Clé} = \gamma_b \times S_{Clé} \times L_{Clé} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} G_{Clé} = 2.5 \times 2 \times 9.546. \\ G_{Clé} = 47.73t. \end{cases}$$

c) Poids du voussoir culée :

$$G_C = a_b \times S_C \times L_C \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} G_C = 2.5 \times 9 \times 9.546. \\ G_C = 214.785t. \end{cases}$$

e) Poids des voussoirs à hauteurs variables :

$$P(x) = \gamma_b \int_0^L s(x) dx.$$

$$P(x) = \gamma_b \int_0^L (S_{ic} + (S_{ip} - S_{ic}) \left(\frac{x}{L}\right)^2) dx.$$

$$P(x) = \gamma_b \left[s_{ic}(x) + (s_{ip} - s_{ic}) \left(\frac{x^3}{3L^2}\right) \right]_0^L.$$

$$P(x) = 2.5 \times \left[9.546 \times 45 + (14.050 - 9.546) \left(\frac{45^3}{3 \times 45^2}\right) \right] = 1242.825t.$$

Avec **L** : longueur de la partie avec la variation de la hauteur 45m.

f) Poids des éléments porteurs de la travée intermédiaire :

$$G_{INT} = 2 P(x) + G_{Clé} + G_P \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} G_{INT} = 2 \times 1242.825 + 47.73 + 281. \\ G_{INT} = 2814.38t. \end{cases}$$

g) Poids des éléments porteurs de la travée de rive :

$$G_{riv} = \left(\frac{1}{2} G_P\right) + P(x) + G_C \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} G_{riv} = 0.5 \times 281 + 1242.825 + 214.785. \\ G_{riv} = 1598.11t. \end{cases}$$

h) Poids propre totale des éléments porteurs :

$$C_p = G_{INT} + 2G_{riv} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} C_p = 2814.38 + 1598.11 \times 2. \\ C_p = 6010.60t. \end{cases}$$

III.3.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

Concernent les éléments non porteurs et les installations fixes :

- Revêtements.
- Dispositifs de sécurité (barrières + garde-corps).
- Charges des trottoirs et les corniches.

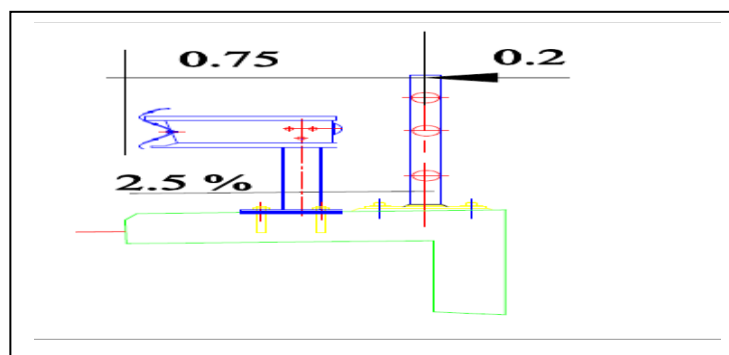


Fig. III.1. Coupe transversale du trottoir-corniche avec éléments non porteurs.

Chapitre III : charges et surcharges.

a) Poids du revêtement :

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité de **1 cm** et d'une couche de roulement de **76 cm** pour le trafic avec les densités suivantes **2 t/m³** et **2,4 t/m³**.

$$P_{\text{rev}} = e * L_r * \gamma_{\text{BB}}$$

Avec: $\begin{cases} e : \text{Epaisseur du revêtement.} \\ L_r : \text{Largeur roulable égale à 11.5m.} \end{cases}$

$$\begin{cases} P_{\text{rev}} = 0.01 \times 11.5 \times 2 + 0.076 \times 11.5 \times 2,4 = 2,33 \text{ t/m.} \\ P_{\text{rev}} = \mathbf{2.33 \text{ t/m}} \end{cases}$$

b) Poids du trottoir et corniche :

$$P(x) = \gamma_b * (S_{\text{trot+corni}})$$

Avec : S (trot+corni) = **0.277m²**; (avec le logiciel AutoCad).

$$P(x) = 2.5 \times 0.277 = 0.693 \text{ t/ml.}$$

c) Le garde-corps (P_{gc}) :

Le poids du garde-corps est estimé selon le **fascicule 61 titre II** à **0.1t/ml**.

Donc : $P_{2\text{gc}} = \mathbf{0.2 \text{ t/ml}}$.

d) Glissière de sécurité (P_{gs}) :

Selon le **fascicule 61 titre II**, les glissières souples standards sont les plus utilisées. Elles sont composées d'éléments glissants et leur poids est de : **$P_{\text{gc}} = 0.06 \text{ t/ml}$** .

Pour les deux glissières : **$P_{2\text{gs}} = 0.12 \text{ t/ml}$** .

e) Le poids des charges complémentaires permanentes (CCP):

$$CCP = P_{\text{rev}} + P_{\text{trot+corni}} + P_{\text{gc}} + P_{\text{gs}}$$

$$G_{\text{ccp}} = 2.332 + 0.693 + 0.20 + 0.12 = 3.345 \text{ t/ml.}$$

f) L'ensemble des charges permanentes G :

$$G = C_P + C_{CP}$$

$$G = 6010.60 + 3.345 \times 220 = \mathbf{6746.50 \text{ t.}}$$

III.4. Evaluation des surcharges :

D'après le fascicule **61 titre II**, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- ❖ La charge routière type : **A (I)**.
- ❖ La charge routière type : **B (Bc, Bt, Br)**.
- ❖ La charge militaire **Mc: (Mc80., Mc120)**.
- ❖ Convoi exceptionnel : **D240**.
- ❖ Surcharges sur trottoirs : **St**.
- ❖ Le vent : **w** ; La température : **T** ; L'effort de freinage : **F** ; Le séisme : **E**

III.4.1. Système A_L : (fascicule 61 titre II article 4).

A_L est une masse donnée en fonction de la longueur chargée L_c . Elle est donnée par la formule suivante :

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{l+12} \text{ t/m}^2$$

Avec: $\begin{cases} L : \text{la longueur chargée en (m).} \\ A(L)_c : \text{obtenu en majorant } A(l) \text{ par les coefficients } a_1 \text{ et } a_2 \end{cases}$

❖ Coefficient a_1 :

a_1 : coefficient déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Chapitre III : charges et surcharges.

Il est donné par le tableau suivant (**tiré du RCPR**).

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

Tab .III.1.Valeurs du coefficient a_1 .

Pour notre ouvrage on a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pont 1}^{\text{ère}} \text{ classe.} \\ \text{3 voie de circulation.} \end{array} \right. \Rightarrow a_1=0.9.$

La charge **A(L)** obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = V_0/V$.

V : Étant la largeur réal d'une voie : $l_r/3=3.833\text{m}$.

V_0 : Ayant les valeurs données par le tableau suivant :

| Classe de pont | $V_0(\text{m})$ |
|------------------|-----------------|
| Première classe | 3.50 |
| Deuxième classe | 3.00 |
| Troisième classe | 2.75 |

Tab.III.2.Valeurs de V_0 .

Donc : $v_0=3.5$.

$$a_2 = \frac{3.5}{3.833} = 0.913 \Rightarrow a_2=0.913.$$

Tous les résultats sont inscrits dans le tableau suivant:

| Travée chargées | A_l (t/m ²) | a_1 pour la 1 ^{ère} et la 2 ^{ème} voie chargées | a_1 pour la 3 ^{ème} voie chargées | a_2 | A_{lc} pour 1 ^{ère} et 2 ^{ème} voie chargées | A_{lc} pour la 3 ^{ème} voie chargée | 1voie chargée (t/ml) | 2voies chargées (t/ml) | 3 voies chargées (t/ml) |
|-----------------|---------------------------|---|--|-------|--|--|----------------------|------------------------|-------------------------|
| 60 | 0,73 | 1 | 0,9 | 0,913 | 0,666 | 0,600 | 2,331 | 4,662 | 6,30 |
| 120 | 0,503 | 1 | 0,9 | 0,913 | 0,461 | 0,413 | 1,614 | 3,227 | 4,337 |
| 100 | 0,551 | 1 | 0,9 | 0,913 | 0,503 | 0,453 | 1,761 | 3,521 | 4,757 |
| 160 | 0,439 | 1 | 0,9 | 0,913 | 0,401 | 0,361 | 1,404 | 2,807 | 3,791 |
| 220 | 0,385 | 1 | 0,9 | 0,913 | 0,352 | 0,316 | 1,232 | 2,464 | 3,318 |

Tab.III.3. valeurs de A(L).

✓ le cas le plus défavorable **6.30t/ml** sur la travée de rive de **60m**.

III.4.2.Système de charges B :

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

- Le système **B_c** se compose de camions types.
- Le système **B_r** se compose d'une roue isole.
- Le système **B_t** se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

NB : Les deux premiers systèmes **B_c** et **B_r**, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe. Le système **B_t** ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

Chapitre III : charges et surcharges.

➤ Système Bc :

- ❖ Masse total30t.
- ❖ Masse portée par chacun des essieux arrières12 t.
- ❖ Masse portée par l'essieu avant 6 t.
- ❖ Longueur d'encombrement10,5 m.
- ❖ Largeur d'encombrement2,5m.
- ❖ Distance des essieux arrières1.5m.
- ❖ Distance de l'essieu avant au premier essieu arrières4,5 m.
- ❖ Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu2 m.
- ❖ Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0.25m de côté.

▪ Disposition dans le sens transversal :

Le nombre maximal de files que l'on peut disposer est égal 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.

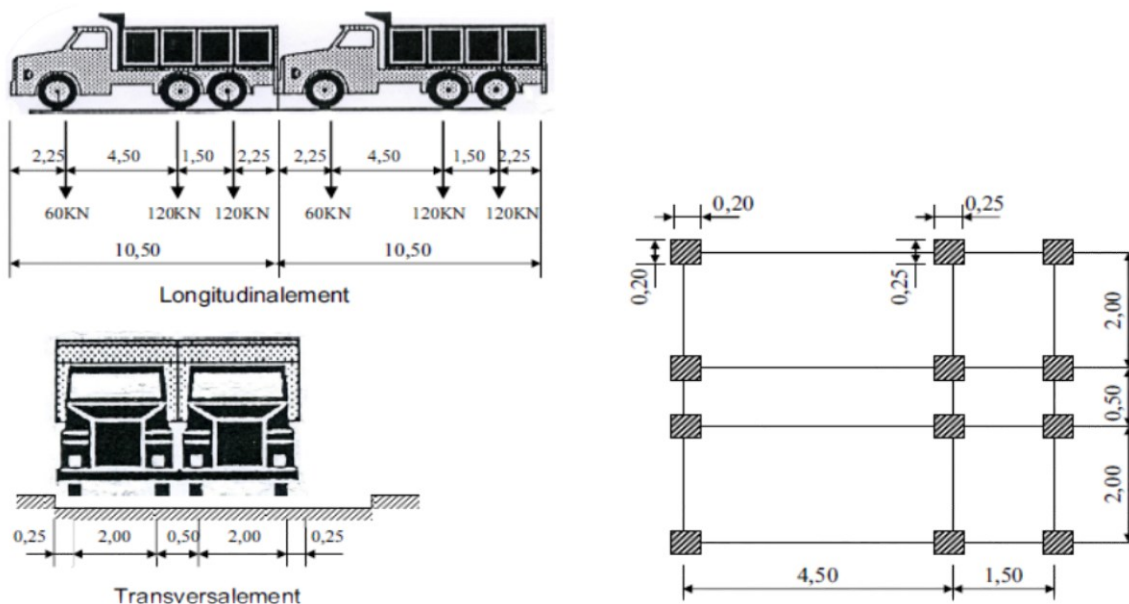


Fig. III.2. Les dimensions du système Bc.

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 (fascicule 61 titre II), donné dans le tableau suivant :

| / | Nombre de voies chargées | | | | |
|----------------|--------------------------|-----|------|-----|-----|
| Classe du pont | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥5 |
| 1 | 1.2 | 1.1 | 0.95 | 0.8 | 0.7 |
| 2 | 1.0 | 1.0 | - | - | - |
| 3 | 1.0 | 0.8 | - | - | - |

Tab.III.4. Valeurs de b_c .

Chapitre III : charges et surcharges.

Alors pour notre ouvrage $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{bc=1.2} \text{ pour une file chargée.} \\ \mathbf{bc=1.1} \text{ pour deux files chargées.} \\ \mathbf{bc= 0.95} \text{ pour 3 files chargée.} \end{array} \right.$

❖ Coefficient de majoration dynamique δ :

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

Tel que :

$$S = n_{\text{camion}} \times P_{\text{camion}} \times b_c$$

L : la longueur de l'élément considéré L=220m .

S : la surcharge considérée.

n : nombre de camions.

P : Poids du camion=30t.

G : la charge permanente ; $G = 6746.50 + 3.345 \times L$.

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

| Travée charge | Charge permanente (t) | b _c pour 1file chargées | b _c pour 2 files chargées | b _c pour 3 files chargées | s(t) pour 1 file chargées (t) | s(t) pour 2 files chargées (t) | s(t) pour 3 files chargées (t) | δ ₁ fille | δ ₂ 2filles | δ ₃ 3filles |
|---------------|-----------------------|------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------------|------------------------|------------------------|
| 60 | 6947.2 | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 72 | 132 | 171 | 1,032 | 1,033 | 1,034 |
| 120 | 7147.9 | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 72 | 132 | 171 | 1,018 | 1,019 | 1,020 |
| 100 | 7081 | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 72 | 132 | 171 | 1,021 | 1,022 | 1,023 |
| 160 | 7281.7 | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 72 | 132 | 171 | 1,014 | 1,015 | 1,016 |
| 220 | 7482.4 | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 72 | 132 | 171 | 1,010 | 1,012 | 1,012 |

Tab.III.5.Valeurs de b_c ;s(t)et δ.

➤ Système B_t :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe. Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques. Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée.Pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée.Les deux bandes longitudinales occupées peuvent être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

| Classe de pont | première | deuxième |
|----------------|----------|----------|
| Coefficient | 1.2 | 1 |

Tab.III.6. valeurs de coefficient b_t.

Dans notre ouvrage $b_t=1.2$

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système **B_t** prise en compte sont multipliées par les coefficients **b_t** suivants :

Chapitre III : charges et surcharges.

Un camion type du système **Bt** comporte deux essieux et répond aux caractéristiques suivantes :

- ❖ Masse portée par chaque essieu.....**16t.**
- ❖ Distance des deux essieux**1.35m.**
- ❖ Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....**2m.**

Ce système est disposé sur le pont de la manière suivante :

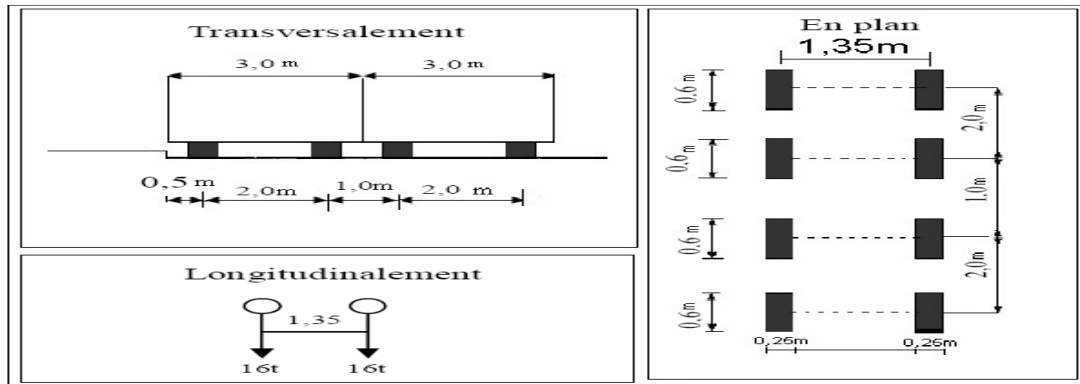


Fig. III.3. Disposition du système Bt sur le pont.

❖ **Coefficient de majoration dynamique :**

Les surcharges du système sont multipliées par le coefficient de majoration dynamique. Il est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1+4\left(\frac{G}{S}\right)} + \frac{0.4}{1+0.2l}$$

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

G : la charge permanente de l'ouvrage.

S: Surcharge **Bc** maximal. Avec: $S = n \times 32 \times bt$

n: nombre de camions, (camion de 32t).

Les calculs sont les suivants :

| Travée chargée | Charges permanente (t) | bt | (s) pour 1 fil | (s) pour 2 fils (t) | δ pour 1 fil (t) | δ pour 2 fils(t) |
|----------------|------------------------|-----|----------------|---------------------|------------------|------------------|
| 60 | 6947.2 | 1.2 | 38.4 | 76.8 | 1,031 | 1,032 |
| 120 | 7147.9 | 1.2 | 38.4 | 76.8 | 1,017 | 1,018 |
| 100 | 7081 | 1.2 | 38.4 | 76.8 | 1,020 | 1,020 |
| 160 | 7281.7 | 1.2 | 38.4 | 76.8 | 1,014 | 1,015 |
| 220 | 7482.4 | 1.2 | 38.4 | 76.8 | 1,001 | 1,010 |

Tab .III.7. Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge bt.

➤ **Système Br :**

La roue isolée constituant le système **Br** porte une charge de **100 KN**. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure **0,60m** et le côté longitudinal **0,30 m**.

Le rectangle d'impact de la roue **Br**, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut-être placé n'importe où sur la largeur roulable.

Chapitre III : charges et surcharges.

Dans les ponts biais, il est loisible de diriger suivant le biais le rectangle d'impact.

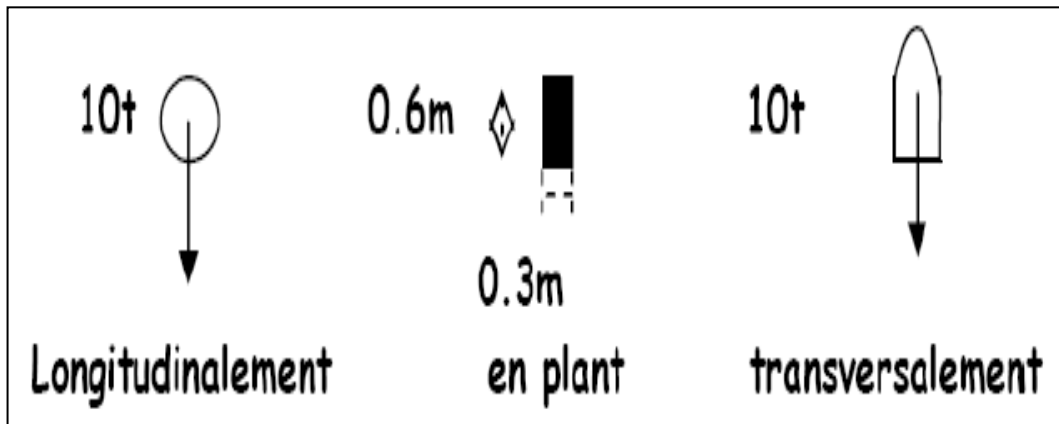


Fig. III.4. Les dimension du système Br.

❖ coefficient de majoration dynamique :

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

Les calculs sont les suivants :

| Travée chargée | Charges permanentes(t) | S(t) | δ |
|----------------|------------------------|------|-------|
| 60 | 6947.2 | 10 | 1,031 |
| 120 | 7147.9 | 10 | 1,016 |
| 100 | 7081 | 10 | 1,019 |
| 160 | 7281.7 | 10 | 1,012 |
| 220 | 7482.4 | 10 | 1,01 |

Tab.III.8. calcul des valeurs de S et δ pour les différent cas de charge Br.

III.4.3. Système militaire Mc 120 :

Un convoi militaire se composant d'un groupe de deux essieux, assimilé à un rouleau, sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé .Il ne développe ni force de freinage ni force centrifuge.(**Fascicule 61.II.**)

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

Charge totale**1100 KN.**

Longueur d'une chenille**6,10 m.**

Largeur d'une chenille.**1,0 m.**

Distance d'axe en axe des deux chenilles.**3,30 m.**

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

Chapitre III : charges et surcharges.

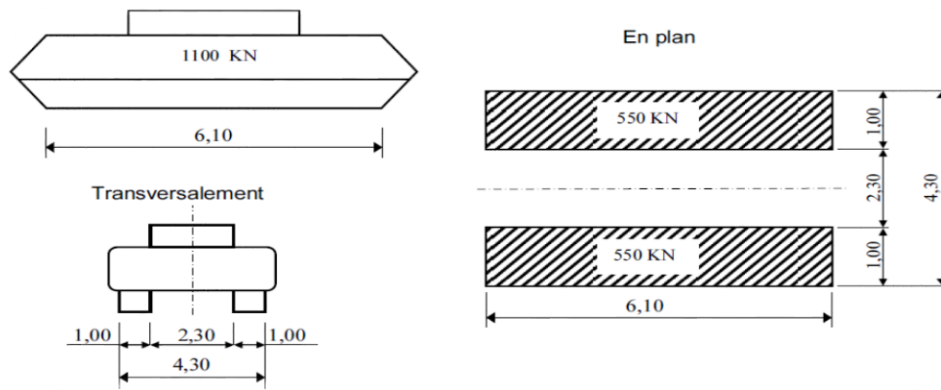


Fig. III.5. Dimensions du Mc120.

❖ Coefficient de majoration dynamique :

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

Avec : $s = n \times 110t$.

| Travée chargée | Charges permanentes (t) | n | S(t) | δ |
|----------------|-------------------------|---|------|----------|
| 60 | 5898,16 | 1 | 110 | 1,033 |
| 120 | 6072,1 | 3 | 330 | 1,023 |
| 100 | 6058,72 | 2 | 220 | 1,024 |
| 160 | 6232,66 | 4 | 440 | 1,021 |
| 220 | 6406,6 | 6 | 660 | 1,023 |

Tab.III.9. calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de surcharge Mc120.

III.4.4. Convoi type D240 :

Convoi type **D240** comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de **240t** de poids total.

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

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

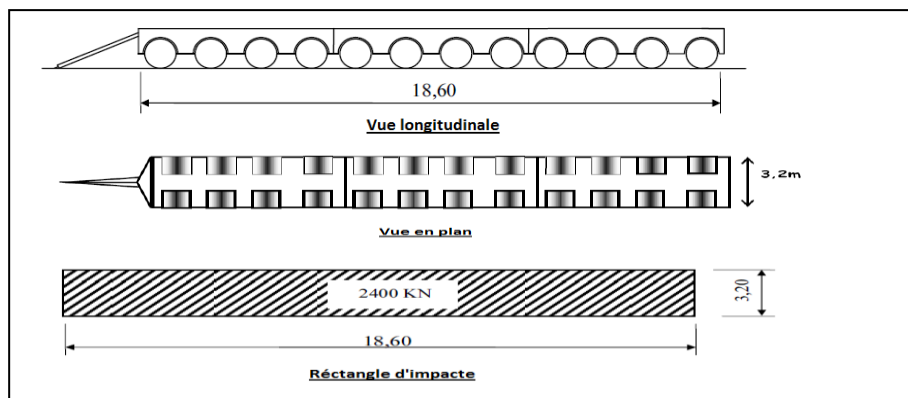


Fig.III.6. Dimensions du système D240.

Chapitre III : charges et surcharges.

Remarque : Les systèmes de charges **A**, **B** et **Mc120** sont majorés par le coefficient de majoration dynamique δ . Par contre la charge exceptionnelle **D240** n'est pas majorée par ce coefficient vu la lenteur de ce dernier. Sa charge est donc considérée directement comme une charge statique.

III.5. Autres surcharges :

III.5.1. Surcharge sur trottoir :

La surcharge de trottoir est uniformément répartie. On distingue deux cas de surcharges de trottoirs :

- Surcharge locale : c'est une surcharge uniformément répartie de $0.45t/m^2$ (fascicule 62 titre II article 12).

- Surcharge globale : de $0.15t/m^2$ (fascicule 62 titre II article 13).

III.5.2. Le vent : (fascicule 62 titre II article 14.2).

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de :

❖ $0.200 t/m^2$ lorsque l'ouvrage est en service.

❖ $0.125 t/m^2$ lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.

Dans notre ouvrage, on prendra une pression valant $0.125t/m^2$ car la durée de réalisation du projet dépasse **1 mois**.

III.5.3. La température :

Le gradient thermique est la différence de la température s'établissant journallement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. Logiquement, l'extrados est plus chaud que l'intrados. Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : $\Delta T = \pm 15^\circ C$.

III.5.4. Efforts de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes **A(I)** et **Bc** sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Dans les cas courants, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui justifiée suivant les règles en usage.

❖ Effort de freinage correspondant au système de charge **A(I)** :

La relation donnant l'effort de freinage " F " :

$$F = \frac{A(L) * S}{20 + 0.0035S} ; S : \text{désigne en mètre carré la surface chargée.}$$

Exemple de calcul :

Le cas le plus défavorable.

$$\begin{aligned} \rightarrow & \begin{cases} L=60A(L)=0.73t/m^2 \\ S=LxLc=60x10.5= 630m^2. \end{cases} \\ & F = \frac{0,73x630}{20 + 0.0035x630} \end{aligned}$$

$$F = 20.712t.$$

Chapitre III : charges et surcharges.

❖ Effort de freinage correspondant au système de charge B_c.

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner produisant un effort de **30t**.

Les efforts de freinage développés par le système B_c ne sont pas à majorer pour effets dynamiques.

Cependant les coefficients **bc** du tableau ne s'appliquent pas aux efforts de freinage développés par le système B_c.

Donc **F_{Bc}=30t**.

III.5.5.L'effort sismique "E" :

Le territoire national est divisé en **cinq (5)** zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable.

Zone I : faible.

Zone IIa : moyenne.

Zone IIb : élevée.

Zone III : très élevée.

Notre ouvrage est situé en zone **IIa** moyen sismicité.

❖ Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone **A** est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. (Voir le tableau ci-dessous):

| Groupe de pont | Zone sismique | | | |
|----------------|---------------|------|------|------|
| | I | IIa | IIb | III |
| 1 | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 2 | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 3 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |

Tab.III.10.Coefficient d'accélération de zone A.

La région TIZI OUZOU est située dans une zone de moyen sismicité **zone IIa**. Notre pont est classé dans le **Groupe 2** (pont important) donc **A=0.20**.

III.6.Les combinaisons de charges :

III.6.1.Les coefficients de majoration :

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

| Actions | ELU | ELS |
|---|------|-----|
| Charges permanentes | 1.35 | 1 |
| Surcharge A(I) | 1.6 | 1.2 |
| Système B | 1.6 | 1.2 |
| Mc120 | 1.35 | 1 |
| D240 | 1.35 | 1 |
| Gradient thermique(D _t) | 0 | 0.5 |
| Vent(w) | 1.5 | 0.5 |
| Surcharge sur trottoir(S _t) | 1.6 | 1 |
| Freinage (F _t) | 1.6 | 1 |
| Séisme horizontal E _{xy} ,E _v | 1.35 | 1 |
| Séisme vertical | 1 | 1 |

Tab.III.11.Valeurs des coefficients de majoration.

Chapitre III : charges et surcharges.

Les combinaisons à considérer pour les ponts routiers sont fixées par les règles du **BPEL**. Elles sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

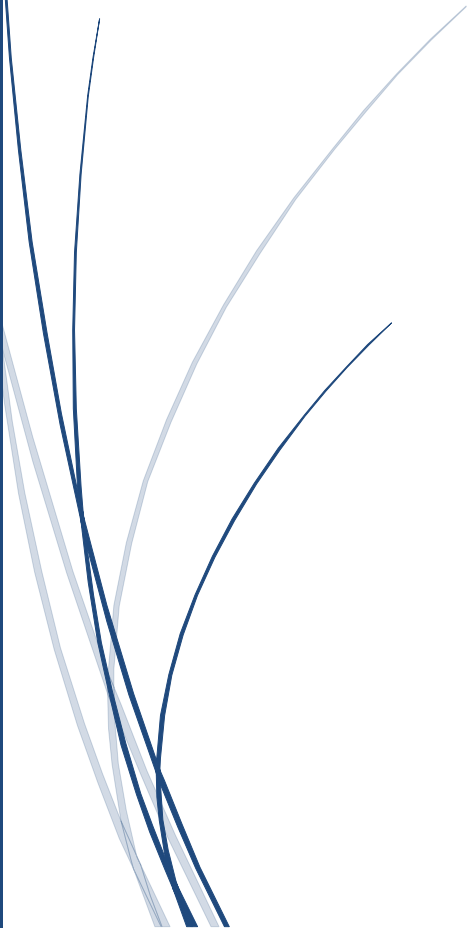
| Action prépondérante | Combinaisons | Numéro de combinaison |
|----------------------|-------------------------|-----------------------|
| ELU | $1.35G+1.6 (A(L) +S_t)$ | 1 |
| | $1.35G+1.6 (B_c+S_t)$ | 2 |
| | $1.35G+1.35Mc120$ | 3 |
| | $1.35G+1.35 D240$ | 4 |
| ELS | $G + 1,2 (A(L) + St)$ | 5 |
| | $G + 1,2 (Bc + St)$ | 6 |
| | $G + Mc120$ | 7 |
| | $G + D240$ | 8 |

Tab.III. 12 : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS.



CHAPITRE IV

Etude du fléau



IV.1.Introduction :

Les ponts construits par encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée. Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

IV.2.Phases successives de la construction :

La première phase de construction va comporter un certain nombre de fléaux construits à partir de chaque pile fonctionnant en console sous l'action de leurs poids propre. A ce stade, les fléaux sont encastrés (au moins provisoirement) sur les piles de façon à éviter tout basculement sous charges diverses provenant du chantier.

Les étapes suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage. Il s'obtient par coulage des extrémités des fléaux adjacents, des voussoirs dits de clavage. On met en tension les câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

Les consoles de rive sont prolongées par des parties exécutées sur cintre puis assemblées au reste de la structure par mise en tension des câbles de continuité. Pour un grand nombre de travée, les solutions possibles sont évidemment très nombreuses. La solution logique consiste à achever une travée de rive, à claver l'une après l'autre les travées successives, jusqu'à l'autre travée de rive dont l'exécution précède normalement le clavage de la travée adjacente. On peut aussi, bien entendu, effectuer les opérations à partir des fléaux des travées de rive et terminer par le clavage de l'une des travées centrales.

Le schéma ci-après résume les différentes phases de construction :

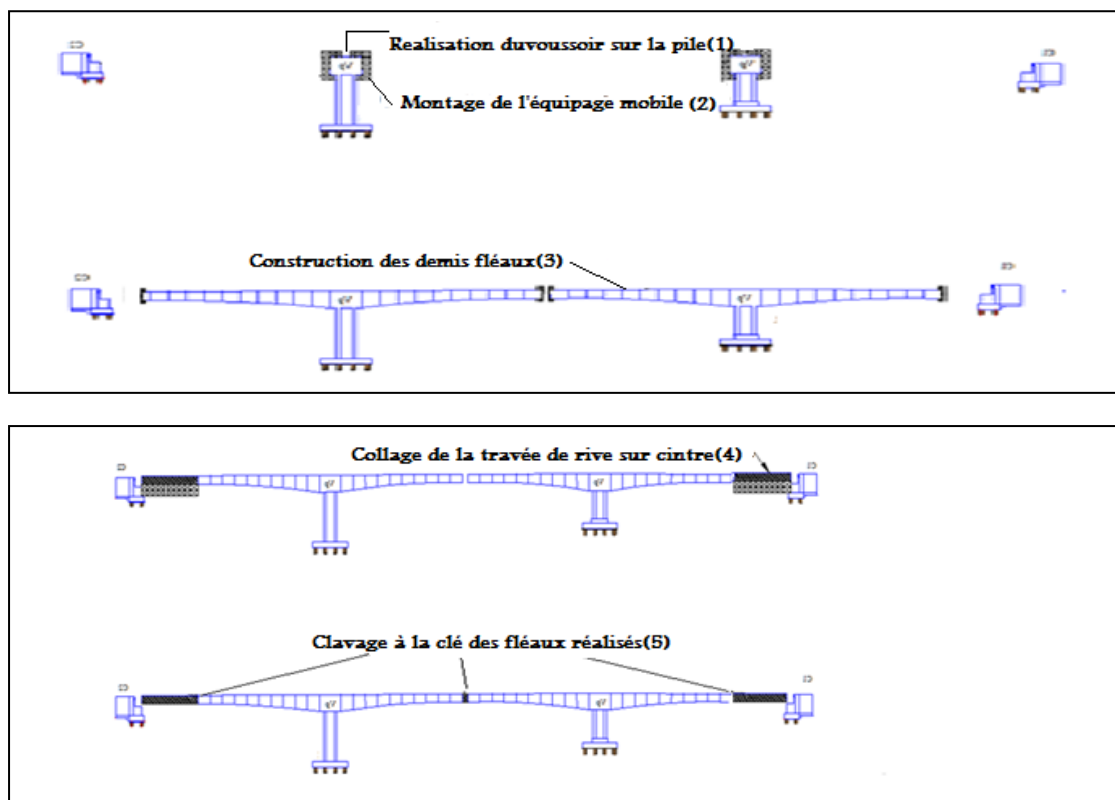


Fig. IV.1.Les phases principales de construction.

IV.3.Les charges intervenants dans la phase de construction :

IV.3.1.Le poids propre du tablier G :

La variation de la hauteur des voussoirs de notre ouvrage donne le poids propre du tablier (par mètre linéaire) avec la formule suivante :

$$G(x) = \gamma \cdot S(x) = \gamma \left[S_p - 2 \left(S_p - S_c \right) \frac{x}{L} + \left(S_p - S_c \right) \frac{x^2}{L^2} \right]$$

γ : poids volumique du béton égal à **2.5 t/m**.

S_p : l'aire de la section sur pile ($S_p=14.050m^2$).

S_c : l'aire de la section à la clé ($S_c=9.546m^2$).

IV.3.2.Les surcharges de chantier :

On tient également compte de divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de $Q_{pra1}=20 \text{ kg/m}^2$ (Selon Setra) et une surcharge concentrée de $Q_{pra2}=11.5 \text{ tonnes}$ (donnée par la relation **50+5b en KN**). Elles sont appliquées au bout de la console.

b : Largeur du tablier ; $b=13.00 \text{ m}$.

IV.3.3.Equipage mobile :

Selon SETRA, le poids de l'équipage mobile est entre **30t** et **90t**; on prend le poids de l'équipage mobile égal à $Q_{prc1} = 50 \text{ tonnes}$ concentré au bout du dernier voussoir déjà mis en tension. Pour le dernier voussoir de clavage, l'équipage mobile est inutile.

IV.3.4.Le vent :

Le R.C.P.R prescrit une charge de $Q_w=0.1t/m^2$. La phase de construction n'excède pas un mois sinon $Q_w=0.125t/m^2$. Pour notre projet, on prend : $Q_w=0.125t/m^2$.

IV.3.5.Actions accidentelles :

Selon SETRA des incidents peuvent survenir en cours d'exécution tels, la chute d'un équipage mobile et doivent être pris en compte. On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à **2**. Dans notre cas l'action accidentelle est $F_a=50*2=100t$.

IV.4.Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau :

IV.4.1.Effets dus au poids propre :

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus aux poids propres sont donnés par les formules suivantes :

❖ **Effort tranchant** : La variation de l'effort tranchant est donnée par la formule suivante :

$$V(x) = \gamma_b [S_p(L-x) - (S_p - S_c) \frac{L^2 - x^2}{L} + (S_p - S_c) \frac{L^3 - x^3}{3L^2}]$$

❖ **Moment fléchissant** : La variation du moment fléchissant est donnée par la formule suivante :

$$M(x) = \gamma_b \left[-\frac{S_p(L-x)^2}{2} + (S_p - S_c) \cdot (L-x)^2 \frac{(2L+x)}{3L} - (S_p - S_c) \cdot (L-x)^2 \frac{(3L^2 + 2Lx + x^2)}{12L^2} \right]$$

$L=49m$, étant la longueur du fléau considéré.

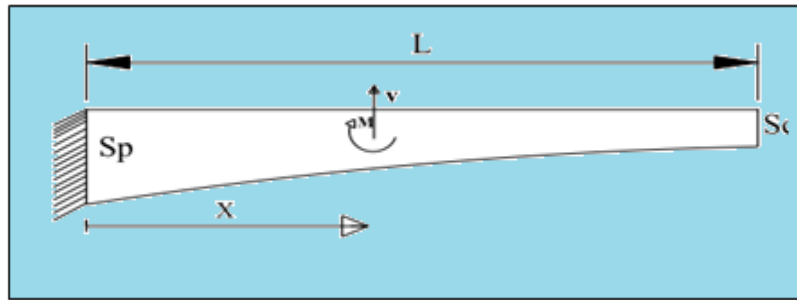


Fig. IV.2.Effets dus au poids propre du demi-fléau.

IV.4.2.Effets des surcharges réparties du chantier Q_{pra1} :

On considère une surcharge de chantier répartie de $20Kg/m^2 = 0,02 t/m^2$.

Soit : $Q_{pra1} = 0,02 \times 13$ Avec : $B = 13m$. Largeur du tablier: $Q_{pra1} = 0.26t/ml$.

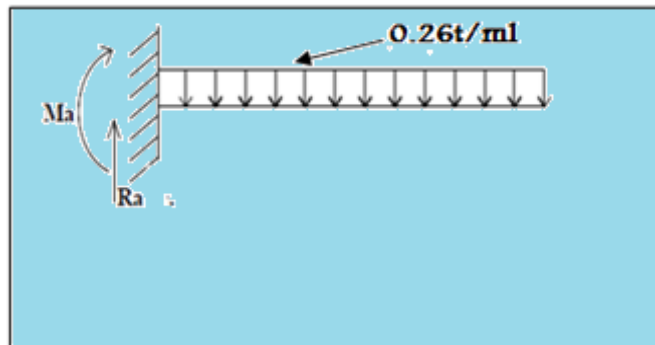


Fig. IV.3.Surcharges réparties de chantier.

$$Ma = \frac{Q_{pra1} * L^2}{2} = 312.13t.m.$$

$$Ra = Q_{pra1} * L = 12.74t.$$

$$M(x) = Ma + Ra * x - (Q_{pra1} * x^2 / 2).$$

$$V(x) = Ra - Q_{pra1} * x.$$

IV.4.3.Effets des surcharges concentrées et équipage mobile Q_P :

Soit : $Q_P = Q_{pra2} + Q_{prc1}$.

$$Q_P = 11.5 + 50 = 61.5t.$$

$$Ma = - Q_P * L = -3013.50t.m.$$

$$Ra = Q_P = 61.5t.$$

$$M(x) = Ma + Ra * x.$$

$$V(x) = Ra.$$

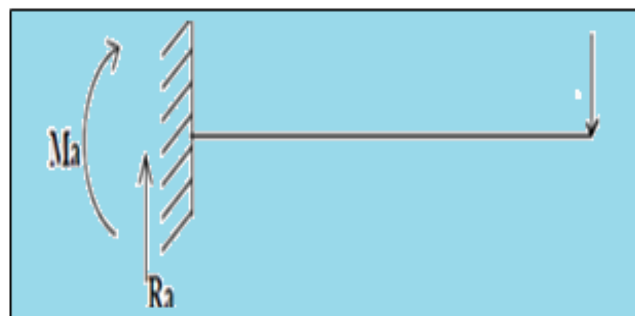


Fig. IV.4. Surcharges concentrées.

IV.4.4.Effets des surcharges réparties du vent Q_w :

Soit : $Q_w = 0.125t/m^2$.

$$Q_w = 1.625t/ml.$$

$$Ma = Q_w * L^2 / 2.$$

Chapitre IV: étude du fléau.

$$R_a = -Q_w * L.$$

$$M(x) = M_a + R_a * x - (Q_v * \frac{x^2}{2}).$$

$$V(x) = R_a + Q_w * x.$$

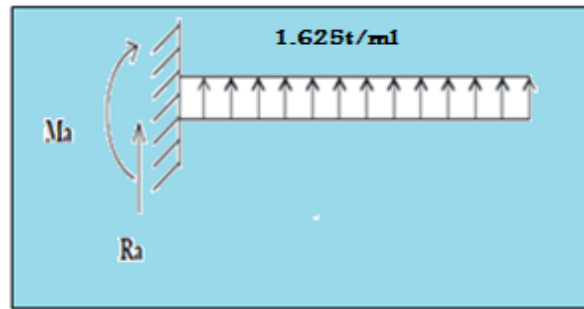


Fig. IV.5. Surcharges du vent.

IV.4.5. Evaluation des forces accidentelles dues à la chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile F_a :

$$F_a = 100t.$$

$$M_a = F_a * L.$$

$$R_a = -F_a.$$

$$M(x) = M_a - F_a * x.$$

$$V(x) = -F_a.$$

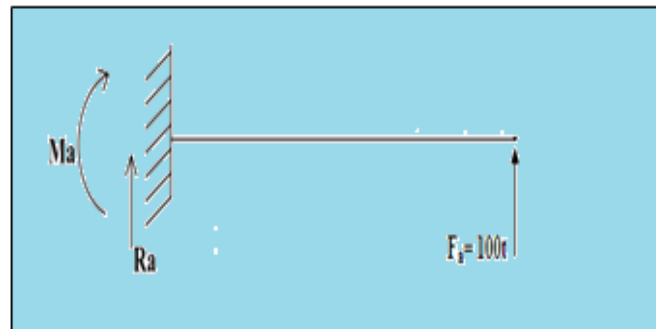


Fig. IV.6. Effets dues à la force accidentelle.

❖ Effets des charges sur le fléau :

La pente longitudinale de notre pont est très petite. On peut donc considérer que les deux fléaux sont symétriques. Les efforts à appliquer sont les mêmes.

Le tableau suivant récapitule les effets des charges de construction sur le fléau.

| / | Poids propre G(t) | | Surcharge $Q_{pr1}(t)$ | | surcharge $Q_p(t)$ | | Surcharge $Q_w(t)$ | | Surcharge $F_a(t)$ | |
|----|----------------------|---------------|---------------------------|---------------|-----------------------|---------------|-----------------------|---------------|-----------------------|---------------|
| | V(x) [t] | M(x) [t.m] | V(x) [t] | M(x) [t.m] | V(x) [t] | M(x) [t.m] | V(x) [t] | M(x) [t.m] | V(x) [t] | M(x) [t.m] |
| 0 | 1353,298 | -30902,870 | 12,74 | -312,13 | 61,5 | -3013,5 | -79,625 | 1950,8125 | -100 | 4900 |
| 4 | 1216,375 | -25765,875 | 11,7 | -263,25 | 61,5 | -2767,5 | -73,125 | 1645,3125 | -100 | 4500 |
| 9 | 1054,647 | -20092,472 | 10,4 | -208 | 61,5 | -2460 | -65 | 1300 | -100 | 4000 |
| 14 | 902,298 | -15203,770 | 9,1 | -159,25 | 61,5 | -2152,5 | -56,875 | 995,3125 | -100 | 3500 |
| 19 | 758,157 | -11055,805 | 7,8 | -117 | 61,5 | -1845 | -48,75 | 731,25 | -100 | 3000 |
| 24 | 621,050 | -7610,472 | 6,5 | -81,25 | 61,5 | -1537,5 | -40,625 | 507,8125 | -100 | 2500 |
| 29 | 489,805 | -4835,529 | 5,2 | -52 | 61,5 | -1230 | -32,5 | 325 | -100 | 2000 |
| 34 | 363,250 | -2704,597 | 3,9 | -29,25 | 61,5 | -922,5 | -24,375 | 182,8125 | -100 | 1500 |
| 39 | 240,213 | -1197,158 | 2,6 | -13 | 61,5 | -615 | -16,25 | 81,25 | -100 | 1000 |
| 44 | 119,520 | -298,556 | 1,3 | -3,25 | 61,5 | -307,5 | -8,125 | 20,3125 | -100 | 500 |
| 49 | 0 | 0 | 0 | 0 | 61,5 | 0 | 0 | 0 | -100 | 0 |

Tab. IV.1 .Effets des charges sur la console.

IV.5.Les combinaisons des charges :

Le cas le plus défavorable est lors du coulage de l'avant dernier voussoir ou la valeur maximale du moment sera au niveau de l'encastrement $x=0$.

Selon SETRA, on a deux types de combinaison à prendre :

❖ **Type A (fondamental) :**
$$\begin{cases} 1.1 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{pra1} + Q_p + Q_w). \\ 0.9 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{pra1} + Q_p + Q_w). \end{cases}$$

Avec : $G_{min}=0$

❖ **Type B (accidentel):**
$$\begin{cases} 1.1(G_{max} + G_{min}) + F_a + Q_{pra1} + Q_p. \\ 0.9 (G_{max} + G_{min}) + F_a + Q_{pra1} + Q_p. \end{cases}$$

et:
$$\begin{cases} G_{max} = 1.02 \times G. \\ G_{min} = 0.98 \times G. \end{cases}$$

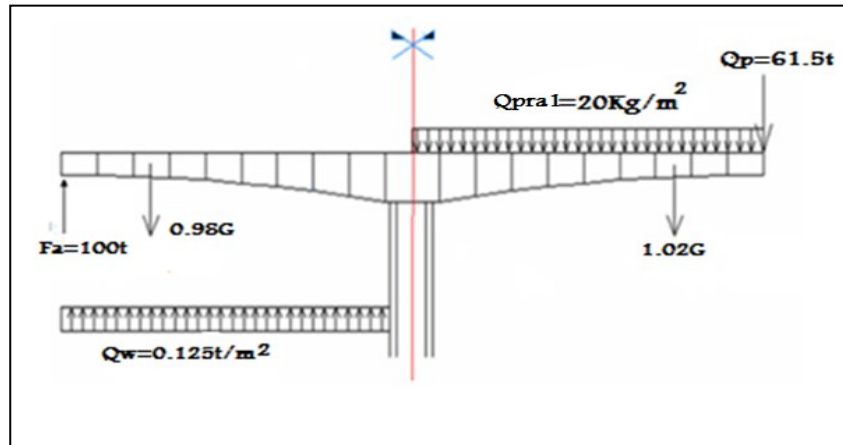


Fig. IV.7.Charges appliquées au fléau.

Le tableau suivant récapitule les effets dus aux différentes combinaisons de charges en phase de construction :

| X (m) | situation fondamentale | | situation accidentelle | |
|-------|-----------------------------|----------------------------|------------------------|-------------------|
| | 1,1Gmax+1,25x(Qpra1+Qp +Qw) | 0,9Gmax+1,25(Qpra1+Qp +Qv) | 1,1Gmin+Qpra+Qp +Fa | 0,9Gmin+Qc+Qp +Fa |
| 0 | 36391,543 | -30087,357 | -31738,924 | -25681,962 |
| 4 | -30641,108 | -25384,870 | -26306,363 | -21256,251 |
| 9 | -24253,753 | -20154,889 | -20327,684 | -16389,560 |
| 14 | -18704,177 | -15602,608 | -15201,415 | -12221,475 |
| 19 | -13943,051 | -11687,667 | -10880,158 | -8713,220 |
| 24 | -9927,621 | -8375,085 | -7322,839 | -5831,186 |
| 29 | -6621,714 | -5635,266 | -4494,700 | -3546,937 |
| 34 | -3995,729 | -3443,992 | -2367,305 | -1837,204 |
| 39 | -2026,648 | -1782,428 | -918,536 | -683,893 |
| 44 | -698,027 | -637,121 | -132,594 | -74,0770 |
| 49 | 0 | 0 | 0 | 0 |

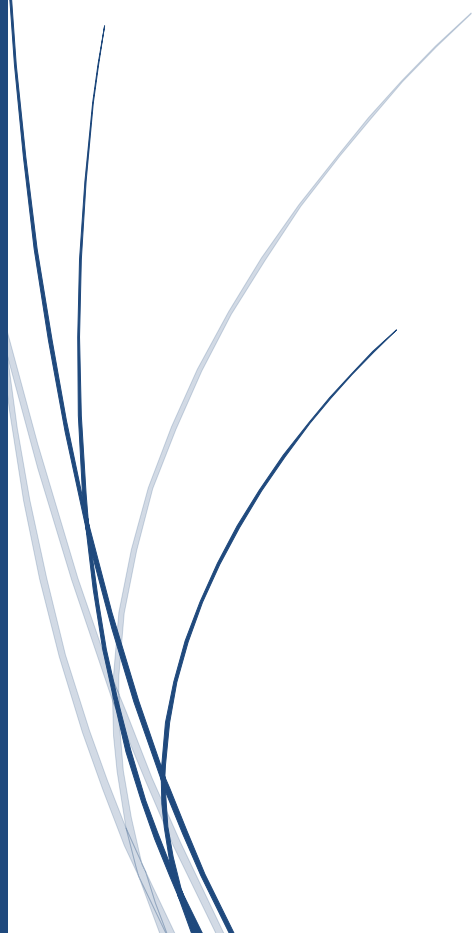
Tab. IV.2. Combinaisons des moments obtenus.

IV.6.Conclusion :

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le moment max à utiliser pour le dimensionnement de la précontrainte de fléau est « **M=-36391,543 t.m** ».

CHAPITRE V

Etude de la précontrainte



V.1.Introduction :

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellements successifs est assurée par deux familles de câbles : **les câbles de fléau et les câbles de continuité.**

❖ Câbles de fléau :

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mise en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction en vue de jouer un double rôle :

- ❖ Assurer la résistance aux moments négatifs dus aux poids propres des voussoirs, l'équipage mobile et la charge de chantier en phase de construction.
- ❖ Assurer la stabilité des fléaux pendant la construction.

La première condition fixe la force de précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

❖ Câbles de continuité :

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés à assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent. La plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

V.2.Procédés utilisés :

On distingue deux types de précontrainte :

V.2.1Précontrainte par pré tension :

Cette méthode consiste à la mise en tension des câbles de précontrainte à l'aide d'un vérin avant le coulage du béton.

V.2.2.Précontrainte par post-tension :

Ce type de précontrainte consiste en la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton. Une fois la tension voulue atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'encrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre ceux-ci et le béton.

Dans notre cas, on utilise la précontrainte **par post-tension.**

V.3.Etude de la précontrainte de la console :

V.3.1.Disposition des câbles :

Les câbles du fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure .Ils sont mis en place au fur et à mesure de l'avancement de la construction. Le décroissement des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

V.3.2.Câblages :

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent au niveau des fibres supérieures et inférieures des contraintes. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

Sur la fibre supérieure : $\sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M|V}{I}$.

Sur la fibre inférieure: $\sigma_{\text{inf}} = \frac{|M|V}{I}$.

Ce sont des contraintes de traction en fibres supérieures et des contraintes de compression en fibres inférieures. L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.

Chapitre V : étude de la précontrainte.

Les contraintes engendrées par l'effet de la précontrainte sont écrites comme suit :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{p \text{ sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \quad (\text{Compression}).$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{p \text{ inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} \quad (\text{Traction}).$$

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit de les équilibrer avec les contraintes dues aux efforts sur la console en cours de construction. Cela donne :

$$\text{Fibres supérieures : } \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|V}{I} = 0.$$

$$\text{Fibres inférieures : } \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M|V'}{I} = 0.$$

Avec :

$\sigma_{p \text{ sup}}$: Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

$\sigma_{p \text{ inf}}$: la contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générées par l'application de l'effort de précontrainte.

P : La force de précontrainte.

v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.

v' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

I : Le moment d'inertie longitudinal de la section.

e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.

M : moment maximal dû au poids propre et surcharges.

S : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

Donc pour reprendre la traction, on doit avoir :

$$\sigma_p = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|V}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}.$$

Sans toutefois que les contraintes de compression ne soient pas dépassées :

$$\sigma_p = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M|V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}.$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression.

A la limite on aura :

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction.

$$P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}}$$

On peut déterminer ainsi, pour chaque voussoir, le nombre de câbles arrêtés. L'effort assuré sera nécessaire pour soutenir le voussoir V_i .

Chaque voussoir V_i doit supporter son poids propre et celui du voussoir V_{i+1} avec l'équipage mobile, les surcharges du chantier et du vent.

Dans cette dernière expression " P " et " e " sont des inconnues. Pour cela, on fixe l'excentricité " e " et on détermine " P ".

V.3.3. Détermination du nombre de câbles de fléau :

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_0}.$$

En estimant les pertes de charges à 25%.

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T15 s peut créer est estimé à 25% des pertes.

Chapitre V : étude de la précontrainte.

$F_{prg} = 1770 \text{ MPa}$ pour un câble de **1 T15 s.**

$F_{peg} = 1583 \text{ MPa}$ pour un câble de **1 T15 s.**

-La tension d'origine :

$$\sigma_{po} = \text{Min} (0.8F_{prg}, 0.9 F_{peg}) = \text{Min} (1416, 1425).$$

Donc on a: $\sigma_{po} = 1416 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{po} = \frac{P_0}{0.75 \times S} \implies P_0 = \sigma_{po} \times 0.75 \times S.$$

$$P_0 = 0.75 \times 1416 \times 1800 \times 10^{-4} = 191.160 \text{ t.} \implies P_0 = 191.160 \text{ t.}$$

La détermination du nombre de câbles pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où les sollicitations sont maximales. Elle a pour caractéristiques géométriques :

❖ Section : $S = 14.050 \text{ m}^2$.

❖ Inertie : $I = 71.410 \text{ m}^4$.

❖ Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = 2.454 \text{ m}$.

❖ $e = V - d$, On prend l'enrobage $d = 0.15 \text{ m} \implies e = 2.454 - 0.15 = 2.304 \text{ m}$.

Grâce à la symétrie des deux fléaux, on peut calculer le nombre de câbles pour l'un des deux, gauche ou droit.

Le moment à l'encastrement est : $M = -36391.543 \text{ t.m}$ (calculer dans le chapitre précédent).

$$\Rightarrow P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}} = 8317.813 \text{ t.}$$

$$\text{On trouve } N \geq \frac{P}{P_0}. \implies N = \frac{8317.813}{191.160} = 43.512 \text{ câbles.}$$

Donc le nombre de câbles retenus est : $N = 44$ câbles de **12T15**. Ils seront réparties par **22 câbles** dans chaque gousset (car le nombre de câbles doit être pair et entier étant donné qu'on a deux âmes).

Alors la précontrainte qui correspond à $N = 44$ câbles.

$$P_{réelle} = N \times P_0 = 44 \times 191.160 \implies P = 8411.040 \text{ t.}$$

V.3.4. Répartition des câbles dans chaque voussoir :

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins **2 câbles** dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion, on doit arrêter la moitié du nombre de câbles dans chaque âme.

Chapitre V : étude de la précontrainte.

Le tableau suivant définit le nombre de câbles arrêtés au niveau de chaque voussoir :

| X(m) | M(t.m) | I(m ⁴) | S(m ²) | d(m) | V(m) | e(m) | P(t) | P ₀ (t) | N _{calculé} | N _{choisi} | P réelle (t) |
|------|------------|--------------------|--------------------|------|-------|-------|----------|--------------------|----------------------|---------------------|--------------|
| 0 | -36391.543 | 71.41 | 14.05 | 0.15 | 2.454 | 2.304 | 8317.812 | 191.160 | 43.512 | 44 | 8411.040 |
| 4 | -30641.108 | 52.859 | 13.105 | 0.15 | 2.146 | 1.996 | 7906.275 | 191.160 | 41.359 | 42 | 8028.720 |
| 9 | -24253.753 | 39.188 | 12.271 | 0.15 | 1.875 | 1.725 | 7074.727 | 191.160 | 37.009 | 38 | 7264.080 |
| 14 | -18704.177 | 29.267 | 11.548 | 0.15 | 1.64 | 1.49 | 6162.110 | 191.160 | 32.235 | 34 | 6499.440 |
| 19 | -13943.051 | 22.191 | 10.936 | 0.15 | 1.441 | 1.291 | 5165.685 | 191.160 | 27.022 | 28 | 5352.480 |
| 24 | -9927.621 | 17.253 | 10.436 | 0.15 | 1.278 | 1.128 | 4099.613 | 191.160 | 21.445 | 22 | 4205.520 |
| 29 | -6621.714 | 13.916 | 10.046 | 0.15 | 1.151 | 1.001 | 3003.726 | 191.160 | 15.713 | 16 | 3058.560 |
| 34 | -3995.729 | 11.791 | 9.768 | 0.15 | 1.061 | 0.911 | 1950.368 | 191.160 | 10.202 | 12 | 2293.920 |
| 39 | -2026.648 | 10.616 | 9.602 | 0.15 | 1.007 | 0.857 | 1036.692 | 191.160 | 5.423 | 6 | 1146.960 |
| 44 | -698.027 | 10.241 | 9.546 | 0.15 | 0.989 | 0.839 | 362.849 | 191.160 | 1.898 | 2 | 382.320 |
| 49 | 0 | 10.241 | 9.546 | 0.15 | 0.989 | 0.839 | 0 | 191.160 | 0 | 0 | 0.000 |

Tab. V.1. Détermination du nombre de câbles de fléau

| N° du voussoir | 1/2 Vsp | 09 | 08 | 07 | 06 | 05 | 04 | 03 | 02 | 01 |
|---|---------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| N ^{br} de câbles | 44 | 42 | 38 | 34 | 28 | 22 | 16 | 12 | 6 | 2 |
| N ^{br} des câbles arrêté/ voussoir | 2 | 4 | 4 | 6 | 6 | 6 | 4 | 6 | 4 | 2 |
| N ^{br} des câbles arrêté / âme | 1 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 2 | 3 | 2 | 1 |

Tab. V.2. Nombre de câbles de fléau arrêtés par gousset.

Remarque

- Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.
- Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

V.3.5. Espacement des armatures de la précontrainte :

D'après **B.P.E.L** : Pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminées de bétonnage) et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, on devra respecter une distance minimum entre conduits comme indiqué sur la figure :

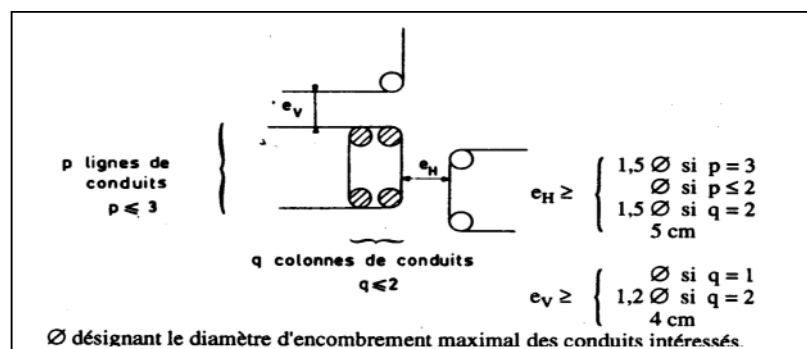


Fig. V.1. Espacement entre les câbles.

Dispositions constructives :

- La distance entre axes des câbles est de $1,5 \phi_{gext}$.
- L'enrobage des gaines est $\geq \phi_{gext}$.
- Le diamètre des gaines d'un câble à **12T15s** est de **88 mm**.

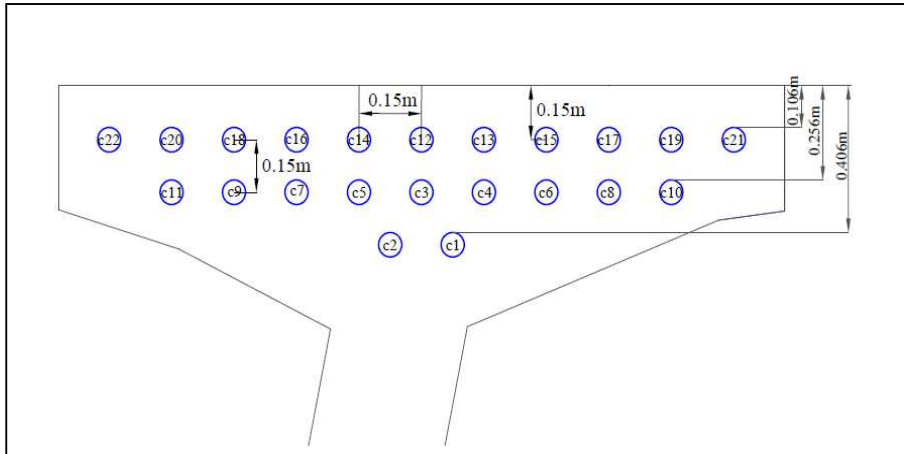


Fig. V.2. Disposition des câbles de fléau dans le gousset.

V.4.Tracé des câbles :

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments négatifs pendant la construction de la console et à rendre chaque voussoir solidaire de la partie du tablier déjà exécutée.

On opte pour le schéma de tracé d'un câblage incliné consistant à descendre les câbles de fléau dans les âmes afin de profiter de la réduction de l'effort tranchant due aux composantes verticales des efforts de précontrainte.

Aux joints entre voussoirs, les gaines présentent des discontinuités de pente et de courbure surtout dans le cas des voussoirs préfabriqués. Ces discontinuités engendrent des frottements augmentant les pertes. Pour réduire ce frottement, on suit les dispositions suivantes :

- Eviter au maximum les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Utiliser des gaines de diamètre suffisamment grand et rigide le plus possible pour assurer leur alignement lors du bétonnage.
- Limiter les déviations en plan et en élévation.
- Augmenter le rayon de courbure des câbles.

Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera **0,50 m** entre axes des câbles.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme de préférence on l'ancrera au niveau du **C.D.G** de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci s'ancreront à **0,25 m** de part et d'autre du **C.D.G**.

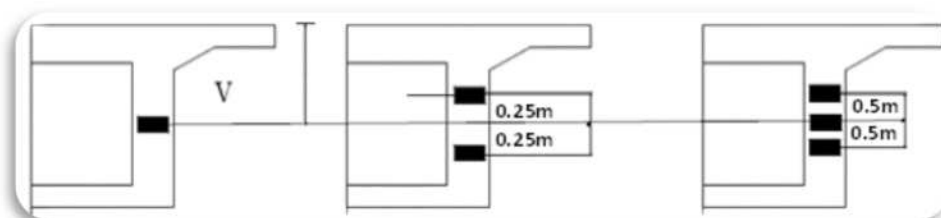


Fig. V.3.Encrage des câbles au niveau des âmes.

V.4.1. Etude du tracé des câbles :

Pour descendre dans l'axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents.

V.4.1.1. Etude du tracé des câbles en élévation :

Le câble en élévation suit une ligne droite jusqu'au début du voussoir où il emprunte une courbe en forme de parabole jusqu'à son ancrage d'équation. L'équation de la courbe est de la forme :

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) * \frac{x^2}{l^2}$$

- d_0 : distance à la face supérieure du câble filant.
- d_1 : distance à la face supérieure du point d'ancrage.
- L : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.
- $L=5m$ pour voussoir courant et $L=4m$ pour 1/2voussoir pile.

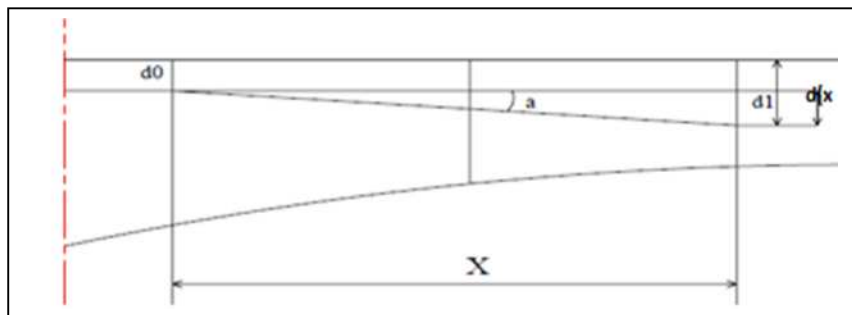


Fig. V.4. Câblage du voussoir en élévation.

Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression :

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)}$$

R_{min} : Rayon minimal pour les câbles 12T15s = 6m.

La déviation verticale d'un câble α_n est : $tg \alpha_n = \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2}$.

$$\alpha_n = Arctg(2(d_1 - d_0) \frac{d_0}{l^2}).$$

Exemple de calcul : (câble N° 1).

Le câble N°1 s'ancrera au niveau du **cdg** de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} X=4m \\ V=2.454m \\ d_0=0.406m \\ d_1=V=2.454m \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} Y=d_1 - d_0=2.048m. \\ R=3.906m < R_{min}=6m. \end{array} \right.$$

Chapitre V : étude de la précontrainte.

on doit changer la position d'ancrage :

$$R \geq 6m \implies 4^2/2Y \geq 6 \implies Y \leq 1.33 \text{ donc } Y = 1.3 \text{ m.}$$

$$d_1 = Y + d_0 = 1.3 + 0.406 = 1.706 \text{ m.}$$

$$R = 4^2 / 2 * 1.3 = 6.154 \text{ m} > 6 \text{ m.}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2Y}{X} = \frac{2 * 1.3}{4} = 0.65 \implies \alpha = 0.58 \text{ rad} = 33.02^\circ.$$

Donc l'équation parabolique :

$$d(x) = 0.406 + 0.081x^2.$$

NB : Le reste du calcul pour les câbles est mentionné dans le tableau suivant :

| N°du voussoir | N°du câble | l(m) | do(m) | v(m) | d1(m) | y(m) | R(m) | tagα | α (rad) | d(x) |
|---------------|------------|------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|---------|---------------------------|
| 1/2vsp | c1 | 4 | 0.406 | 2.454 | 1.706 | 1.300 | 6.154 | 0.650 | 0.58 | 0.406+0.081x ² |
| V9 | c2 | 5 | 0.406 | 2.146 | 1.896 | 1.49 | 8.39 | 0.596 | 0.540 | 0.406+0.059x ² |
| | c3 | 5 | 0.256 | 2.146 | 2.336 | 2.080 | 6.01 | 0.856 | 0.710 | 0.256+0.083x ² |
| V8 | c4 | 5 | 0.256 | 1.875 | 1.625 | 1.369 | 9.131 | 0.548 | 0.501 | 0.256+0.055x ² |
| | c5 | 5 | 0.256 | 1.875 | 2.125 | 1.869 | 6.688 | 0.748 | 0.642 | 0.256+0.075x ² |
| V7 | c6 | 5 | 0.256 | 1.640 | 1.14 | 0.884 | 14.140 | 0.354 | 0.340 | 0.256+0.035x ² |
| | c7 | 5 | 0.256 | 1.640 | 1.640 | 1.384 | 9.032 | 0.554 | 0.506 | 0.256+0.055x ² |
| | c8 | 5 | 0.256 | 1.640 | 2.14 | 1.884 | 6.635 | 0.754 | 0.646 | 0.256+0.075x ² |
| V6 | c9 | 5 | 0.256 | 1.441 | 0.941 | 0.685 | 18.248 | 0.274 | 0.267 | 0.256+0.027x ² |
| | c10 | 5 | 0.256 | 1.441 | 1.441 | 1.185 | 10.549 | 0.474 | 0.443 | 0.256+0.047x ² |
| | c11 | 5 | 0.256 | 1.441 | 1.941 | 1.685 | 7.418 | 0.674 | 0.59 | 0.256+0.067x ² |
| v5 | c12 | 5 | 0.106 | 1.278 | 0.778 | 0.672 | 18.601 | 0.269 | 0.262 | 0.106+0.027x ² |
| | c13 | 5 | 0.106 | 1.278 | 1.278 | 1.172 | 10.666 | 0.469 | 0.439 | 0.106+0.047x ² |
| | c14 | 5 | 0.106 | 1.278 | 1.778 | 1.672 | 7.476 | 0.669 | 0.59 | 0.106+0.067x ² |
| V4 | c15 | 5 | 0.106 | 1.151 | 0.901 | 0.795 | 15.723 | 0.318 | 0.308 | 0.106+0.032x ² |
| | c16 | 5 | 0.106 | 1.151 | 1.401 | 1.295 | 9.653 | 0.518 | 0.478 | 0.106+0.052x ² |
| V3 | c17 | 5 | 0.106 | 1.061 | 0.561 | 0.455 | 27.472 | 0.182 | 0.180 | 0.106+0.018x ² |
| | c18 | 5 | 0.106 | 1.061 | 1.061 | 0.955 | 13.089 | 0.382 | 0.365 | 0.106+0.038x ² |
| | c19 | 5 | 0.106 | 1.061 | 1.561 | 1.455 | 8.591 | 0.582 | 0.527 | 0.106+0.058x ² |
| V2 | c20 | 5 | 0.106 | 1.007 | 0.757 | 0.651 | 19.201 | 0.260 | 0.254 | 0.106+0.026x ² |
| | c21 | 5 | 0.106 | 1.007 | 1.257 | 1.151 | 10.860 | 0.460 | 0.431 | 0.106+0.046x ² |
| V1 | c22 | 5 | 0.106 | 0.989 | 0.989 | 0.883 | 14.156 | 0.353 | 0.339 | 0.106+0.035x ² |

Tab. V.3. Détermination des paramètres du tracé en élévation des câbles de fléau.

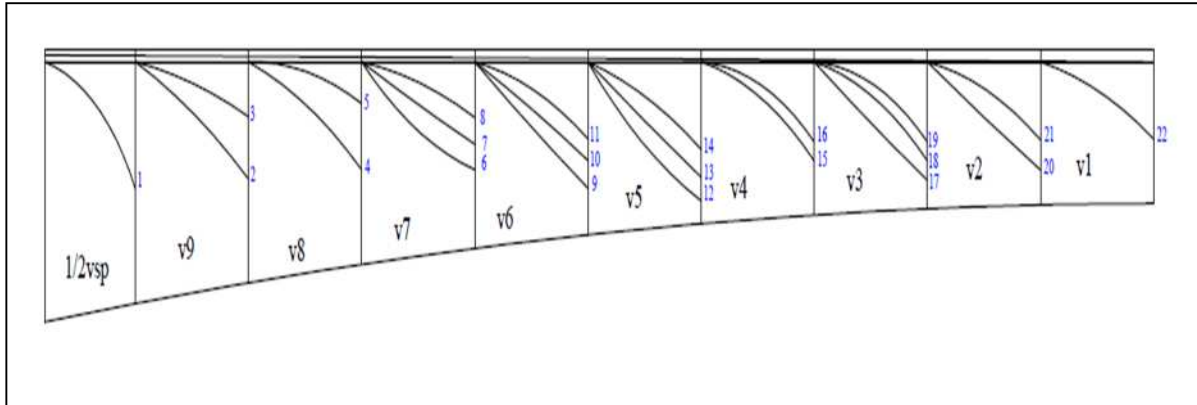


Fig. V.5. Tracé en élévation des câbles de fléau.

V.4.1.2. Etude du tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan suit aussi une parabole commençant au début du voussoir jusqu'à l'encrage mais avec une variation très lente car le câble suit en même temps deux courbures : en plan et en élévation posant des problèmes au niveau de l'exécution. Bien que théoriquement, il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S » plus au moins prononcé. Lorsque les courbes augmentent, les pertes de précontraintes sont très importantes au niveau de l'ancrage. Le câble doit être droit sur au moins **40cm** du fait que l'encrage se fait dans l'âme. Le rayon de courbure soit supérieur à $R_{min} = 2 \text{ m}$.

On a opté pour une telle courbure pour réduire au maximum la composante transversale de l'effort de précontrainte dans le plan.

Le tracé suit une équation parabolique de la forme :

$$Z = a x^2 + b x + c.$$

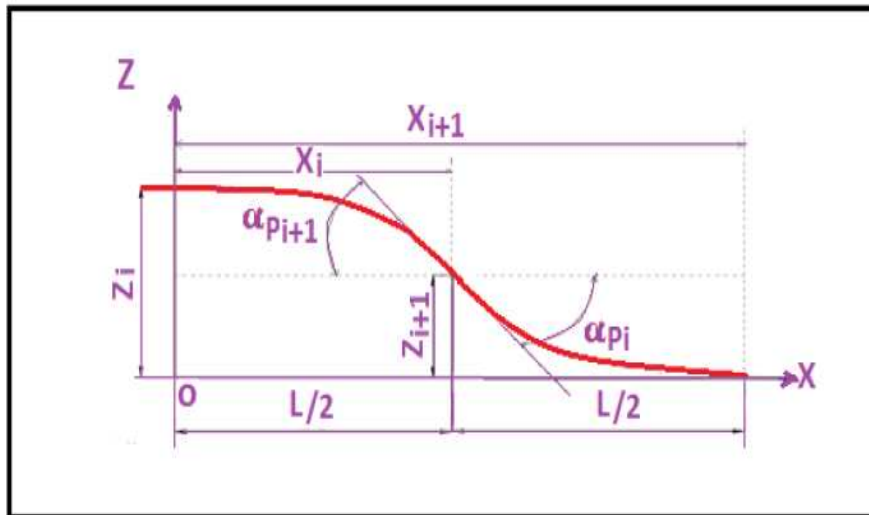


Fig. V.6. Tracé d'un câble en plan

Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} + Z_i) * \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

Chapitre V : étude de la précontrainte.

Le rayon de courbure :

$$R_i = \frac{X_i^2}{2(Z_i - Z_{i+1})}$$

❖ L'inclinaison : et

$$\text{tang}(\alpha_i) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{X_i}$$

$$\text{tang}(\alpha_{i+1}) = \frac{2Z_{i+1}}{X_{i+1}}$$

α_{pi} : L'inclinaison dans la section intermédiaire.

Avec α_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.

R_i : Le Rayon de courbure dans la première section.

R_{i+1} : Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

Tableau ci- dessous représente les paramètres de tracé des câbles de fléau en plan :

| N° voussoir | N° du câble | L (m) | Z _i (m) | Z _{i+1} (m) | X _i (m) | X _{i+1} (m) | R _i (m) | tag _{ai} | tag _{ai+1} | Z(x) |
|-------------|-------------|-------|--------------------|----------------------|--------------------|----------------------|--------------------|-------------------|---------------------|------------------------------|
| 1/2vsp | C1 | 4 | 0.075 | 0.037 | 2 | 2 | 53.333 | 0.038 | 0.038 | 0.0375+0.007x ² |
| V9 | C2 | 5 | -0.075 | -0.037 | 2.5 | 2.5 | -83.333 | -0.030 | -0.030 | -0.0375-0.0045x ² |
| | C3 | 5 | 0 | 0 | 2.5 | 2.5 | ∞ | 0 | 0 | / |
| V8 | C4 | 5 | 0.15 | 0.075 | 2.5 | 2.5 | 41.667 | 0.060 | 0.060 | 0.075+0.009x ² |
| | C5 | 5 | -0.15 | -0.075 | 2.5 | 2.5 | -41.667 | -0.060 | -0.060 | -0.075-0.009x ² |
| V7 | C6 | 5 | 0.3 | 0.15 | 2.5 | 2.5 | 20.833 | 0.120 | 0.120 | 0.15+0.018x ² |
| | C7 | 5 | -0.3 | -0.15 | 2.5 | 2.5 | -20.833 | -0.120 | -0.120 | -0.15-0.018x ² |
| | C8 | 5 | 0.45 | 0.225 | 2.5 | 2.5 | 13.889 | 0.180 | 0.180 | 0.225+0.027x ² |
| V6 | C9 | 5 | -0.45 | -0.225 | 2.5 | 2.5 | -13.889 | -0.180 | -0.180 | -0.225-0.027x ² |
| | C10 | 5 | 0.6 | 0.3 | 2.5 | 2.5 | 10.417 | 0.240 | 0.24110 | 0.3+0.036x ² |
| | C11 | 5 | -0.6 | -0.3 | 2.5 | 2.5 | -10.417 | -0.240 | -0.240 | -0.3-0.036x ² |
| V5 | C12 | 5 | 0 | 0 | 2.5 | 2.5 | ∞ | 0 | 0 | / |
| | C13 | 5 | 0.15 | 0.075 | 2.5 | 2.5 | 41.667 | 0.060 | 0.060 | 0.075+0.009x ² |
| | C14 | 5 | -0.15 | -0.075 | 2.5 | 2.5 | -41.667 | -0.060 | -0.060 | -0.075-0.009x ² |
| V4 | C15 | 5 | 0.3 | 0.15 | 2.5 | 2.5 | 20.833 | 0.120 | 0.120 | 0.15+0.018x ² |
| | C16 | 5 | -0.3 | -0.15 | 2.5 | 2.5 | -20.833 | -0.120 | -0.120 | -0.15-0.018x ² |
| V3 | C17 | 5 | 0.45 | 0.225 | 2.5 | 2.5 | 13.889 | 0.180 | 0.180 | 0.225+0.027x ² |
| | C18 | 5 | -0.45 | -0.225 | 2.5 | 2.5 | -13.889 | -0.180 | -0.180 | -0.225-0.027x ² |
| | C19 | 5 | 0.6 | 0.3 | 2.5 | 2.5 | 10.417 | 0.240 | 0.240 | 0.3+0.036x ² |
| V2 | C20 | 5 | -0.6 | -0.3 | 2.5 | 2.5 | -10.417 | -0.240 | -0.240 | -0.3-0.036x ² |
| | C21 | 5 | 0.75 | 0.375 | 2.5 | 2.5 | 8.333 | 0.300 | 0.300 | 0.375+0.045x ² |
| V1 | C22 | 5 | -0.75 | -0.375 | 2.5 | 2.5 | -8.333 | -0.300 | -0.300 | 0.375-0.045x ² |

Tab. V.4. Détermination des paramètres du tracé en plan des câbles de fléau.

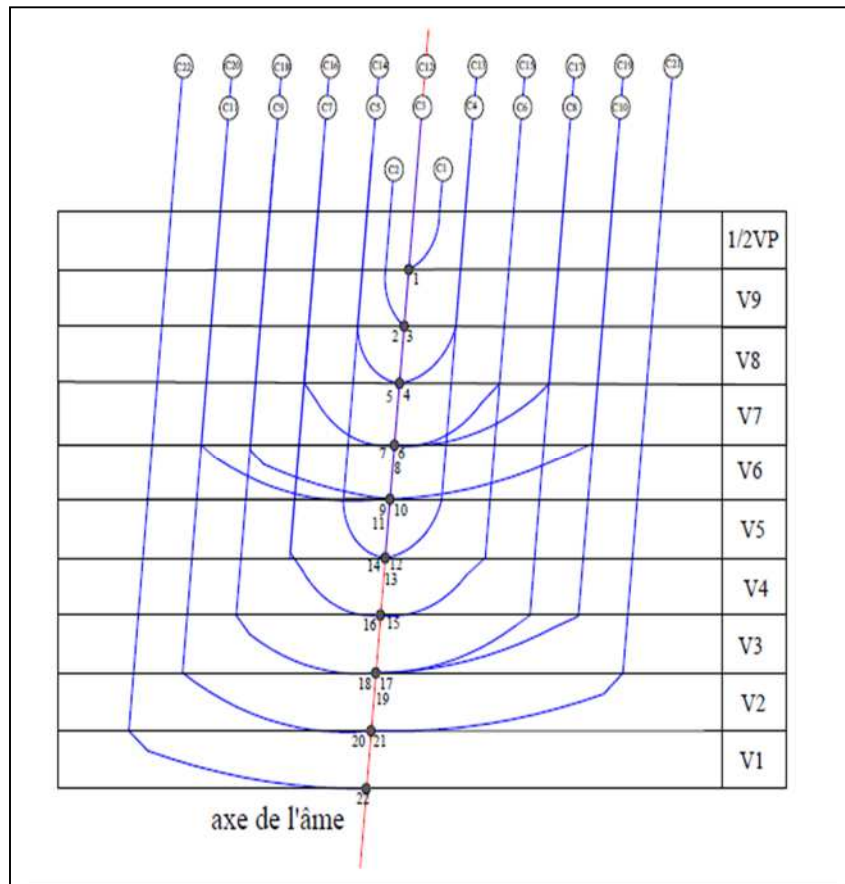


Fig.V.7. tracé en plan des câbles de fléau.

V.5.Modélisation :

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure quel que soit la complexité du modèle. Elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- La définition des conditions d'appuis.
- Le choix de la méthodologie de calcul.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- La vérification des résultats.
- Le lancement des calculs.
- L'interprétation des résultats.



Fig.V.8. Modélisation du tablier.

V.5.1. Etude de la précontrainte de continuité :

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle consistant à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité. D'une façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Une fois l'ouvrage fini, le schéma statique final devient hyperstatique. La précontrainte ne devra pas être surdimensionnée car en absence des surcharges, nous risquons d'obtenir des moments négatifs à mi-travée. Pour cela les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dues à la combinaison la plus défavorable à l'ELS:

La combinaison suivante nous donne le moment max (après analyse des autres combinaisons): $G + 1.2 (A(L) + ST)$.

Avec:

- G : poids propre du tablier.
- $A(L)$: surcharge routière dominante.
- ST : surcharges du trottoir.

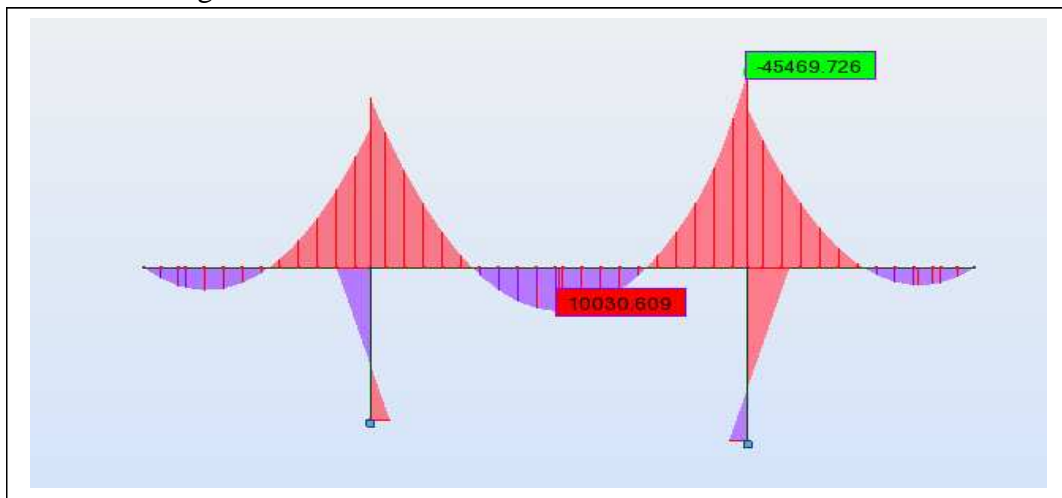


Figure V.9. Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison : $G + 1.2 (A(L) + ST)$

Chapitre V : étude de la précontrainte.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagramme représentant les moments fléchissant. Les résultats sont donnés en (**T*m**) pour les moments.

➤ **Travée intermédiaire :**

❖ **Exemple de calcul :**

Pour la travée centrale sur la section de clavage, on a un moment négatif max (d'après **ROBOT**):

❖ Section : **S_c (l'axe)= 9.546m.**

❖ Inertie : **I_c=10.241m⁴.**

❖ Distance du centre de gravité à la fibre inférieure : **V' = 2.011m.**

❖ **e = V' - D'** on prend l'enrobage **d = 0.15 m => e = 2.011 - 0.15 = 1.861m.**

❖ Pour **M_{max}=10030.609 t.m**

D'où :
$$P = \frac{10030.609 \times 2.011 / 10.241}{\left(\frac{1}{9.546}\right) + \left(2.011 \times \frac{1.861}{10.241}\right)} = 4189.075 \text{ t.}$$

❖ **Le nombre des câbles : N = $\frac{P}{P_0} = \frac{4189.075}{191.160} = 21.914$.**

Donc on prend : **N=22 câbles.**

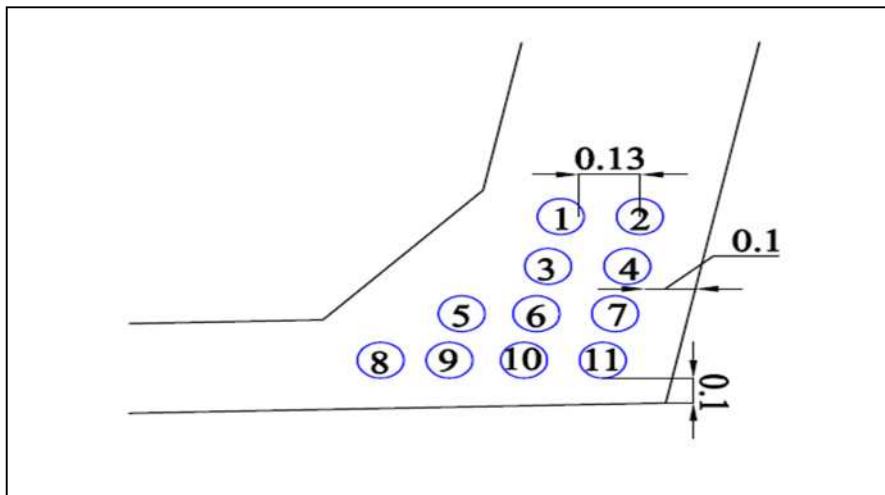


Fig. V.10. Disposition des câbles de continuité de la travée centrale.

Le reste de calcul est représenté dans le tableau suivant :

| N°de voussoir | M _{comb} (txm) | I(m ⁴) | V'(m) | e(m) | S(m) | P(t) | N calculé | N choisit |
|---------------|-------------------------|--------------------|-------|-------|--------|----------|-----------|-----------|
| V'4 | 1736.551 | 13.916 | 2.181 | 2.031 | 10.046 | 651.337 | 3.407 | 4 |
| V'3 | 5254.6 | 11.791 | 2.086 | 1.936 | 9.768 | 2089.579 | 10.931 | 12 |
| V'2 | 7803.099 | 10.616 | 2.029 | 1.879 | 9.602 | 3219.232 | 16.841 | 18 |
| V'1 | 9382.944 | 10.241 | 2.011 | 1.861 | 9.546 | 3918.591 | 20.499 | 22 |
| V cla | 10030.609 | 10.241 | 2.011 | 1.861 | 9.546 | 4189.075 | 21.914 | 22 |
| v1 | 9326.077 | 10.241 | 2.011 | 1.861 | 9.546 | 3894.842 | 20.375 | 22 |
| v2 | 7734.032 | 10.616 | 2.029 | 1.879 | 9.602 | 3190.738 | 16.691 | 18 |
| v3 | 5176.74 | 11.791 | 2.086 | 1.936 | 9.768 | 2058.616 | 10.769 | 12 |
| v4 | 1648.831 | 13.916 | 2.186 | 2.036 | 10.046 | 618.435 | 3.235 | 4 |

Tab. V.5. Câbles de continuité de la travée centrale.

Chapitre V : étude de la précontrainte.

Tableau déterminant le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée centrale :

| N° de Voussoir | V (5',6',7',9') | V'4 | V'3 | V'2 | V'1 | V _c | V1 | V2 | V3 | V4 | V (5,6,7,8,9) |
|---------------------------------|-----------------|-----|-----|-----|-----|----------------|----|----|----|----|---------------|
| N ^{br} câbles/VS | 0 | 4 | 12 | 18 | 22 | 22 | 22 | 18 | 12 | 4 | 0 |
| N ^{br} câbles /gousset | 0 | 2 | 6 | 9 | 11 | 11 | 11 | 9 | 6 | 2 | 0 |

Tab.V.6.Nombre des câbles par voussoir (travée centrale).

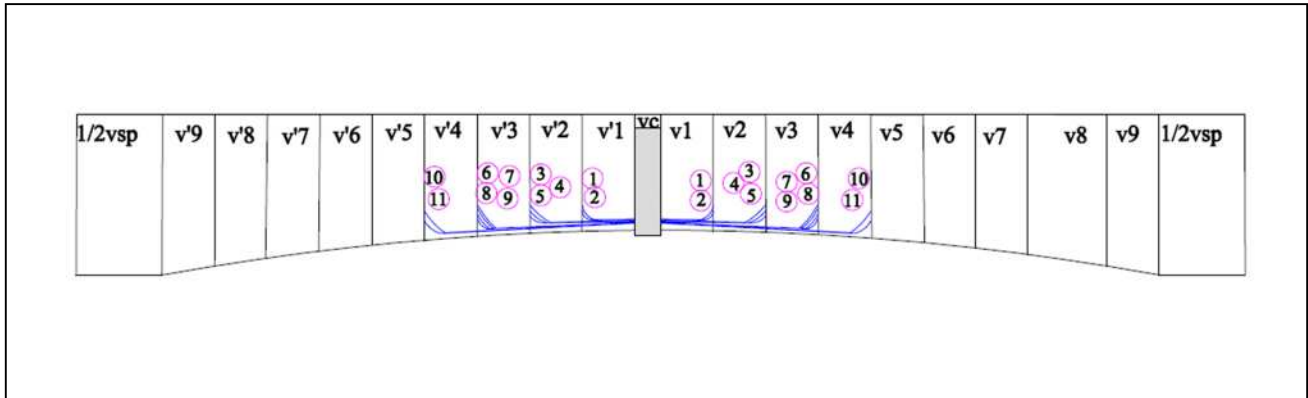


Fig.V.11.Disposition des câbles de continuité en élévation (travée centrale).

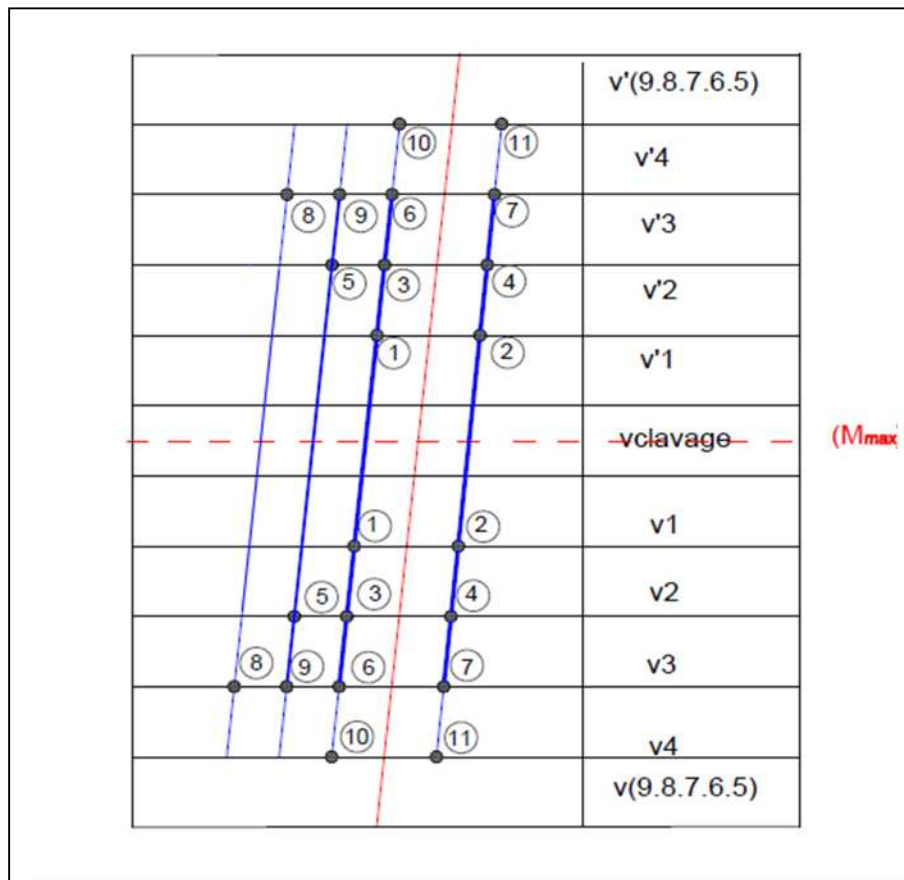


Fig.V.12.Disposition des câbles de continuité en plan (travée centrale).

Chapitre V : étude de la précontrainte.

➤ La travée de rive :

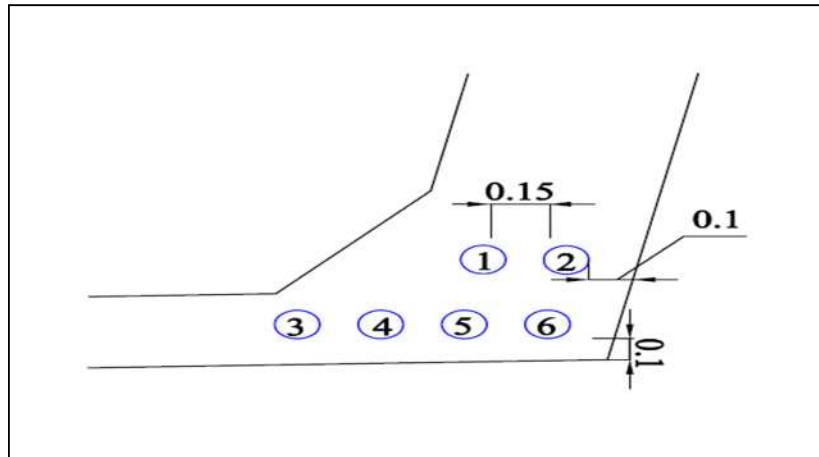


Fig .V.13.Disposition des câbles de continuité de la travée de rive.

Tableau déterminant le nombre de câbles de continuité de la travée de rive :

| N° de voussoir | M _{comb} (txm) | l(m ⁴) | V'(m) | e(m) | S(m ²) | P(t) | N calculé | N choisit |
|----------------|-------------------------|--------------------|-------|-------|--------------------|----------|-----------|-----------|
| v cul | 4591.97 | 10.241 | 2.011 | 1.861 | 9.546 | 1917.740 | 10.032 | 12 |
| v clav | 4776.233 | 10.241 | 2.011 | 1.861 | 9.546 | 1994.694 | 10.435 | 12 |
| v1 | 5176.715 | 10.241 | 2.011 | 1.861 | 9.546 | 2161.947 | 11.310 | 12 |
| v2 | 4815.615 | 10.616 | 2.029 | 1.879 | 9.602 | 1986.721 | 10.393 | 12 |
| v3 | 3517.03 | 11.791 | 2.086 | 1.936 | 9.768 | 1398.605 | 7.316 | 8 |
| v4 | 1238.754 | 13.916 | 2.186 | 2.036 | 10.046 | 464.008 | 2.427 | 4 |

Tab.V.7.le nombre de câbles de continuités de la travée de rive.

Tableau déterminant le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée de rive :

| N° de voussoir | V _{culée} | V _{clavage} | V1 | V2 | V3 | V4 | V _(5,6,7,8,9,Vp) |
|---------------------------|--------------------|----------------------|----|----|----|----|-----------------------------|
| Nbr des câbles | 12 | 12 | 12 | 12 | 8 | 4 | 0 |
| Nbr des câbles / goussets | 6 | 6 | 6 | 6 | 4 | 2 | 0 |

Tab. V.8.Nombre des câbles par voussoir (travée de rive).

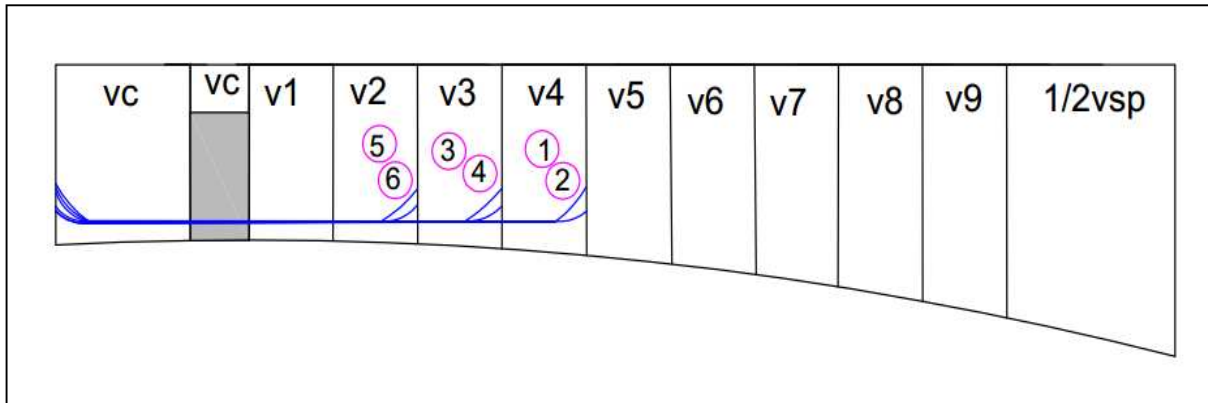


Fig. V.14. Disposition des câbles de continuité en élévation (travée de rive).

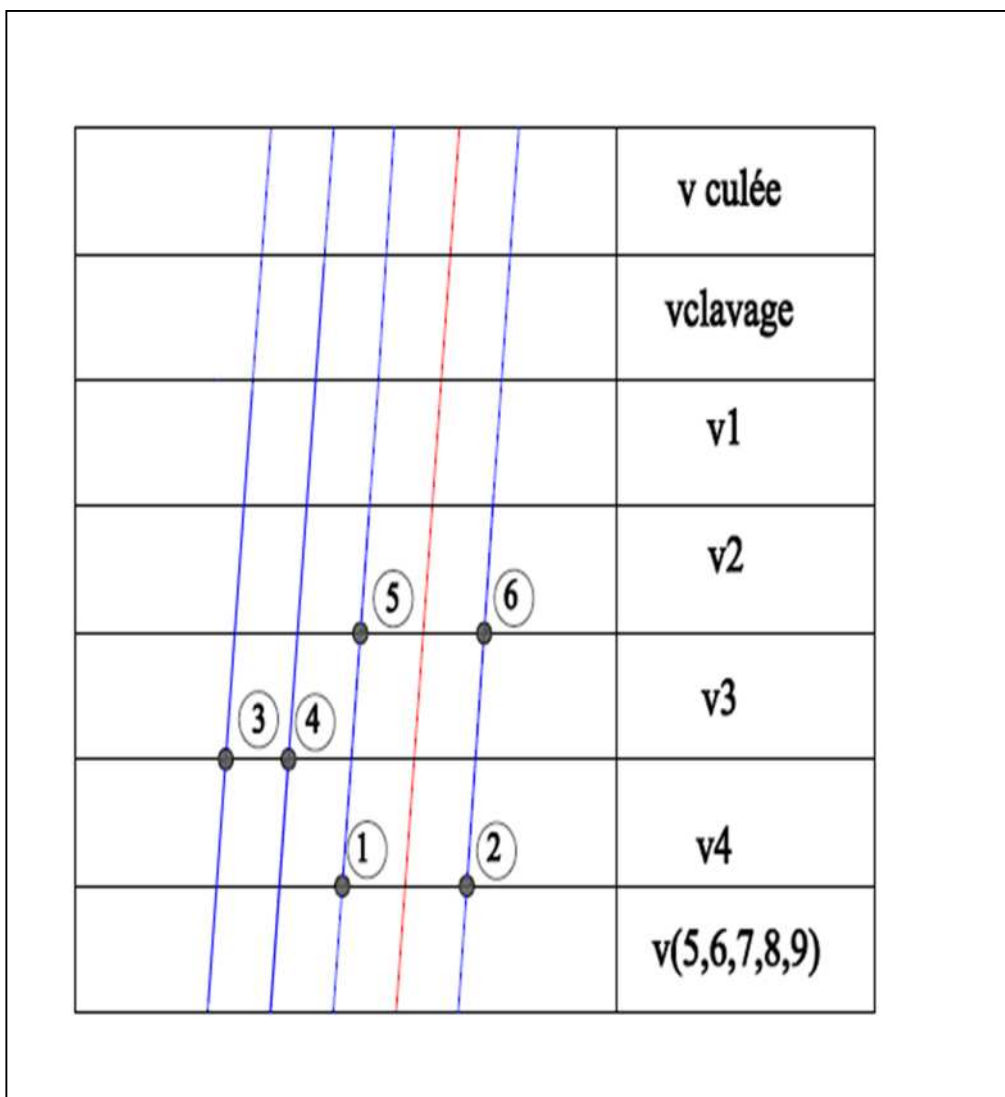


Fig. V.15. Disposition des câbles de continuité en plan (travée de rive).

V.6. Calcul des pertes de tension de précontrainte pour les câbles de fléau :

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble. Cette force doit tenir compte des pertes de tension le long du câble se traduisant par une diminution de la force de précontrainte.

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

Les effets différés à l'origine de ces pertes sont le fluage, le retrait du béton et la relaxation des aciers de précontraintes.

Quant au mode de précontrainte par post-tension, le frottement de l'acier de précontrainte sur sa gaine lors de la mise en tension produit une perte instantanée. Par ailleurs, le relâchement des câbles introduit une perte de tension instantanée à l'ancrage.

V.6.1. Pertes de tension instantanée :

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension. Elles sont de trois sortes :

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (retrait).

V.6.1.1. Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine :

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine.

Le frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé à son mouvement.

Selon les règles **BPEL91**, la tension $\sigma_{p0}(x)$ (contrainte exercée lors de la mise en tension d'une armature de précontrainte dans une section donnée) s'obtient compte tenu des frottements à partir de la tension σ_{p0} à l'ancrage actif le plus proche par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{frott}(x) = \sigma_{p0} \cdot [1 - e^{-(f\alpha + \Phi x)}]$$

Dans laquelle :

x (m) : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

e : est la base des logarithmes népériens.

α (Rad) : est la déviation angulaire totale du câble sur la distance x , indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace ($\alpha = \alpha_{\text{élévation}} + \alpha_{\text{plan}}$)

f (rd⁻¹) = 0,2 : Est le coefficient de frottement en courbe.

Φ (m⁻¹) = 0,003 : Est le coefficient de perte de tension par unité de longueur.

σ_{p0} = 1416 Mpa.

Donc on aura : $\Delta\sigma_{p0}(x) = 1416x (1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)})$

Chapitre V : étude de la précontrainte.

Les résultats du calcul des pertes pour chaque câble sont donnés par le tableau dans la page suivante :

| N° du voussoir | X(m) | α_{elev} (rad) | α_{plan} (rad) | α (rad) | $\Delta\sigma_{frott}(x)$ (MPa) |
|----------------------------------|------|-----------------------|-----------------------|----------------|---------------------------------|
| 1/2 vs pile | 4 | 0.58 | 0.038 | 0.618 | 179.560 |
| V9 | 9 | 0.54 | -0.03 | 0.51 | 171.373 |
| | 9 | 0.71 | 0 | 0.71 | 220.175 |
| V8 | 14 | 0.501 | 0.06 | 0.561 | 202.346 |
| | 14 | 0.642 | -0.06 | 0.582 | 207.432 |
| V7 | 19 | 0.34 | 0.12 | 0.46 | 196.018 |
| | 19 | 0.506 | -0.12 | 0.386 | 177.828 |
| | 19 | 0.646 | 0.18 | 0.826 | 282.131 |
| V6 | 24 | 0.267 | -0.18 | 0.087 | 121.097 |
| | 24 | 0.443 | 0.24 | 0.683 | 266.605 |
| | 24 | 0.59 | -0.24 | 0.35 | 187.448 |
| V5 | 29 | 0.262 | 0 | 0.262 | 184.249 |
| | 29 | 0.439 | 0.06 | 0.499 | 241.273 |
| | 29 | 0.59 | -0.06 | 0.53 | 248.534 |
| V4 | 34 | 0.308 | 0.12 | 0.428 | 242.212 |
| | 34 | 0.478 | -0.12 | 0.358 | 225.664 |
| V3 | 39 | 0.18 | 0.18 | 0.36 | 226.139 |
| | 39 | 0.365 | -0.18 | 0.185 | 202.103 |
| | 39 | 0.527 | 0.24 | 0.767 | 335.487 |
| V2 | 44 | 0.254 | -0.24 | 0.014 | 178.571 |
| | 44 | 0.431 | 0.3 | 0.731 | 343.882 |
| V1 | 49 | 0.339 | -0.3 | 0.039 | 203.074 |
| $\Sigma\Delta\sigma_{frotte}(x)$ | | | | | 4843.201 |

Tab.V.9. Pertes dues aux frottements.

V.6.1.2. Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages (Recul d'encrage) :

Lors du relâchement des câbles, une perte d'allongement au blocage de l'ancrage (4 à 6 mm) se produit et se traduit par une tension sur une certaine longueur à partir de l'ancrage mobile.

Dans ce mouvement, les clavettes se déplacent d'une longueur constante qu'on note Δl_a , donnée par les fabricants des aciers de précontraintes.

En raisonnant sur un diagramme basé sur l'équation : $\sigma = \sigma_0 (1 - \mu\alpha - kx)$, la tension sous vérin vaut σ_0 , après le blocage des clavettes et le glissement à l'ancrage, la tension devient σ_2 , le glissement à l'ancrage (g en m) se répercute jusqu'à l'abscisse d de tension σ_3 .

Chapitre V : étude de la précontrainte.

La figure suivante représente le diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature, effet de rentrée d'ancrage :

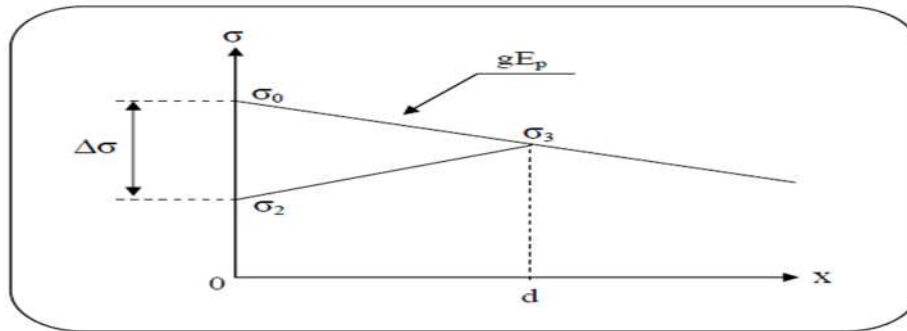


Fig.V.16. Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature.

Avec :

- ❖ **d** : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- ❖ **σ_0** : contrainte initiale.
- ❖ **σ_2** : contrainte après recul d'ancrage.
- ❖ **$\Delta\sigma_r$** : la perte de tension.
- ❖ **g** : l'intensité du recul d'encrage. $g = 6\text{mm}$.
- ❖ **E_p** : module d'élasticité des aciers = 190000 MPa (selon B.P.E.L.91).

La perte de tension due au relâchement des câbles est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = 2.d.k.$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} d < x \text{ les pertes existent.} \\ d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma \sigma \cdot k}} > x \text{ les pertes sont nul. tel que : } k = \frac{\alpha f}{l} + \Phi. \end{cases}$$

Application :

Les résultats du calcul des pertes pour chaque câble sont donnés par le tableau suivant :

| N°de voussoir | L(m) | α (rad) | K(m ⁻¹) | d(m) | $\Delta\sigma_r$ (MPa) |
|-------------------------|------|----------------|---------------------|--------|------------------------|
| 1/2 Vsp | 4 | 0.618 | 0.034 | 4.866 | 0 |
| V9 | 9 | 0.51 | 0.014 | 7.583 | 0.212 |
| | 9 | 0.71 | 0.019 | 6.509 | 0.247 |
| V8 | 14 | 0.561 | 0.011 | 8.555 | 0.188 |
| | 14 | 0.582 | 0.011 | 8.555 | 0.188 |
| V7 | 19 | 0.46 | 0.008 | 10.032 | 0.161 |
| | 19 | 0.386 | 0.007 | 10.724 | 0.150 |
| | 19 | 0.826 | 0.012 | 8.191 | 0.197 |
| V6 | 24 | 0.087 | 0.004 | 14.187 | 0.113 |
| | 24 | 0.683 | 0.009 | 9.458 | 0.170 |
| | 24 | 0.35 | 0.006 | 11.584 | 0.139 |
| v5 | 29 | 0.262 | 0.005 | 12.689 | 0.127 |
| | 29 | 0.499 | 0.006 | 11.584 | 0.139 |
| | 29 | 0.53 | 0.007 | 10.724 | 0.150 |
| V4 | 34 | 0.428 | 0.006 | 11.584 | 0.139 |
| | 34 | 0.358 | 0.005 | 12.689 | 0.127 |
| V3 | 39 | 0.360 | 0.005 | 12.689 | 0.127 |
| | 39 | 0.185 | 0.004 | 14.187 | 0.113 |
| | 39 | 0.767 | 0.007 | 10.724 | 0.127 |
| V2 | 44 | 0.014 | 0.003 | 16.382 | 0.098 |
| | 44 | 0.731 | 0.006 | 11.584 | 0.139 |
| V1 | 49 | 0.039 | 0.003 | 16.382 | 0.098 |
| $\Sigma \Delta\sigma_r$ | | | | | 3.149 |

Tab .V.10.pertes dues au recul d'ancrage.

V.6.1.3.Pertes dues au raccourcissement élastique du béton :

Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures précontraintes, la mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble. La mise en tension d'un deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble. De même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Pour le calcul de ces pertes, les règles du béton précontraint aux états limites (B.P.E.L)

proposent la formule suivante : $\Delta\sigma_{racc}(x)=\frac{1}{2}\sigma b(x)\frac{Ep}{Eij}$.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \mathbf{EP} : \text{ module d'élasticité des armatures} = \mathbf{190\ 000\ Mpa.} \\ \mathbf{Eij} : \text{ Module de déformation instantané du béton au jour « j » ;} \\ \mathbf{Eij=11000 \sqrt{fcj3}=17461.415}(\text{à 28 jours}). \end{cases}$$

Chapitre V : étude de la précontrainte.

$$\sigma_{b(x)}: \text{contrainte normale du béton} : \sigma_{b(x)} = \frac{P}{S} + \frac{Pxe^2}{I} - \frac{Mxe}{I}$$

Avec :

P: Effort de précontrainte.

e(x) : excentricité du câble de précontrainte.

M: Moments fléchissants dû au poids propre et aux surcharges.

Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont résumées dans le tableau suivant:

| N° du voussoir | X(m) | M(t.m) | P(t) | s (m ²) | V(m) | I(m ⁴) | e(m) | $\sigma_{b(x)}$ (MPa) | $\Delta\sigma_{raccor(x)}$ (MPa) |
|--|------|-----------|----------|---------------------|-------|--------------------|-------|-----------------------|----------------------------------|
| 1/2 vs pile | 4 | 36391.543 | 8317.812 | 14.050 | 2.454 | 71.410 | 2.304 | 0.362 | 0.914 |
| V9 | 9 | 30641.108 | 7906.275 | 13.105 | 2.146 | 52.859 | 1.996 | 0.422 | 1.065 |
| V8 | 14 | 24253.753 | 7074.727 | 12.271 | 1.875 | 39.188 | 1.725 | 0.461 | 1.165 |
| V7 | 19 | 18704.177 | 6162.110 | 11.548 | 1.64 | 29.267 | 1.49 | 0.488 | 1.232 |
| V6 | 24 | 13943.051 | 5165.685 | 10.936 | 1.441 | 22.191 | 1.291 | 0.492 | 1.242 |
| V5 | 29 | 9927.621 | 4099.613 | 10.436 | 1.278 | 17.253 | 1.128 | 0.461 | 1.164 |
| V4 | 34 | 6621.714 | 3003.726 | 10.046 | 1.151 | 13.916 | 1.001 | 0.390 | 0.984 |
| V3 | 39 | 3995.729 | 1950.368 | 9.768 | 1.061 | 11.791 | 0.911 | 0.282 | 0.713 |
| V2 | 44 | 2026.648 | 1036.692 | 9.602 | 1.007 | 10.616 | 0.857 | 0.161 | 0.406 |
| V1 | 49 | 698.027 | 362.849 | 9.546 | 0.989 | 10.241 | 0.839 | 0.0576 | 0.146 |
| $\Sigma\Delta\sigma_{raccor(x)}$ | | | | | | | | | 9.031 |

Tab V.11. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

Donc la somme des pertes instantanées est égale à :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frott} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{racc(x)}$$

$$\Delta\sigma_{inst} = 4843.201 + 3.149 + 9.031 = 4855.381 \text{ Mpa.}$$

V.6.2. Pertes de tension différées :

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans les calculs de l'ouvrage.

V.6.2.1. Pertes dus au retrait du béton :

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton adjacent.

Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte. La perte de tension à l'instant « t » sera :

$$\Delta\sigma_{rt} = E_p \cdot \varepsilon_r(t)$$

Avec:

$$\varepsilon_{rt}(t) = \varepsilon_{rt} \cdot r(t)$$

- ❖ ε_{rt} : est le retrait total du béton. ($2 \cdot 10^{-4}$ en climat humide selon **BPEL**)
- ❖ $r(t)$: Une fonction du temps variant de **0** à **1**, quand **t** varie de **0** à l'infini à partir du bétonnage.
- ❖ E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 190 \text{ KN/mm}^2$).

Chapitre V : étude de la précontrainte.

Alors : $\Delta\sigma_{rt}=190000 \times 2.10^{-4} = 38 \text{ MPa}$.

V.6.2.2. Pertes dus au fluage du béton :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le BPEL la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{flu} = \frac{E_p}{E_{ij}} \times (\sigma_b \cdot \sigma_{max}).$$

Où :

E_p : Module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge **j jours**.

σ_{Max} et σ_b sont respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportée par le béton dans la section considérée au niveau de centre de gravité des armatures de précontrainte.

D'après les règlements **BPEL**, on estime que :

$$\sigma_{max} \leq 1,5 \sigma_b :$$

$$\Delta\sigma_{flu} = 2,5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Les valeurs des pertes par fluage sont données dans le tableau suivant :

| N° du voussoir | X(m) | M(t.m) | P(t) | s(m ²) | V(m) | I(m ⁴) | e(m) | $\sigma_{b(x)}$ (MPa) | $\Delta\sigma_{flu}(x)$ (MPa) |
|-------------------------------|------|-----------|----------|---------------------|-------|--------------------|-------|-----------------------|-------------------------------|
| 1/2 vs pile | 4 | 36391.543 | 8317.812 | 14.050 | 2.454 | 71.410 | 2.304 | 0.362 | 4.569 |
| V9 | 9 | 30641.108 | 7906.275 | 13.105 | 2.146 | 52.859 | 1.996 | 0.422 | 5.324 |
| V8 | 14 | 24253.753 | 7074.727 | 12.271 | 1.875 | 39.188 | 1.725 | 0.461 | 5.824 |
| V7 | 19 | 18704.177 | 6162.110 | 11.548 | 1.64 | 29.267 | 1.49 | 0.488 | 6.162 |
| V6 | 24 | 13943.051 | 5165.685 | 10.936 | 1.441 | 22.191 | 1.291 | 0.492 | 6.208 |
| V5 | 29 | 9927.621 | 4099.613 | 10.436 | 1.278 | 17.253 | 1.128 | 0.461 | 5.821 |
| V4 | 34 | 6621.714 | 3003.726 | 10.046 | 1.151 | 13.916 | 1.001 | 0.390 | 4.919 |
| V3 | 39 | 3995.729 | 1950.368 | 9.768 | 1.061 | 11.791 | 0.911 | 0.282 | 3.564 |
| V2 | 44 | 2026.648 | 1036.692 | 9.602 | 1.007 | 10.616 | 0.857 | 0.161 | 2.031 |
| V1 | 49 | 698.027 | 362.849 | 9.546 | 0.989 | 10.241 | 0.839 | 0.0576 | 0.728 |
| $\Sigma\Delta\sigma_{flu}(x)$ | | | | | | | | | 45.150 |

Tab V.12. Pertes de tension dues au fluage du béton.

V.6.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers de précontrainte :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique, utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à **30** ou **40 %** de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers :

- Aciers à la relaxation normale : **RN**.
- Aciers à très base relaxation : **TBR**.

Compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers **TBR**.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à **1000** heures exprimée en % (ρ_{1000}).

En général : $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers **TBR**.

Chapitre V : étude de la précontrainte.

Le BPEL91 propose pour le calcul de la perte finale par la relaxation des aciers actifs la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{relax} = \frac{6}{100} * \rho_{1000} * \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu \right)$$

- ❖ $\sigma_{pi}(x)$: est la contrainte initiale de l'armature, après pertes instantanée $\sigma_{pi}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_{inst}$
- ❖ F_{prg} : Contrainte limite de rupture garantie = **1770 MPa.**
- ❖ $\sigma_0 = 1416$ MPa.
- ❖ $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers TBR.
- ❖ μ_0 : coefficient pris égale à :
 - 0.43 : Pour les aciers **TBR.**
 - 0.30 : Pour les aciers **RN.**
 - 0.35 : Pour les autres aciers.

Application : $\Delta\sigma_{pi} = \frac{6}{100} * 2.5 * \left(\frac{1416}{1770} - 0.43 \right) * 1416 = 78.588$ MPa.

Le reste des résultats du calcul des pertes pour chaque câble sont donnés par le tableau suivant :

| N° de voussoir | X (m) | $\Delta\sigma_{inst}$ (MPa) | σ_0 (MPa) | $\sigma_{pi}(x)$ (MPa) | $\Delta\sigma_{relax}$ (MPa) |
|--|-------|-----------------------------|------------------|------------------------|------------------------------|
| 1/2 vs pile | 4 | 180.474 | 1416 | 1235.526 | 49.675 |
| V9 | 9 | 172.65 | 1416 | 1243.35 | 50.814 |
| | 9 | 221.487 | 1416 | 1194.513 | 43.874 |
| V8 | 14 | 203.699 | 1416 | 1212.301 | 46.355 |
| | 14 | 208.785 | 1416 | 1207.215 | 45.640 |
| V7 | 19 | 197.411 | 1416 | 1218.589 | 47.245 |
| | 19 | 179.21 | 1416 | 1236.79 | 49.858 |
| | 19 | 283.56 | 1416 | 1132.44 | 35.637 |
| V6 | 24 | 122.452 | 1416 | 1293.548 | 58.368 |
| | 24 | 268.017 | 1416 | 1147.983 | 37.638 |
| | 24 | 188.829 | 1416 | 1227.171 | 48.470 |
| V5 | 29 | 185.54 | 1416 | 1230.46 | 48.943 |
| | 29 | 242.576 | 1416 | 1173.424 | 41.002 |
| | 29 | 249.848 | 1416 | 1166.152 | 40.029 |
| V4 | 34 | 243.335 | 1416 | 1172.665 | 40.900 |
| | 34 | 226.775 | 1416 | 1189.225 | 43.147 |
| V3 | 34 | 226.979 | 1416 | 1189.021 | 43.119 |
| | 39 | 202.929 | 1416 | 1213.071 | 46.463 |
| | 39 | 336.327 | 1416 | 1079.673 | 29.148 |
| V2 | 44 | 179.075 | 1416 | 1236.925 | 49.877 |
| | 44 | 344.427 | 1416 | 1071.573 | 28.194 |
| V1 | 49 | 203.318 | 1416 | 1212.682 | 46.408 |
| $\Sigma\Delta\sigma_{relax}$ | | | | | 970.813 |

Tab. V.13. Pertes dues à la relaxation des aciers de précontrainte.

V.6.2.4. Pertes différées totales :

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

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_{rt} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{relax}$$

$$\Delta\sigma_{deff} = 45.150 + 38 + \frac{5}{6} \times 970.813 = 892.161 \text{ Mpa.}$$

V.6.3. Calcul des pertes totales :

Les pertes totales données par :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff.}$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 4855.38 + 892.161 = 5747.541 \text{ Mpa.}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à :

$$100 * \frac{6378.851}{22 \times 1416} = 18.45\%$$

Remarque :

Les pertes de tension sont inférieures à **25%** (qu'on a supposé lors du calcul), donc les 22 câbles peuvent reprendre les charges considérées.

Pour notre projet, on maintient le nombre de câbles précédents (**22** câbles de **12T15**spar âme).

V.7. Calcul des pertes de tension pour les câbles de continuité :

La démarche à suivre pour la détermination des pertes est la même que celle de l'étude de la précontrainte du fléau. Les tableaux ci-dessous donnent les résultats des différentes pertes

❖ La travée intermédiaire :

| Vousoir | $\Delta\sigma_{inst}$ | $\Delta\sigma_{différées}$ | $\Delta\sigma_{totale}$ |
|-----------------|-----------------------|----------------------------|-------------------------|
| V4 | 167.315 | 94.166 | 261.481 |
| V3 | 117.770 | 103.036 | 220.806 |
| V2 | 185.240 | 94.347 | 279.587 |
| V1 | 136.328 | 103.327 | 239.655 |
| Vcla | 231.965 | 90.952 | 322.917 |
| V1 | 190.544 | 97 | 287.544 |
| V2 | 139.347 | 101.792 | 241.139 |
| V3 | 303.549 | 77.228 | 380.777 |
| V4 | 281.529 | 78.563 | 360.092 |
| La somme | | | 2593.998 |

Tab. V.14. Pertes de continuité de précontrainte de la travée centrale.

$$\Delta\sigma_{total}\% = 100 * \frac{2593.998}{11 * 1416} = 16.654\%$$

➤ Les pertes de tension sont inférieures à 25%, Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 22 câbles de 12T15s. (11 câbles dans chaque gousset)

❖ Travée de rive :

| Voussoir | $\Delta\sigma_{inst}$ | $\Delta\sigma_{différées}$ | $\Delta\sigma_{totale}$ |
|-----------------|-----------------------|----------------------------|-------------------------|
| V4 | 147.315 | 103.125 | 250.44 |
| V3 | 107.32 | 115.089 | 222.409 |
| V2 | 165.232 | 98.689 | 263.921 |
| V1 | 121.823 | 108.36 | 230.183 |
| Vcla | 0 | 98.365 | 98.365 |
| Vcul | 147.315 | 103.125 | 250.44 |
| La somme | | | 1065.318 |

Tab. V.15. Pertes de continuité de précontrainte de la travée de rive.

$$\Delta\sigma_{total}\% = 100 * \frac{1065.318}{6 * 1416} = 12.54\%$$

➤ Les pertes de tension sont inférieures à 25%, Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 12 câbles de 12T15s. (6 câbles dans chaque gousset).

V.8. Vérification des contraintes :

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

On distingue deux phases :

- En phase de construction.
- En phase de service.

V.8.1. Vérification des contraintes en phase de construction :

En phase de construction, on doit vérifier que :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|V}{I} \geq \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M|V'}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

- σ_{sup} : Contrainte créée dans la section de la fibre supérieure.
- σ_{inf} : Contrainte créée dans la section de la fibre inférieure.
- **P** : Effort de précontrainte.
- **S**: Section transversale du voussoir.
- **M** : Moment généré par application des charges.
- **V** : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.
- **V'** : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.
- $\overline{\sigma_{bt}}$: Contrainte admissible de traction.
- $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible de compression.

Avec :
$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 24\text{Mpa} & \text{(en phase de construction).} \\ \sigma_{bt} = 0\text{ MPa} & \text{(car est justifié en classe I).} \end{cases}$$

Donc on doit vérifier que : $\sigma_{sup} \geq 0\text{Mpa.}$
 $\sigma_{inf} \leq 24\text{Mpa.}$

Chapitre V : étude de la précontrainte.

Tableau des contraintes supérieures et contraintes inférieures pour le demi-fléau (En phase de construction).

| x | moment | I(m ⁴) | S(m ²) | e(m) | V'(m) | V(m) | Nchoisi | P(t) | σ_{sup} (Mpa) | σ_{inf} (Mpa) |
|----|-----------|--------------------|--------------------|-------|-------|-------|---------|---------|----------------------|----------------------|
| 0 | 36391.543 | 71.41 | 14.05 | 2.304 | 3.546 | 2.454 | 44 | 8411.04 | 0.140 | 14.434 |
| 4 | 30641.108 | 52.859 | 13.105 | 1.996 | 3.223 | 2.146 | 42 | 8028.72 | 0.193 | 15.038 |
| 9 | 24253.753 | 39.188 | 12.271 | 1.725 | 2.939 | 1.875 | 38 | 7264.08 | 0.311 | 14.712 |
| 14 | 18704.177 | 29.267 | 11.548 | 1.49 | 2.693 | 1.64 | 34 | 6499.44 | 0.574 | 13.928 |
| 19 | 13943.051 | 22.191 | 10.936 | 1.291 | 2.484 | 1.441 | 28 | 5352.48 | 0.327 | 12.767 |
| 24 | 9927.621 | 17.253 | 10.436 | 1.128 | 2.314 | 1.278 | 22 | 4205.52 | 0.190 | 10.982 |
| 29 | 6621.714 | 13.916 | 10.046 | 1.001 | 2.181 | 1.151 | 16 | 3058.56 | 0.100 | 8.624 |
| 34 | 3995.729 | 11.791 | 9.768 | 0.911 | 2.086 | 1.061 | 12 | 2293.92 | 0.633 | 5.720 |
| 39 | 2026.648 | 10.616 | 9.602 | 0.857 | 2.029 | 1.007 | 6 | 1146.96 | 0.204 | 3.189 |
| 44 | 698.027 | 10.241 | 9.546 | 0.839 | 2.011 | 0.989 | 2 | 382.32 | 0.036 | 1.141 |
| 49 | 0 | 10.241 | 9.546 | 0.839 | 2.011 | 0.989 | 0 | 0 | 0.000 | 0.000 |

Tab. V.16. Vérification des contraintes du demi-fléau.

✓ **Remarque :**

On remarque, d'après le tableau précédent que les contraintes trouvées à la fibre inférieure sont inférieures à la contrainte admissible de compression. Les contraintes de la fibre supérieure sont légèrement supérieures à la contrainte admissible de traction. Alors notre ouvrage travaille en sécurité en phase de réalisation.

V.8.2. Vérification des contraintes en phase de service :

Dans cette phase, il y a deux vérifications à faire :

- ❖ Premier cas où l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme les surcharges de la superstructure (poids du trottoir, glissière de sécurité...Etc.) c'est-à-dire la vérification à vide.
- ❖ Deuxième cas où l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges D'exploitations.

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{PeV}{I} + \frac{|M|V}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{PeV'}{I} - \frac{|M|V'}{I}$$

Etat à vide :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} \geq 0 \text{ Mpa.} \\ \sigma_{inf} \leq 24 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

État en charge :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} \leq 24 \text{ Mpa} \\ \sigma_{inf} \geq 0. \end{array} \right.$$

Chapitre V : étude de la précontrainte.

V.8.2.1. Etat à vide :

Valeurs des contraintes pour la travée centrale (à vide) :

| N° du voussoir | M(t.m) | I(m ⁴) | S(m ²) | V'(m) | V(m) | d'(m) | e'(m) | N | P(t) | σ_{sup} (Mpa) | σ_{inf} (Mpa) |
|----------------------|----------|--------------------|--------------------|-------|-------|-------|-------|----|---------|----------------------|----------------------|
| V'4 | 1150.162 | 13.916 | 10.046 | 2.181 | 1.151 | 0.15 | 2.031 | 4 | 764,64 | 0,428 | 1,392 |
| V'3 | 3795.419 | 11.791 | 9.768 | 2.086 | 1.061 | 0.15 | 1.936 | 12 | 2293,92 | 1,767 | 3,491 |
| V'2 | 5723.556 | 10.616 | 9.602 | 2.029 | 1.007 | 0.15 | 1.879 | 18 | 3440,88 | 2,880 | 5,001 |
| V'1 | 6946.993 | 10.241 | 9.546 | 2.011 | 0.989 | 0.15 | 1.861 | 22 | 4205,52 | 3,556 | 6,133 |
| V _{clavage} | 7514.432 | 10.241 | 9.546 | 2.011 | 0.989 | 0.15 | 1.861 | 22 | 4205,52 | 4,104 | 5,018 |
| V1 | 7089.833 | 10.241 | 9.546 | 2.011 | 0.989 | 0.15 | 1.861 | 22 | 4205,52 | 3,694 | 5,852 |
| V2 | 5723.556 | 10.616 | 9.602 | 2.029 | 1.007 | 0.15 | 1.879 | 18 | 3440,88 | 2,880 | 5,001 |
| V3 | 4152.376 | 11.791 | 9.768 | 2.086 | 1.061 | 0.15 | 1.936 | 12 | 2293,92 | 2,089 | 2,859 |
| V4 | 1613.507 | 13.916 | 10.046 | 2.181 | 1.151 | 0.15 | 2.031 | 4 | 764,64 | 0,811 | 0,666 |

Tab. V.17. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée intermédiaire).

Valeurs des contraintes pour la travée de rive (à vide) :

| N° du voussoir | M(t.m) | I(m ⁴) | S(m ²) | V(m) | V'(m) | e'(m) | N | P(t) | σ_{sup} (Mpa) | σ_{inf} (Mpa) |
|--------------------|----------|--------------------|--------------------|-------|-------|-------|----|---------|----------------------|----------------------|
| V _{culée} | 2999.232 | 10.241 | 9.546 | 0.989 | 2.011 | 1.861 | 12 | 2293,92 | 1,177 | 4,896 |
| V _{cla} | 3359.317 | 10.241 | 9.546 | 0.989 | 2.011 | 1.861 | 12 | 2293,92 | 1,525 | 4,189 |
| V1 | 3791.704 | 10.241 | 9.546 | 0.989 | 2.011 | 1.861 | 12 | 2293,92 | 1,942 | 3,340 |
| v2 | 3526.933 | 10.616 | 9.602 | 1.007 | 2.029 | 1.879 | 12 | 2293,92 | 1,646 | 3,886 |
| v3 | 2565.881 | 11.791 | 9.768 | 1.061 | 2.086 | 1.936 | 8 | 1529,28 | 1,210 | 2,264 |
| v4 | 883.791 | 13.916 | 10.046 | 1.151 | 2.186 | 2.036 | 4 | 764,64 | 0,204 | 1,818 |

Tab. V.18. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée de rive).

✓ Remarque n° 1 :

D'après les tableaux ci-dessus, on remarque que les conditions de vérification des contraintes à vide sont vérifiées, donc notre ouvrage est en sécurité dans l'état vide.

V.8.2.2.état en charge :

Valeurs des contraintes pour la travée intermédiaire en charge :

| N° du voussoir | M(t.m) | I(m ⁴) | S(m ²) | V'(m) | V(m) | d'(m) | e'(m) | N | P(t) | σ_{sup} (Mpa) | σ_{inf} (Mpa) |
|----------------------|-----------|--------------------|--------------------|-------|-------|-------|-------|----|---------|----------------------|----------------------|
| V'4 | 1736.551 | 13.916 | 10.046 | 2.181 | 1.151 | 0.15 | 2.031 | 4 | 764,64 | 0,913 | 0,473 |
| V'3 | 5254.6 | 11.791 | 9.768 | 2.086 | 1.061 | 0.15 | 1.936 | 12 | 2293,92 | 3,080 | 0,909 |
| V'2 | 7803.099 | 10.616 | 9.602 | 2.029 | 1.007 | 0.15 | 1.879 | 18 | 3440,88 | 4,852 | 1,027 |
| V'1 | 9382.944 | 10.241 | 9.546 | 2.011 | 0.989 | 0.15 | 1.861 | 22 | 4205,52 | 5,909 | 1,349 |
| V _{clavage} | 10030.609 | 10.241 | 9.546 | 2.011 | 0.989 | 0.15 | 1.861 | 22 | 4205,52 | 6,534 | 0,077 |
| V1 | 9326.077 | 10.241 | 9.546 | 2.011 | 0.989 | 0.15 | 1.861 | 22 | 4205,52 | 5,854 | 1,461 |
| V2 | 7734.032 | 10.616 | 9.602 | 2.029 | 1.007 | 0.15 | 1.879 | 18 | 3440,88 | 4,787 | 1,159 |
| V3 | 5176.74 | 11.791 | 9.768 | 2.086 | 1.061 | 0.15 | 1.936 | 12 | 2293,92 | 3,010 | 1,047 |
| V4 | 1648.831 | 13.916 | 10.046 | 2.181 | 1.151 | 0.15 | 2.031 | 4 | 764,64 | 0,840 | 0,611 |

Tab. V.19. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée intermédiaire).

Chapitre V : étude de la précontrainte.

Valeurs des contraintes pour la travée de rive en charge :

| N° du voussoir | M(t.m) | I(m ⁴) | S(m ²) | V(m) | V'(m) | e'(m) | N | P(t) | σ_{sup} (Mpa) | σ_{inf} (Mpa) |
|----------------|----------|--------------------|--------------------|-------|-------|-------|----|---------|----------------------|----------------------|
| Vcul | 4591.97 | 10.241 | 9.546 | 0.989 | 2.011 | 1.861 | 12 | 2293,92 | 2,715 | 1,769 |
| Vcla | 4776.233 | 10.241 | 9.546 | 0.989 | 2.011 | 1.861 | 12 | 2293,92 | 2,893 | 1,407 |
| V1 | 5176.715 | 10.241 | 9.546 | 0.989 | 2.011 | 1.861 | 12 | 2293,92 | 3,280 | 0,621 |
| v2 | 4815.615 | 10.616 | 9.602 | 1.007 | 2.029 | 1.879 | 12 | 2293,92 | 2,868 | 1,423 |
| v3 | 3517.03 | 11.791 | 9.768 | 1.061 | 2.086 | 1.936 | 8 | 1529,28 | 2,066 | 0,581 |
| v4 | 1238.754 | 13.916 | 10.046 | 1.151 | 2.186 | 2.036 | 4 | 764,64 | 0,498 | 1,261 |

Tab. V.20.Vérification des contraintes de continuité en charge (travée de rive).

✓ **Remarque n°2 :**

D'après les tableaux ci-dessus, on remarque que les conditions de vérification des contraintes sont vérifiées donc notre ouvrage est en sécurité en état de charge.

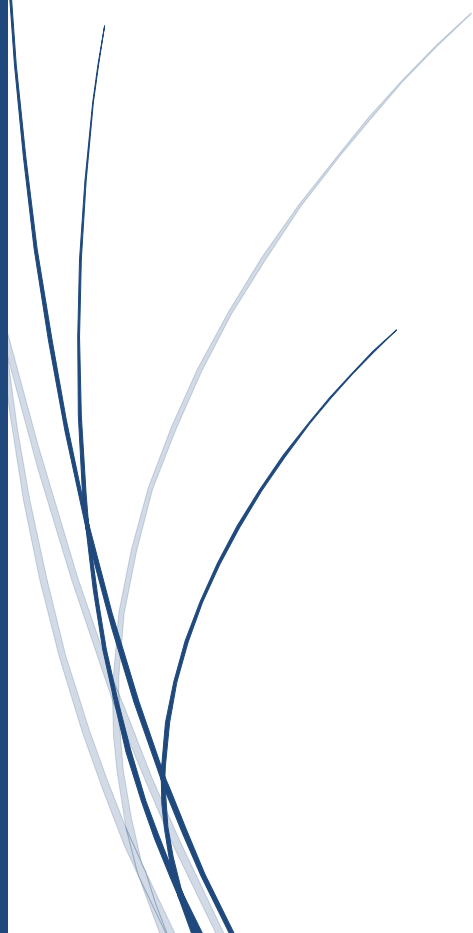
V.9.Conclusion :

D'après les calculs et les vérifications effectués, on conclut que l'ouvrage travaille en sécurité.

N.B : voir l'annexe **B** pour les différents diagrammes des moments fléchissant sous les différentes combinaisons à l'**ELU** et l'**ELS**.

CHAPITRE VI

Etude transversal



VI.1. Introduction :

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellements successifs est la section tubulaire (caisson) du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieures et inférieures.

Elle assure la transmission des charges verticales aux appuis et empêche la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur les sections dangereuses qui sont les sections sur pile et à la clé (les moments de flexion y sont max).

VI.2. Modélisation :

La modélisation est effectuée par le logiciel **Robot Structural**. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) et appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis doubles à l'extrémité de chaque âme.

Pour chaque voussoir, on prendra une longueur unitaire égale à 1m. Les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

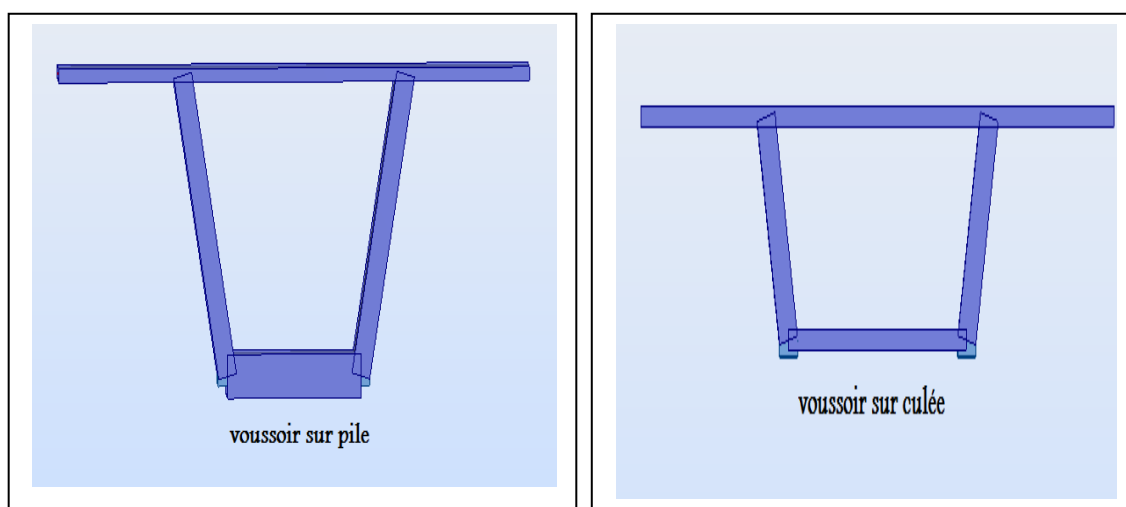


Fig.VI.1. Modélisation des voussoirs.

VI.3. Définition des charges :

VI.3.1. Les charges permanentes :

VI.3.1.1. Le poids propre du caisson :

Le poids propre du caisson est pris en compte automatiquement par le logiciel.

VI.3.1.2. Revêtement:

$$P_{\text{rev}} = 0.01 \times 11.5 \times 2 + 0.076 \times 11.5 \times 2,4$$

$$P_{\text{rev}} = 2.33 \text{ t/m.}$$

VI.3.1.3.Poids propre du trottoir et corniche :

$$P(x)=2.5 \times 0.277=0.693 \text{ t/ml}$$

VI.3.1.4.Le garde-corps :

Le poids d'un garde-corps est estimé selon le RCPR à **0,1 t/ml**.

Donc : $P_{gc} = 0.1 \text{ t}$.

VI.3.1.5.Glissières de sécurité du pont :

Les glissières souples standards sont les plus utilisées. Elles sont composées d'éléments glissants .Leur poids est pris égal à : $P_{gl} = 0,06 \text{ t}$.

VI.3.2.Les surcharges d'exploitation :

VI.3.2.1.Système de charge A :

$$A(L) = 0,73 \text{ t/ m}^2$$

VI.3.2.2.Système de charge Bc:

Ce système comporte des charges ponctuelles. Les surcharges **B** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta_{bc} = 1,034$.

VI.3.2.3.Système de charge Bt :

Représenté par une charge ponctuelle roulante, elles sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta_{bt} = 1,032$.

VI.3.2.4.Charges militaires Mc120 :

Ce système a une charge de **110t** répartie sur une longueur de **6.1m** et multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta_{bt} = 1,033$.

VI.3.2.5.Charges exceptionnelles D240 :

Charges uniformément réparties qui vaut selon le RCPR : **240t** sur une largeur de **3,2 m**.

VI.3.2.6.Surcharges sur les trottoirs :

D'après le RCPR, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de **150 kg/m** de façon à produire l'effet maximal envisagé. Alors: $S_t = 0.15 \text{ t/ml}$.

VI.4.Les combinaisons d'actions :

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le RCPR :

| / | ELU | ELS |
|---------|-----------------------|-------------------|
| Comb. 1 | 1.35G+1.6(A+St) | G+1.2(A+St) |
| Comb.2 | 1,35G + 1,6 (Bt+ St) | G + 1,2 (Bt+ St) |
| Comb.3 | 1,35G + 1,6 (Bc + St) | G + 1,2 (Bc + St) |
| Comb.4 | 1.35(G+Mc120) | G+MC120 |
| Comb.5 | 1.35(G+D240) | G+D240 |

Tab.VI.1.Les différentes combinaisons.

Avec :

G : Charges permanentes.

A(I) : Système de charges **A** définies dans le **fascicule 61 titres II**.

Bc et Bt: Système de charges **B** défini dans le **fascicule 61 titre II**.

Mc120: Charges militaires: système de charges **M** défini dans le **fascicule 61 titre II**.

D240 :Charges exceptionnelles(**fascicule 61 titre II**.)

VI.5.Détermination des efforts max:

Après analyse de la structure par le logiciel **Robot Structural**, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont :

A l'ELU : $1,35G + 1,6 (Bt + St)$.

A l'ELS : $G + 1,2 (Bt + St)$.

Chapitre VI : Etude transversale.

| section sur pile | | M _u (t.m) | M _{ser} (t.m) | N _u (t.m) | N _{ser} (t.m) |
|------------------|----------------|----------------------|------------------------|----------------------|------------------------|
| dalle supérieure | moment positif | 20.953 | 15.698 | / | / |
| | moment négatif | -33.146 | -24.820 | / | / |
| Dalle inférieure | moment positif | 6.423 | -12.354 | / | / |
| | moment négatif | -16.498 | 4.850 | / | / |
| Ame droite | moment positif | 23.431 | 17.614 | 45.503 | 33.960 |
| | moment négatif | -7.639 | -5.737 | | |
| Ame gauche | moment positif | 25.920 | 19.463 | 41.596 | 31.033 |
| | moment négatif | -16.498 | -12.345 | | |

Tab.VI.2.Valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.

| section sur clé | | Mu(t.m) | Mser (t.m) | Nu (t.m) | Nser (t.m) |
|------------------|----------------|---------|------------|----------|------------|
| dalle supérieure | moment positif | 17.513 | 13.119 | / | / |
| | moment négatif | -29.596 | -22.160 | / | / |
| dalle inférieure | moment positif | 0.437 | 0.319 | / | / |
| | moment négatif | -2.096 | -1.558 | / | / |
| âme droite | moment positif | 20.014 | 15.058 | 38.920 | 29.063 |
| | moment négatif | -2.096 | -1.558 | | |
| âme gauche | moment positif | 20.014 | 15.058 | 38.920 | 29.063 |
| | moment négatif | -2.096 | -1.558 | | |

Tab.VI.3.Valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.

N.B: Voir l'annexe C pour les diagrammes des moments fléchissant.

VI.6 .Vérifications:

VI.6.1.Vérification de l'effort tranchant :

La formule de vérification est donnée par le (BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement ultime.

b : la largeur de la section=1m.

d : hauteur utile=h-c.

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible.

Avec la fissuration préjudiciable, on a :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right).$$

Avec : f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours=40Mpa.

γ_b : coefficient de sécurité : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$

Chapitre VI : Etude transversale.

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux ci-dessous :

❖ Section sur pile:

| section | b(m) | d(m) | Vu(t) | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | obs |
|-----------|------|------|--------|----------------|----------------------|----------|
| Dalle sup | 1 | 0.2 | 23.669 | 1.183 | 4 | vérifiée |
| Dalle inf | 1 | 0.75 | 5.480 | 0.073 | 4 | vérifiée |
| Ame | 1 | 0.45 | 6.595 | 0.147 | 4 | vérifiée |
| Aille | 1 | 0.2 | 3.398 | 0.169 | 4 | vérifiée |

Tab.VI.4.Vérification de l'effort tranchant (section sur pile).

❖ Culée

| section | b(m) | d(m) | Vu(t) | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | obs |
|-----------|------|------|--------|----------------|----------------------|----------|
| Dalle sup | 1 | 0.2 | 22.546 | 1.127 | 4 | vérifiée |
| Dalle inf | 1 | 0.2 | 1.532 | 0.077 | 4 | vérifiée |
| Ame | 1 | 0.45 | 6.282 | 0.140 | 4 | vérifiée |
| Aille | 1 | 0.2 | 3.612 | 0.181 | 4 | vérifiée |

Tab.VI.5.Vérification de l'effort tranchant (section sur culée)

VI.6.2. Vérification au poinçonnement :

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, nous admettons qu'aucune armature transversale n'est requise si la condition suivante est satisfaite : **(BAEL 91)**.

$$Q_u \leq 0.045 U_c * H * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : valeur de la force centrée en MN : $Q_u=0.1MN$.

H : hauteur de la section.

U_c : périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillet moyen de la section.

$$U_c = d + 2 * \frac{h}{2}$$

$$U_c = 0.2 + 0.25 = 0.45m.$$

$$0.045 * 0.45 * 0.25 * 40 / 1.5 = 0.135MN \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

VI.6.3. Vérification des âmes au flambement :

Dans le but d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élançement λ de celles-ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ Avec } \lambda : \text{ élançement du poteau.}$$

l_f : la longueur de flambement.

$l_f = 0.5L_0$ car les âmes sont encastées à ses extrémités (selon BAEL91).

L_0 : est la hauteur libre de l'âme.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ Avec: } \begin{cases} i = \frac{bh^3}{12} \\ B = b.h \end{cases}$$

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad \Rightarrow \quad i = 0.144m.$$

La culée :

$$L_f = 0.5 * 2.819 = 1.409 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.409}{0.144} = 9.788 \leq 35 \text{ (pièce courte)} \quad \longrightarrow \text{condition vérifié.}$$

La pile :

$$L_f = 0.5 * 5.619 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad i = 0.144 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{0.5 * 5.619}{0.144} = 19.510 \leq 35 \text{ (pièce courte)} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La condition est satisfaite donc il n'y a pas de risque de flambement des âmes.

VI.7. Ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera selon les règles (BAEL) à l'état limite ultime (ELU), à l'état limite de service (ELS) et on prendra le cas le plus défavorable.

Les voussoirs sont subdivisés en trois éléments : les âmes verticales, dalle supérieure et inférieure.

➤ **Données du problème :**

$$f_{c28} = 40 \text{ Mpa.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (Situation courante).}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\eta = 1,6: \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$c = c' = 5 \text{ cm}$: On prend le même enrobage pour toutes les sections.

VI.7.1. Ferrailage en flexion simple pour les dalles (inférieure et supérieure) :

➤ **ELU:**

$$A_{st} = \frac{M_u}{b d \sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

A_{st} : Armatures principales.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}; \mu \leq \mu_l = 0.392 \text{ section simplement armée (Ac=0).}$$

Avec : M_u : moment fléchissant.

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b * \theta}$$

d : hauteur utile de la section : $d = h - c$.

❖ **armature de répartition :**

$$A_s = \frac{A_{st}}{3}$$

➤ **ELS:**

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{z * \sigma_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(23 f_e; 110 \sqrt{n * f_{tj}}) = 228.63 \text{ MPa.}$$

$$Z = (1 - \alpha') = 0.161 \text{ m. Avec : } d = h - c = 0.2 \text{ .}$$

$$\text{et : } \alpha' = 15 * \bar{\sigma}_{bc} / (15 * \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}) = 0.579.$$

❖ **Vérification de la condition de non de fragilité :**

$$A_s \geq A_{smin} \quad ; \quad \text{Avec : } A_{smin} \geq 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e}.$$

Remarque :

Quand la section calculée est inférieure à la section minimale $A_s \leq A_{smin}$; on prend directement A_{smin} et on applique le même principe sur les armatures transversales « A_t ».

VI.7.2. Ferrailage des âmes en flexion composée :

La section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right).$$

e_u : position du centre de pression.

❖ **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right).$$

❖ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée ($A' = 0$).

❖ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

❖ **Armatures réelles :**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

Selon le règlement (**BAEL 91**) on a:

$$A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

VI.7.3. Ferrailage de Voussoir sur pile :

| / | | b (m) | h (m) | Mu (t.m) | Ms (t.m) | Nu (t) | Ns (t) | Ast(ELU) (cm2) | Ast(ELS) (cm2) | Asmin (cm2) | Ast adopté (cm ²) | Arm trans. | Al (cm2) | Arm Long. |
|-----------|--------|-------|-------|----------|----------|--------|--------|----------------|----------------|-------------|-------------------------------|------------|----------|-----------|
| Dalle sup | Appuis | 1 | 0.25 | 33.146 | 24.820 | / | / | 62.74 | 64.37 | 3.45 | 64.37 | 8HA32 | 21.46 | 7HA20 |
| | Travée | 1 | 0.25 | 20.953 | 15.698 | / | / | 34.72 | 40.71 | 3.45 | 40.71 | 9HA25 | 13.57 | 3HA25 |
| Dalle inf | Appuis | 1 | 0.8 | 16.498 | 12.354 | / | / | 6.37 | 8.54 | 12.94 | 12.94 | 7HA16 | 4.31 | 3HA14 |
| | Travée | 1 | 0.8 | 6.423 | 4.850 | / | / | 2.47 | 3.35 | 12.94 | 12.94 | 7HA16 | 4.31 | 3HA14 |
| Ame | / | 1 | 0.5 | 25.920 | 19.463 | 45.503 | 33.960 | 36.37 | 34.302 | 7.76 | 34.302 | 8HA25 | 12.12 | 4HA20 |

Tab.VI.6. Ferrailage du voussoir sur pile.

VI.7.4. Ferrailage de Voussoir sur culée :

| / | b (m) | h (m) | Mu (t.m) | Ms (t.m) | Nu (t) | Ns (t) | Ast(ELU) (cm ²) | Ast(ELS) (cm ²) | Asmin (cm ²) | Ast adopté (cm ²) | Arm trans. | Al (cm ²) | Arm Long. | |
|-----------|--------|-------|----------|----------|--------|--------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------|-------------------------------|------------|-----------------------|-----------|-------|
| Dalle sup | Appuis | 1 | 0.25 | 29.596 | 22.160 | / | / | 53.49 | 57.470 | 3.45 | 57.470 | 8HA32 | 19.16 | 4HA25 |
| | Travée | 1 | 0.25 | 17.513 | 13.119 | / | / | 28.21 | 34.022 | 3.45 | 34.022 | 7HA25 | 11.34 | 6HA16 |
| Dalle inf | Appuis | 1 | 0.25 | 2.096 | 1.558 | / | / | 3.045 | 4.040 | 3.45 | 4.040 | 3HA14 | 1.35 | 2HA14 |
| | Travée | 1 | 0.25 | 0.437 | 0.319 | / | / | 0.629 | 0.830 | 3.45 | 3.45 | 2HA16 | 1.15 | 2HA14 |
| Ame | / | 1 | 0.5 | 20.014 | 15.058 | 38.920 | 29.063 | 29.500 | 15.350 | 7.76 | 29.500 | 4HA32 | 9.83 | 5HA16 |

Tab. VI.9. Ferrailage du voussoir sur culée.

VI.7.5. Schéma de ferrailage des voussoirs :

a) Section sur pile :

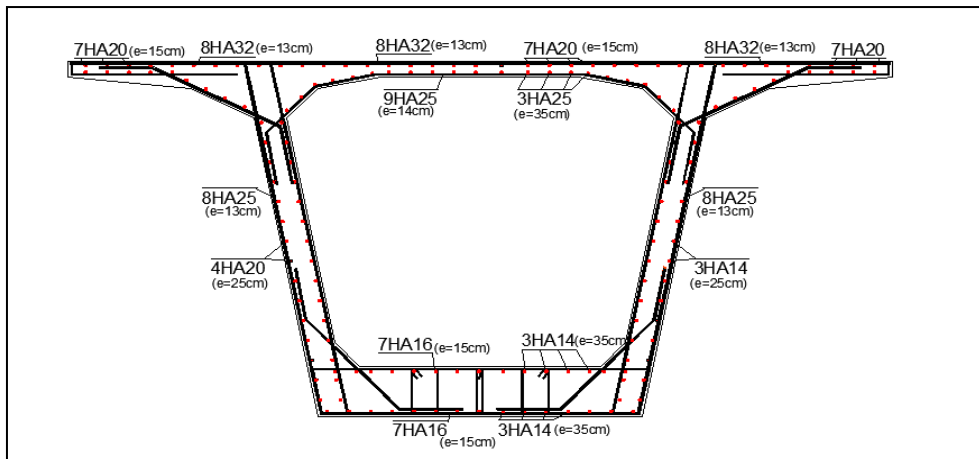


Fig VI.2. Schéma de Ferrailage du voussoir sur pile.

b) Section sur culée :

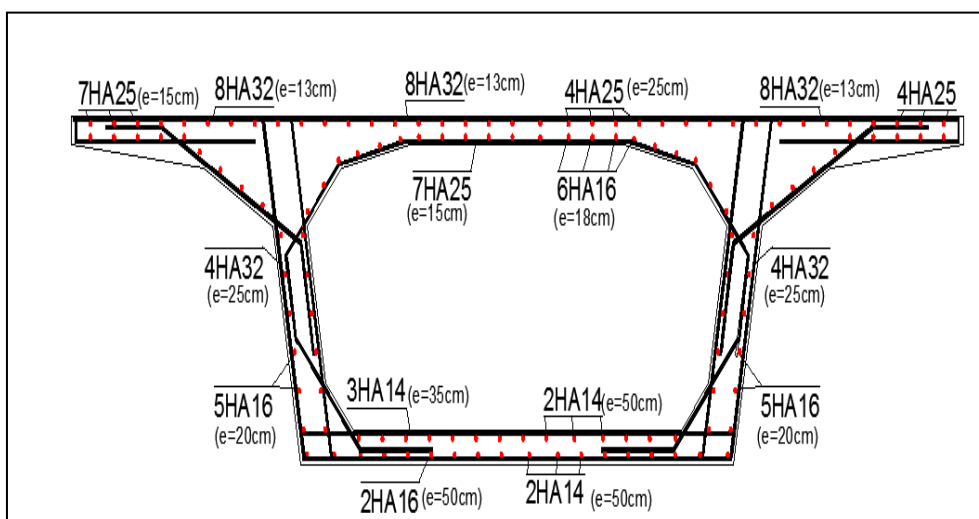


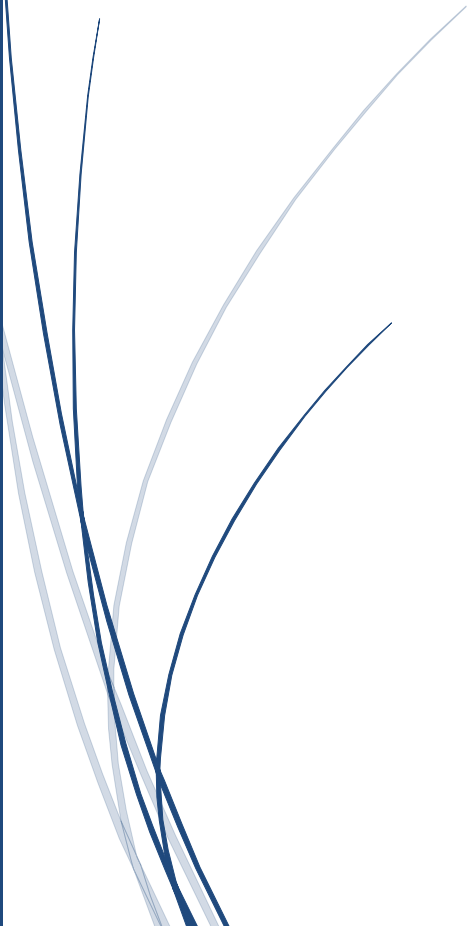
Fig VI.3. Schéma de ferrailage du voussoir à la clé.

Conclusion :

Le but de ce ferrailage est de rigidifier la section transversale du caisson qui permettra d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

CHAPITRE VII

Effort tranchant



Chapitre VII: Effort tranchant.

VII.1.Introduction :

L'effort tranchant est la projection de la résultante des efforts appliqués à droite de la section de calcul sur la normale à la fibre moyenne. Le calcul doit être effectué donc sur les sections droites de la poutre c'est-à-dire normal à la fibre moyenne et non pas sur des sections verticales ; ce qui donnerait des résultats sensiblement erronés.

Il faut tenir compte :

- Des charges et surcharges (poids propre, superstructures, charges d'exploitation).
- La réduction de l'effort tranchant dû à la précontrainte.
- L'effet **RESAL**.

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au **C.D.G** de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes, en cas de pervibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

VII.2.Détermination de l'effort tranchant :

VII.2.1.Effet hyperstatique (chargement extérieur):

L'effort tranchant hyperstatique est calculé à l'aide de l'outil informatique sous la combinaison de charge à **P'ELS** :

$$G + 1.2 (A(L) + ST)$$

VII.2.2.Effet isostatique (dû à la précontrainte) :

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-après située à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- Un effort tranchant **V** positif.
- Une composante verticale de la précontrainte **P sin(α)** qui vient se retrancher à l'effort tranchant. Le câble incliné relève les charges.

Donc on aura : $V - P \sin \alpha = 0$

Alors : $V_P = P \sin \alpha \implies P = n P_0$

n: nombre de câbles arrêtés dans le voussoir considéré.

P₀: contrainte dans le câble comptée avec **25%** de perte.

α : angle d'inclinaison du câble par rapport à l'horizontal.

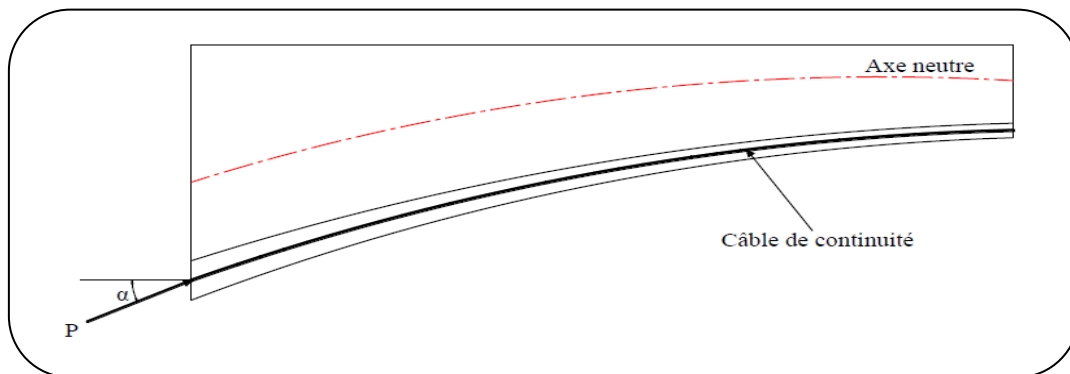


Fig.VII.1.Effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint.

Chapitre VII: Effort tranchant.

VII.2.3. Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL) :

Notre ouvrage présente une variation parabolique de la hauteur de l'intrados avec l'abscisse.

En respectant un extradados horizontal, l'intrados est donc incliné de pente : $\frac{dh}{dx}$

Dans le cas des poutres continues, près des appuis l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures est répartie suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :

$$V_{Resal} = \frac{M_{ext}}{z} * \frac{dh}{dx}$$

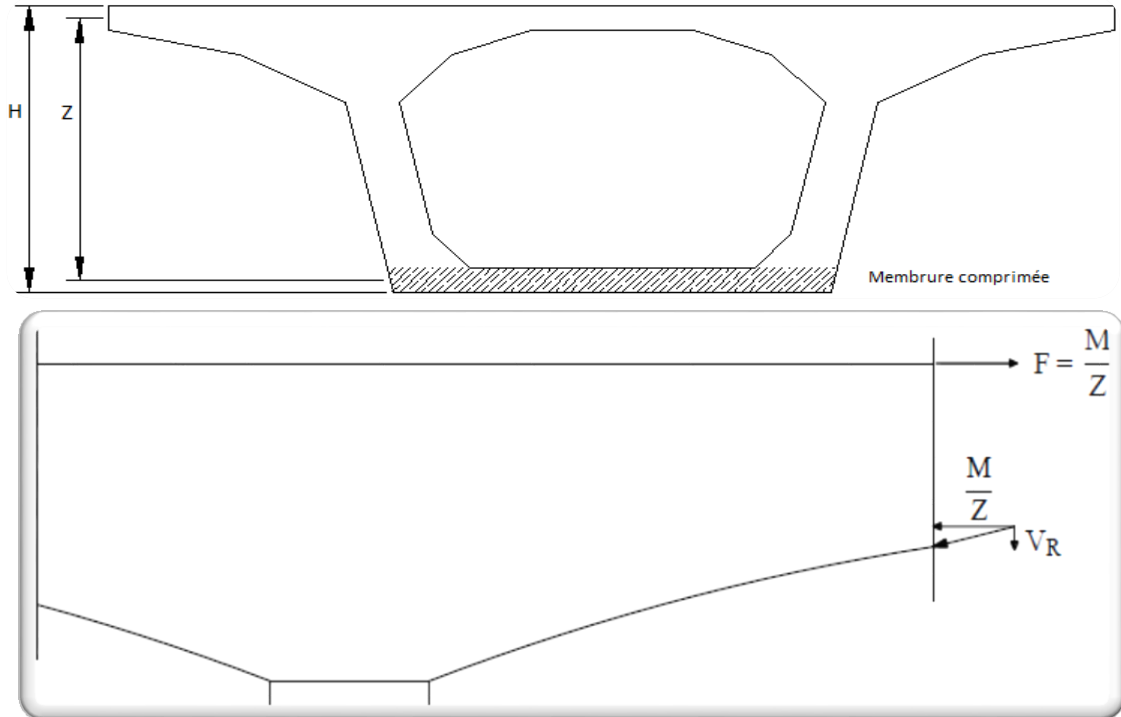


Fig. VII.2. Effet RESAL sur les poutres caisson

M_{ext} : Moment dû aux charges extérieures (sans le poids propre).

$$Z = H - 0.5x(e_s + e_i)$$

e_s : épaisseur de la dalle supérieure.

e_i : épaisseur de la dalle inférieure.

H : hauteur du voussoir

$\frac{dh}{dx}$: Pente que suit la hauteur du tablier.

VII.3. Calcul de l'effort tranchant réduit :

Donné par la relation suivante :

$$V_{réduit} = V_{exte} - V_p + V_{resal}$$

$$\begin{cases} V_{ext} : \text{effort tranchant dû au chargement extérieur.} \\ V_p : \text{effort tranchant dû à l'effet de précontrainte.} \\ V_{resal} : \text{Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL)} \end{cases}$$

Chapitre VII: Effort tranchant.

VII.4. Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V_{réduit}}{Z b_n}$$

$V_{réduit}$: Effort tranchant
 Z : Bras de levier. $Z = \left(\frac{1+\rho}{2} \right) h$
 ρ : rendement de la section.
 b_n : Epaisseur nette de l'âme, $b_n = 2 * (a_{âme} - \Phi_{gaine})$

VII.5. Vérification de contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que la contrainte de cisaillement calculée précédemment soit inférieure à la contrainte de cisaillement admissible (Selon le BPEL91):

$$\tau \leq \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2) \quad \text{Avec:} \quad \begin{cases} \bar{\tau}_1 = \sigma_x * \sigma_t + 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t) \\ \bar{\tau}_2 = b \cdot h \cdot \sigma_x * \sigma_t + 2 * \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t) \end{cases}$$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la section de calcul : $\sigma_x = \frac{p}{s}$

σ_t : Contrainte normale transversale agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément évaluée avec la largeur nette normale transversale. En l'absence d'armatures transversales de précontrainte : $\sigma_t = 0$

$$\begin{cases} f_{cj} = 40 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 3 \text{ MPa} \end{cases}$$

Exemple d'application pour le voussoir N°9 :

$$V_{ext} = 1508.42 \text{ t}$$

$$V_p = P \cdot \sin \alpha = 447.459 \text{ t} \quad \text{avec:} \quad P = n \cdot P_0 \cdot 0.75 = 764.76 \text{ et } \alpha = 0.625 \text{ rad}$$

$$V_{Résal} = \frac{M_{ext}}{z} * \frac{dh}{dx} \quad \text{Avec:} \quad \begin{cases} M_{ext} = -20474.320 \text{ t.m} \\ Z = 5.37 - 0.5 * (0.25 + 0.684) = 4.903 \text{ m} \\ V_{Résal} = -463.522 \text{ t} \frac{dh}{dx} = \left(\frac{5.37 - 4.814}{5} \right) = 0.111 \end{cases}$$

$$V_{réduit} = 1508.42 - 447.459 - 463.522 = 597.439 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{V_{réduit}}{Z * b_n} \quad \longrightarrow \quad \tau = \frac{597.439}{4.903 * 0.824} = 1.716 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_1 = 2.074 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_2 = 3.548 \text{ MPa}$$

On a $\tau = 1.716 \text{ MPa} < \min(\bar{\tau}_{1;2}) = 2.074 \text{ MPa}$, donc la section est vérifiée.

Chapitre VII: Effort tranchant.

Les résultats des autres vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Travée de rive :

| N° du voussoir | N ^{bre} de câble | α | $V_{ext}(t)$ | $M_{ext}(t.m)$ | $v_p(t)$ | $V_{résale}(t)$ | $V_{réduit}(t)$ | $\tau(MPa)$ | $\tau_1(MPa)$ | $\tau_2(MPa)$ |
|----------------|---------------------------|----------|--------------|----------------|----------|-----------------|-----------------|-------------|---------------|---------------|
| V9 | 4 | 0.625 | 1508.42 | -20474.32 | 477.459 | -463.522 | 597.439 | 1.716 | 2.074 | 3.548 |
| V8 | 4 | 0.572 | 1343.215 | -13352.287 | 413.976 | -291.455 | 637.784 | 2.053 | 2.085 | 3.564 |
| V7 | 6 | 0.497 | 1117.05 | -7376.282 | 546.946 | -152.703 | 417.402 | 1.462 | 2.189 | 3.712 |
| V6 | 6 | 0.433 | 900.155 | -2499.725 | 481.335 | -46.639 | 372.181 | 1.483 | 2.204 | 3.734 |
| V5 | 6 | 0.43 | 691.114 | 1318.818 | 478.209 | 20.857 | 233.762 | 1.021 | 2.218 | 3.753 |
| V4 | 4 | 0.393 | 488.688 | 4115.576 | 292.874 | 49.878 | 245.692 | 1.159 | 2.125 | 3.621 |
| V3 | 6 | 0.357 | 290.821 | 5917.363 | 400.885 | 45.124 | -64.940 | -0.325 | 2.238 | 3.781 |
| V2 | 4 | 0.343 | 95.702 | 6741.355 | 257.199 | 17.16 | -144.338 | -0.750 | 2.134 | 3.635 |
| V1 | 2 | 0.339 | 90.502 | 6633.658 | 127.158 | 0 | -36.656 | -0.193 | 2.020 | 3.470 |

Tableau VII.1. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.

Travée intermédiaire :

| N° du voussoir | N ^{bre} de câble | α | $V_{ext}(t)$ | $M_{ext}(t.m)$ | $v_p(t)$ | $V_{résale}(t)$ | $V_{réduit}(t)$ | $\tau(MPa)$ | $\bar{\tau}_1(MPa)$ | $\bar{\tau}_2(MPa)$ |
|----------------|---------------------------|----------|--------------|----------------|----------|-----------------|-----------------|-------------|---------------------|---------------------|
| V9 | 4 | 0.625 | 2026.171 | -28685.289 | 447.459 | -649.412 | 929.300 | 2.074 | 2.669 | 3.548 |
| V8 | 4 | 0.572 | 1467.141 | -19782.039 | 413.976 | -431.804 | 621.361 | 2.001 | 2.085 | 3.564 |
| V7 | 6 | 0.497 | 1250.145 | -12812.782 | 546.946 | -265.248 | 437.951 | 1.534 | 2.189 | 3.712 |
| V6 | 6 | 0.433 | 1041.124 | -6901.408 | 481.335 | -128.765 | 431.024 | 1.717 | 2.204 | 3.734 |
| V5 | 6 | 0.43 | 838.788 | -2011.229 | 478.209 | -31.808 | 328.771 | 1.436 | 2.218 | 3.753 |
| V4 | 4 | 0.393 | 641.212 | 1888.371 | 292.874 | 22.886 | 371.224 | 1.751 | 2.125 | 3.621 |
| V3 | 6 | 0.357 | 445.181 | 4818.405 | 400.885 | 36.743 | 81.039 | 0.405 | 2.238 | 3.781 |
| V2 | 4 | 0.343 | 260.534 | 6779.766 | 257.199 | 17.258 | 20.592 | 0.107 | 2.134 | 3.635 |
| V1 | 2 | 0.339 | 7.909 | 7798.754 | 127.158 | 0.000 | -119.249 | -0.627 | 2.02 | 3.47 |

Tableau VII.2. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de centrale.

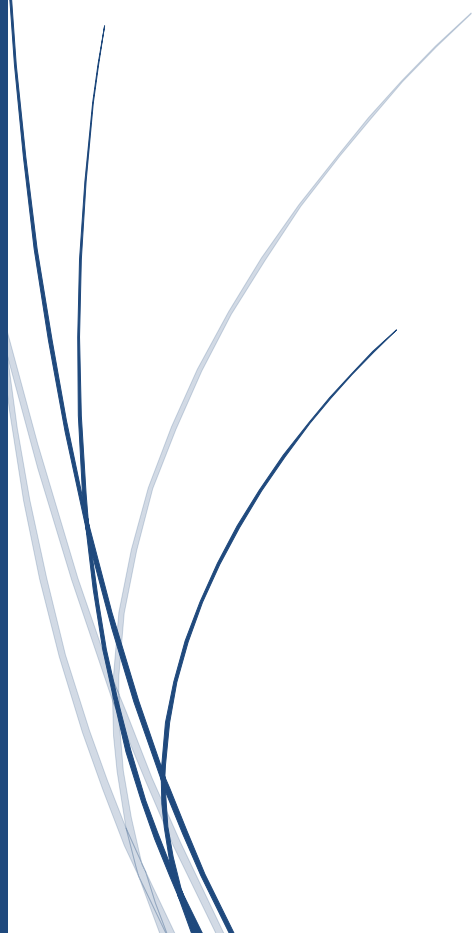
VII.6.Conclusion :

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition $\tau \leq \min(\bar{\tau}_{1,2})$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme choisie est suffisante du point de vue cisaillement.



CHAPITRE VIII

Les équipements du tablier



VIII.1.Introduction :

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage. Ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

On désigne par équipement l'ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction notamment vis-à-vis des usagers.

VIII.2. L'appareil d'appui :

Les appareils d'appuis sont des équipements de l'ouvrage. Ils sont placés entre le voussoir sur culée et les dés d'appuis. Leur rôle est :

- ❖ De transmettre les efforts horizontaux et verticaux à l'infrastructure.
- ❖ D'absorber par la rotation et distorsion les déformations et translation de la structure.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- ❖ Les appareils d'appuis en béton.
- ❖ Les appareils d'appuis spéciaux.
- ❖ Les appareils d'appuis en acier.
- ❖ Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

VIII.2.1.Le choix de l'appareil d'appui pour notre ouvrage :

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendront ci-dessous :

- ❖ Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont ni parfaitement fixes et mobiles.
- ❖ Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.
- Ils transmettent les charges normales à leur plan.
- Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts les sollicitant. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

VIII.2.2.Matériaux constituants et rôles :

a) Elastomère :

L'élastomère utilisé pour la fabrication des appareils d'appuis peut être d'origine végétale ou synthétique. En général, celui d'origine synthétique est préféré à celui d'origine végétale ce pour ses qualité de résistance ou vieillissement à l'ozone de l'atmosphère et à la combustion.

b) Les Frettes :

Les frettes doivent être en acier doux de qualité. Dans le cas d'appareils d'appuis courants, les frettes sont solidarises aux néoprènes par vulcanisation.

Chapitre VIII: Les équipements du tablier.

Et voici une figure qui nous présente les constituants d'un appareil d'appui en élastomère fretté :

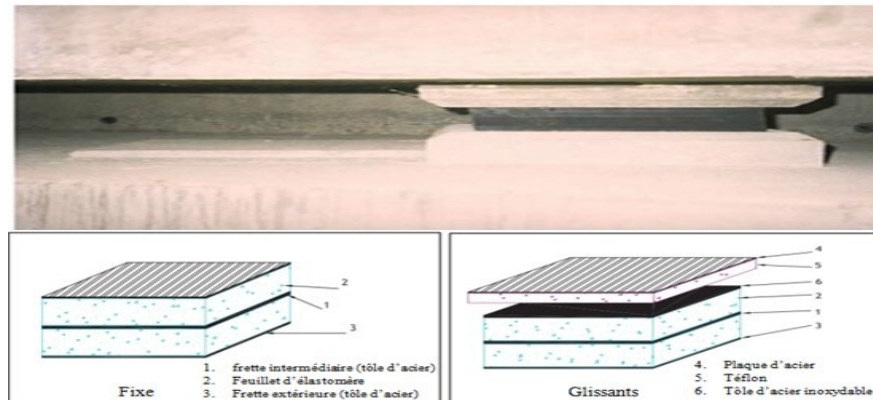


Fig. VIII.1. Appareil d'appui en élastomère fretté.

Conformément au guide **SETRA**, quatre types de vérification aux états limites ultimes doivent être faites pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type :

- ❖ La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui serait limitée.
- ❖ L'épaisseur des frettes devrait être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent.
- ❖ La stabilité de l'appareil d'appui devrait être assurée à la rotation, au flambement et au glissement.
- ❖ Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure devraient être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et l'effet indirect dû aux déformations de l'appui).

VIII.2.3. Réactions dues aux combinaisons du poids propre et surcharge :

Après avoir déterminé les réactions dues aux différentes combinaisons de charges, on constate que la réaction maximale est : $R_{max}=719.451t$. correspondant à la combinaison de charge **G+1.2 (A(L) +ST)** .

Cette réaction est prise pour le dimensionnement des appareils d'appuis .Comme on a choisis de prendre deux(2) appareils d'appuis sur culée alors R_{max} devient :

$$N_{max} = \frac{719.451}{2} = 359.726t$$

VIII.2.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Le dimensionnement de ces appareils d'appuis est essentiellement basé sur la limitation des contraintes se développant dans l'élastomère au niveau des plans de frettage. Elles sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil selon le bulletin technique de **SETRA** :

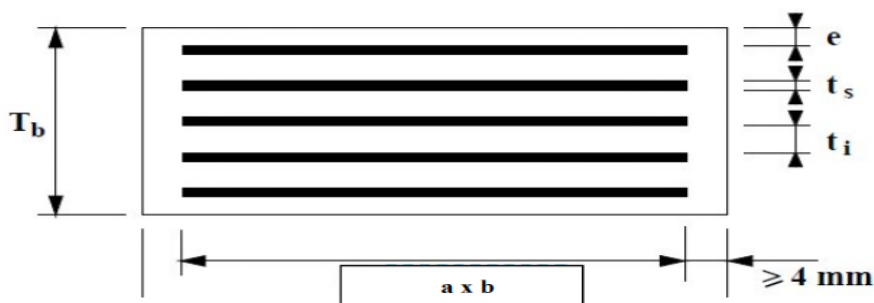


Fig. VIII.2. Définition géométrique de l'appareil d'appui.

VIII.2.4.1 Aire de l'appareil d'appui :

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

On désigne par ($a \times b$) l'aire de l'appareil d'appui.

a : Côté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage.

b : Côté perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante vis-à-vis de la contrainte de compression :

Avec :

$$2\text{MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b}$$

N_{\max} : Réaction maximale de chaque appareil d'appui.

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort normal N_{\max} .

2MPa : La condition de non soulèvement.

15MPa : La condition de non écrasement (Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui).

$$2\text{MPa} \leq \sigma_m = \frac{359.726}{a \times b} \leq 15\text{MPa} \text{ et qu'implique } (0.24 \leq a \times b \leq 1.80)(\text{m}^2).$$

On prend $a=b=800\text{mm}$.

VIII.2.4.2.Détermination de la hauteur nette de l'élastomère :

On doit respecter la condition suivante de non flambement de l'appareil d'appui :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \text{ Ce qui implique } 80\text{mm} \leq T \leq 160\text{mm} \quad \Rightarrow \text{ On prend : } T=120\text{mm}$$

VIII.2.5. L'évaluation des déformations pour chaque appareil d'appui :

VIII.2.5.1.Déformation due au retrait pour chaque appui :

$$\Delta_r = \varepsilon_r * \frac{L}{4} = 2 * 10^{-4} * \frac{220}{4} = 0.011\text{m}.$$

L : La longueur totale de notre pont est de **220m**.

VIII.2.5.2 Déformation due à la variation de température :

$$\Delta_T = 3 * 10^{-4} * \frac{220}{4} = 0.017\text{m}(\text{Courte durée}).$$

$$\Delta_T = 2 * 10^{-4} * \frac{220}{4} = 0.011\text{m}(\text{Longue durée}).$$

VIII.2.5.3.Déformation due au fluage pour chaque appui :

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées.

$$\text{On prend pour 1}^{\text{ère}} \text{ approximation : } \frac{\Delta_{fl}}{L/4} = K_{fl} \times 10^{-4}.$$

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$\Delta_{fl} = \frac{220}{4} \times 3 \times 10^{-4} = 0.017\text{m}.$$

$$\text{Avec } \Delta_{\max} = \Delta_r + \Delta_t + \Delta_{fl}.$$

- Courte durée : $\Delta_{\max} = 0.011 + 0.017 + 0.017 \Rightarrow \Delta_{\max} = 0.045\text{m}$.

- Longue durée : $\Delta_{\max} = 0.011 + 0.011 + 0.017 \Rightarrow \Delta_{\max} = 0.039\text{m}$.

VIII.2.6.Vérification des contraintes :

VIII.2.6.1.Les contraintes de cisaillement :

a)Contrainte de cisaillement due à l'effort normal :

On doit vérifier que :

$$\tau_{N\max} = \frac{1.5\sigma_m}{\beta} \leq \tau_N = 3 * G$$

Chapitre VIII: Les équipements du tablier.

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{359.726 \times 10^{-2}}{0.8 \times 0.8} = 5.621 \text{MPa. et } \beta = \frac{a * b}{2 * t * (a + b)} = \frac{0.8 * 0.8}{2 * 0.012 * (0.8 + 0.8)} = 16.67$$

G=0.9 MPa module de déformation transversale d'appareil d'appui.

$$\tau_{N\max} = \frac{1.5 \sigma_m}{\beta} = \frac{1.5 * 5.621}{16.67} = 0.506 \text{MPa.} \left. \vphantom{\tau_{N\max}} \right\} \tau_{N\max} \leq \tau_N \text{ condition de l'effort normal est vérifiée.}$$

$$\tau_N = 1.3 * G_N = 3 * 0.9 = 2.7 \text{MPa}$$

b) Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal :

On doit vérifier que :

$$\tau_{H1} + \tau_{H2} \leq 1.3G$$

➤ Effort statique : $\tau_{H1} = \frac{G \times U_1}{T}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} U_1 : \text{Déplacement horizontal maximum} \\ U_1 = \Delta_r + \Delta_t(\text{courte durée}) + \Delta_f = 0.045 \text{m} \end{array} \right.$

$$\tau_{H1} = \frac{G \times U_1}{T} = \frac{0.9 \times 0.045}{0.1} = 0.338 \text{MPa}$$

➤ Effort dynamique : $\tau_{H2} = 0.5 * \frac{H_2}{a \times b}$.

D'après le RCPR, un seul camion est supposé freiner.

$$F_{bc} = 30 \times bc = 30 \times 1.2 = 36 \text{t} \rightarrow H_2 = 36 \times 0.5 = 18 \text{t}$$

$$\tau_{H2} = 0.5 \frac{H_2}{a \times b} = 0.5 \times \frac{18 \times 10^{-2}}{0.8 \times 0.8} = 0.141 \text{MPa.}$$

Où : $\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 0.479 \text{MPa.}$

$$\left. \vphantom{\tau_{H2}} \right\} \tau_H \leq 1.3G = 1.17 \text{MPa.}$$

Condition vérifiée.

c) Contrainte de cisaillement due à la rotation :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{\alpha_T} < 1.5G$$

Tel que : $\tau_{\alpha_T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T$ Avec : $\alpha_T = \alpha + \alpha_0$

α_0 : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de **0,02 rad.**

$\alpha = 0.01 \text{ rad.}$

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T = \frac{0.9}{2} \left(\frac{0.8}{0.12} \right)^2 (0.01 + 0.02) \left. \vphantom{\tau_{\alpha_T}} \right\} \tau_{\alpha_T} = 0.6 \text{MPa} < 1.35 \text{MPa.}$$

Condition vérifiée.

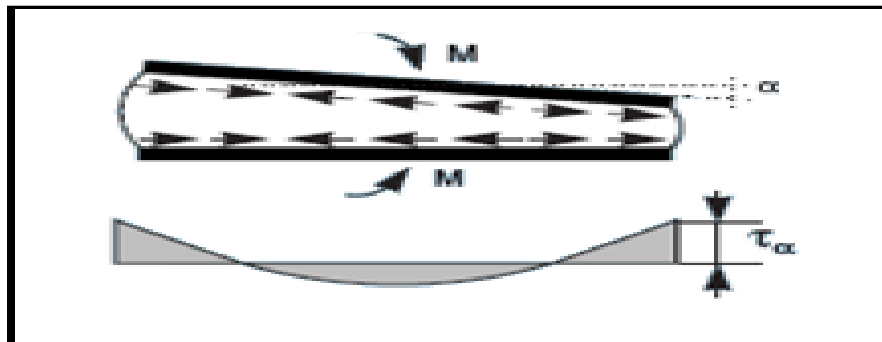


Fig. VIII.3. Contrainte de cisaillement due à la rotation.

Chapitre VIII: Les équipements du tablier.

La contrainte de cisaillement totale doit être vérifiée par la condition suivante :

$$\tau = \tau_{N_{\max}} + \tau_H + \tau_{\alpha_T} \leq 5G$$

$$\tau = 0.506 + 0.479 + 0.6 = 1.585 \text{ MPa.}$$

$$5G = 5 * 0.9 = 4.5 \text{ MPa.}$$

} $\tau \leq 5G.$
} **condition de cisaillement est vérifiée.**

VIII.2.6.2. Condition de non soulèvement :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \left(\frac{T}{a} \right)^2 \left(\frac{\sigma_{\min}}{G} \right)$$

$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b}$; sachant que N_{\min} sous poids propre en chaque appareil d'appui.

$$\sigma_{\min} = \frac{458.502}{0.8 \times 0.8} = 7.164 \text{ MPa.}$$

$$0.03 \leq \frac{3}{16.67} \left(\frac{0.12}{0.8} \right)^2 \left(\frac{7.164}{0.9} \right) = 0.032 \text{ rad.}$$

} **Condition de non**
} **soulèvement vérifiée.**

VIII.2.6.3. Condition de non cheminement :

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\min} = 7.164 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa.}$ La condition de non cheminement vérifiée.

VIII.2.6.4. Condition de non glissement :

$$H_{\max} \leq f \times N_{\min}$$

$$f : \text{coefficient de frottement} : f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_{\min}} = 0.1 + \frac{0.6}{7.164} = 0.184.$$

N_{\min} : Réaction sous poids propre .

$$H_{\max} = (\tau_{H1} + \tau_{H2})a * b = (0.338 + 0.141) * 800^2 = 306560 \text{ N.}$$

$$306560 \text{ N} \leq 833643.68 \text{ N}$$

Condition vérifiée.

VIII.2.7. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} + \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_e}$$

Te que $t_s \geq 2 \text{ mm.}$

Avec: $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$ pour les aciers de nuance **S235.**

$$t_s \geq \frac{800}{16.67} * \frac{7.164}{235} = 1.46 \text{ mm on prend } t_s = 2 \text{ mm.}$$

- 9 feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur : $t = 12 \text{ mm.}$
- 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $\frac{t}{2} = 6 \text{ mm.}$
- 10 frettes intermédiaires d'épaisseurs : $t_s = 2 \text{ mm.}$

Alors, les dimensions de notre appareil d'appui sont :

$$(a \times b \times e) = (800 \times 800 \times 160) \text{ (mm).}$$

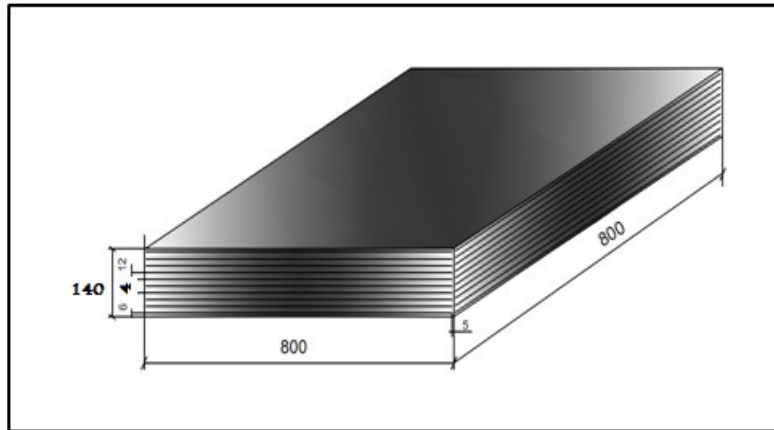


Fig.VIII.4. Dimensions de l'appareil d'appui au niveau de la culée.

Remarque:

Toutes les conditions sont vérifiées. Les appareils d'appui qu'on a choisi peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

VIII.3.Etudes des dés d'appuis :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et prévoir d'éventuelles fissures.

VIII.3.1. Les dimensions du dés d'appuis :

$$A = B_x + 200 = 800 + 200 = 1000 \text{ mm.}$$

$$B = B_y + 200 = 800 + 200 = 1000 \text{ mm.}$$

$$B_0 = A \times B = 1 \times 1 = 1 \text{ m}^2.$$

$$P_0 = 2 (A + B) = 2(1+1) = 4 \text{ m.}$$

$$h \geq \frac{2B_0}{P_0} = \frac{2 \times 1}{4} = 0.5 \text{ m.}$$

On prend : **h=0.6m.**

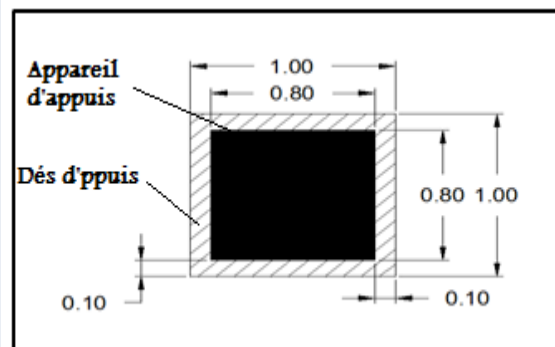


Fig. VIII.5. Dimensions du dé d'appui.

VIII.3.2. Ferrailage du dés d'appuis :

VIII.3.2.1. Armature de chaînage :

Elles doivent reprendre **25%** de la charge localisée la plus importante c'est-à-dire :

$$N = 0.25 N_{\max}$$

$$\text{ELS: } N_{\text{ser max}} = N_G + 1,2(N_{A(l)} + N_{S(t)}) \Rightarrow N_{\text{ser max}} = \frac{719.451}{2} \Rightarrow N_{\text{ser max}} = 359.726 \text{ t.}$$

$$\text{ELU: } N_{\text{ult max}} = 1,35 N_G + 1,6(N_{A(l)} + N_{S(t)}) \Rightarrow N_{\text{ult max}} = \frac{968.088}{2} \Rightarrow N_{\text{ult max}} = 484.044 \text{ t.}$$

N étant l'effort maximum, donc : $N_{\max} = N_{\text{ult max}} = 484.044 \text{ t.}$

$$\text{Pour : } f_e = 400 \text{ MPa ; } \sigma_s = \frac{400}{1 \times 1,15} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc ; } A_u = \frac{0,25 \times 484,044 \times 10^4}{348} \Rightarrow A_u = 34.77 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } \mathbf{12HA20} = 37.70 \text{ cm}^2.$$

VIII.3.2.2. Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures qu'on appelle les armatures de profondeur.

La section calculée doit reprendre un effort de $N = 0.125N_{\max}$

$$A_{sp} = \frac{0.125N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 484.044 \times 10^2}{348} = 17.39 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 6\text{HA}20 = 18.85 \text{ cm}^2.$$

VIII.3.2.3. Armatures de diffusion :

Ces armatures sont des frettes. On distingue :

a) Ferrailage de surface (frettes sup) :

Ces armatures sont capables de reprendre $4\%N_{\max}$

D'où :

$$A_s = \frac{0.04 \times N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 484.044 \times 10^2}{348} = 5.56 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

b) Ferrailage intérieur ou d'éclatement :

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que $h/3 < Z < h$.

La section doit reprendre un effort de : $N=0,1 N_{\max}$.

$$A_s = \frac{0.1N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 484.044 \times 10^2}{348} = 13.91 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 7\text{HA}16 = 14.07 \text{ cm}^2.$$

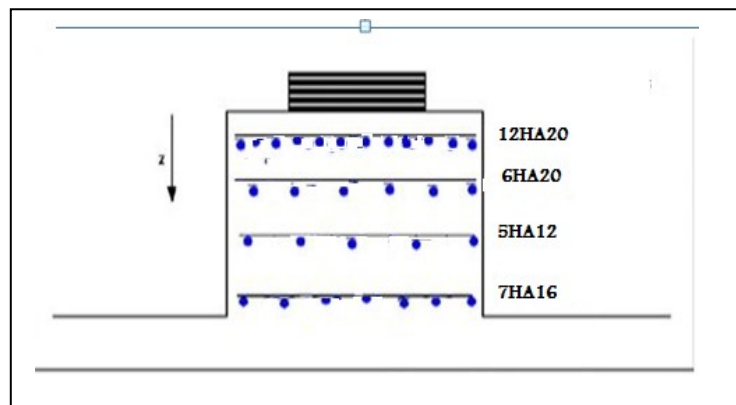


Fig. VIII.6. Le ferrailage d'un dés d'appui.

VIII.4. Joints de chaussée :

Le rôle primordial des joints de chaussée est d'assurer une continuité mécanique au droit d'une coupure du tablier lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre, pour assurer la continuité de la circulation sur le tablier du pont. C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée. Cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, sismiques, fluage, le retrait ainsi que des déformations d'exploitation. Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers. Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle.

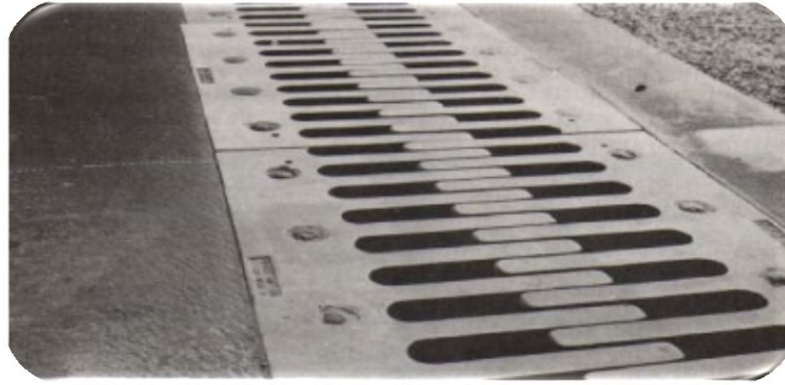


Fig. VIII.7. Joint de chaussée.

VIII.4.1. Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissent le souffle de ces derniers. Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : la température, le retrait et le fluage.

$$W = WD + 0.4WT + WS/3$$

Avec :

- **W** : souffle total du joint.
- **WD** : souffle des déformations différées (retrait+fluage).
- **WT** : souffle thermique.
- **WS** : souffle sismique.

VIII.4.1.1. Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans notre cas un raccourcissement relatif : $\frac{\Delta l}{l/2} = 3 \times 10^{-4}$.

L : étant la longueur du tablier. $\frac{\Delta l}{l/2} = 3 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 3.3 \text{ cm}$.

VIII.4.1.2. Le retrait :

Les raccourcissements dus au retrait sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre $\frac{\Delta l}{l/2} = 2 \times 10^{-4}$: pour le cas de la zone de notre projet (Tizi Ouzou).

Alors : $\Delta l = 2.2 \text{ cm}$.

VIII.4.1.3. Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre $\frac{\Delta l}{l/2} = k_{ft} \times 10^{-4}$

k_{ft} : coefficient du fluage qui vaut à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3. Donc : $\frac{\Delta l}{l/2} = k_{ft} \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 110 \times 3 \times 10^{-4} \Delta l = 3.3 \text{ cm}$.

VIII.4.1.4. Souffle sismique :

$$W_s = \frac{F}{K} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} F = 17456.946 \times 10^3 \text{ kg} \\ K = 188.56 \times 10^6 \text{ N/m} \end{cases}$$

$$W_s = 9.26 \text{ cm}$$

(F et k sont calculées dans le chapitre X "infrastructure").

Donc le souffle total du joint est :

$$W = 5.5 + 0.4 * 3.3 + \frac{9.26}{3} = 9.91 \text{ cm}$$

VIII.4.2. Choix du type de joint :

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide du catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de **9.91cm**, il faut considérer la famille de joints appelés **W_d** (souffles moyens « Wind »). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.

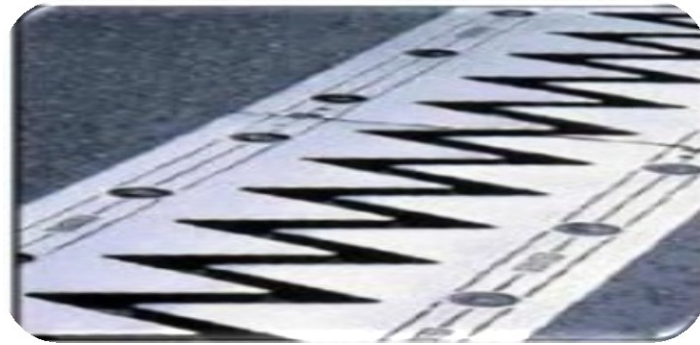


Fig. VIII.8. Joint du type W_d (souffle moyen).

| Type | A _{min} | A _{max} | B _{min} | B _{max} | C _{min} | C _{max} | D _{min} | D _{max} | H | E | L | F | P | N _b |
|--------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-----------|------------|------------|------------|------------|----------------|
| Wd60 | 65 | 125 | 185 | 245 | 125 | 185 | 20 | 80 | 55 | 200 | 200 | 52.5 | 65 | 5 |
| Wd80 | 90 | 170 | 220 | 300 | 155 | 235 | 30 | 110 | 57 | 200 | 200 | 62.5 | 65 | 6 |
| Wd110 | 120 | 230 | 300 | 410 | 210 | 320 | 40 | 150 | 82 | 250 | 250 | 85 | 100 | 5 |
| Wd160 | 170 | 330 | 400 | 560 | 290 | 450 | 50 | 210 | 98 | 300 | 280 | 120 | 190 | 4 |
| Wd230 | 240 | 470 | 540 | 770 | 420 | 650 | 70 | 300 | 123 | 350 | 280 | 170 | 190 | 5 |

Tab. VIII.1. Caractéristique physiques des joints W_d

Suivant le souffle total, on a choisi le joint **Wd160**. Les souffles admissibles pour ce genre de joint permettent des déplacements transversaux admissibles en service et des déplacements longitudinaux de **50 à 210 mm**.

VIII.5. Le revêtement du tablier:

Le revêtement des tabliers comprend essentiellement une couche d'étanchéité et une couche de roulement. C'est l'un des équipements le plus important ayant pour rôle la protection de la structure, la résistance et l'anti-dérapiage).

Généralement, le revêtement est d'épaisseur de **8 à 11 cm** de masse volumique de **2,4 t/m³** avec une variation de $\pm 20\%$ dû au rechargement ultérieure ou aux irrégularités des extrados du tablier.

VIII.5.1. Couche d'étanchéité :

Le béton est un matériau poreux. Même bien comprimé, il n'est jamais parfaitement étanche du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales.

D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts. Il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- Étanchéité à base **d'asphalte coulé**, naturel ou synthétique (choix opté pour notre cas).
- étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthannes).
- Étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte.

- Étanchéité par moyen haute cadence.

VIII.5.2. Couche de roulement :

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité .Elle est constituée par un enrobé dense de 22KN/m^3 à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds.

La couche de roulement doit présenter un confort et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

VIII.6. Dispositifs retenus :

Ce sont les équipements destinés à retenir des piétons ou des véhicules en perdition. Il n'existe pas un dispositif de retenue entièrement polyvalent. Ainsi, on distingue les gardes corps, les glissières, les barrières et les séparateurs.

VIII.6.1. Les glissières de sécurité :

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.



Fig. VIII.9. Les glissières de sécurité

VIII.6.2. Le garde-corps :

Ils ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers où ils sont spécialement renforcés .Ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

VIII.6.3. Corniches :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En éloignant l'eau des parements verticaux.
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur.
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.



Fig. VIII.10. La corniche.

VIII.7. L'éclairage

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le meilleur système est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieur où dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

VIII.8.L'évacuation des eaux :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure mais également pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « **dévers** » soit unique (cas des chaussées séparées) où une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à **2%**. Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée puis évacuées par des gargouilles.

La forme de pente est obtenue soit par un profilage approprié de la couche de roulement ou au niveau de la dalle supérieure. Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes. Pour le cas de notre projet, on a une pente transversale unique de **2.5 %** (cas de chaussée unidirectionnelle).

Une fois l'eau recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée le plus souvent par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leurs espacements sont compris entre **20** et **30 m**. Leurs diamètres ne doivent pas être inférieurs à **10 cm**. La section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC. Elles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

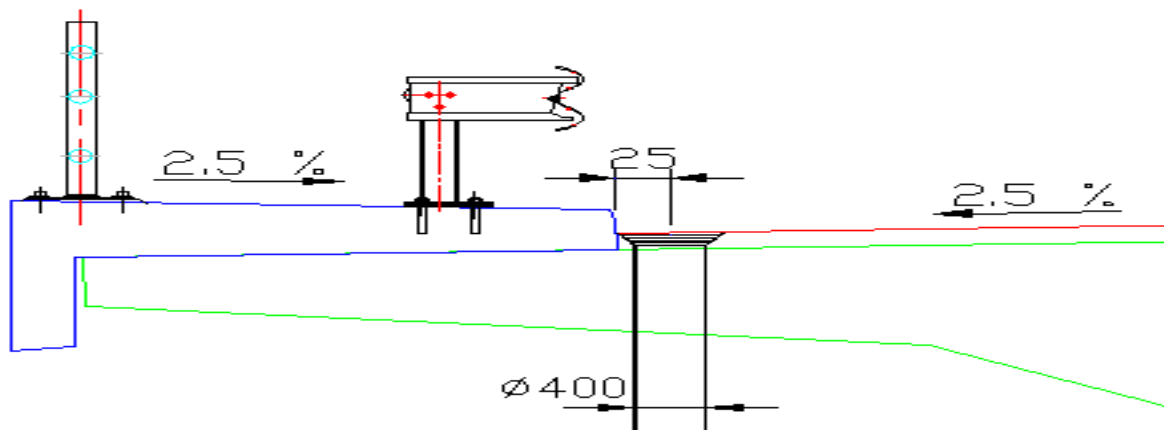


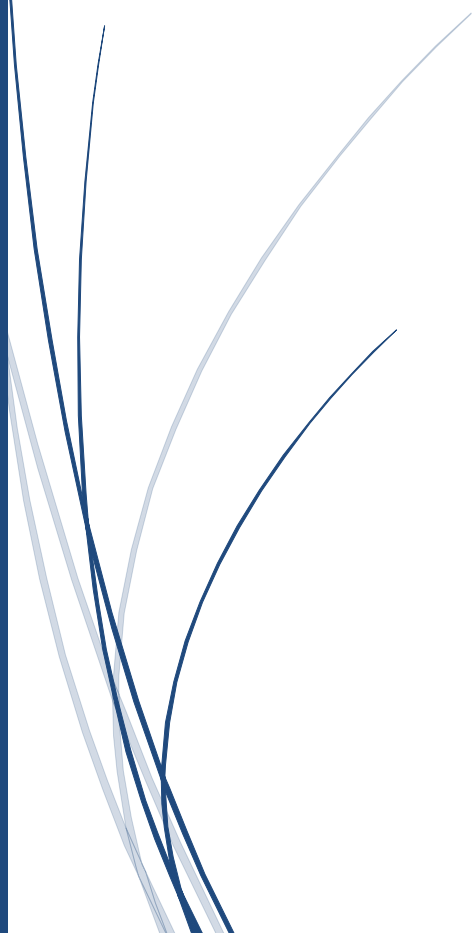
Fig. VIII.11. Plan de canalisation.

VIII.9. Conclusion

Ainsi, l'étude du tablier est une étude indispensable dans un pont. Les charges qui seront appliquées sur le tablier seront transmises au sol par l'intermédiaire de l'infrastructure. Cette dernière sera étudiée en détail dans le chapitre suivant qui va inclure une étude sismique de l'ouvrage.

CHAPITRE IX

Etude de l'infrastructure



IX.1.Introduction :

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des étapes fondamentales du projet. Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Le choix ne peut se faire que par une vaste synthèse englobant essentiellement :

- ❖ La nature et le mode de construction du tablier.
- ❖ Les contraintes naturelles du site.
- ❖ Mode de liaison entre la pile et le tablier.

IX.2.La pile :

La pile est une partie indissociable d'un pont. Son rôle est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Ce dernier est simplement appuyé sur elle soit partiellement ou totalement encastré afin de transmettre toutes les charges revenant au tablier vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle ou des pieux (en cas de fondations profondes).

IX.2.1.Choix de la pile :

Il existe deux types de piles : pile voile et pile poteau (colonne). Pour notre ouvrage, on propose une pile de type voile qui repose sur une fondation. Cette fondation devra être dimensionnée de façon à assurer le transfert de la descente de charges aux sols. La pile N°01 qui se repose sur une fondation profonde sera étudiée dans ce chapitre.

La section longitudinale prend les dimensions définies dans la figure suivante :

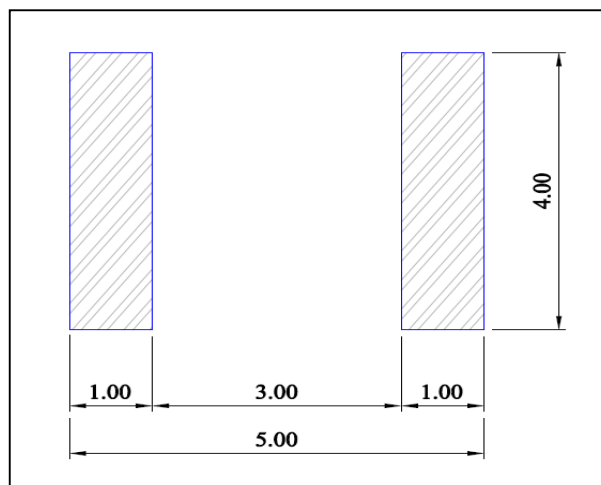


Fig.IX.1. Coupe transversale de la pile du pont.

On a opté pour cette section de pile massive car elle pose moins de problèmes pour sa mise en œuvre (simple pour l'exécution du coffrage et le ferrailage). L'aspect esthétique est pris en considération.

- ❖ Le fonctionnement mécanique : le tablier est simplement appuyé car les piles ne sont pas vraiment assez hautes.

Chapitre IX : étude de l'infrastructure.

L'ensemble des données définissant les positions des piles et leurs auteurs sont mentionnées dans le tableau suivant :

| / | Pile01 | Pile02 |
|------------------------|--------|--------|
| Point kilométrique(PK) | 16+860 | 16+960 |
| Côte projet(m) | 266.35 | 265.81 |
| Côte de fondation(m) | 248.95 | 250.56 |
| Hauteur de la pile(m) | 17.40 | 15.25 |

Tab IX.1.Positionnements et hauteurs des piles.

IX.2.1.1.Evaluation des efforts de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée puisqu'elle est sollicitée par un effort normal provenant du tablier et un moment de flexion. Elle sera considérée comme une console encastrée dans la semelle de fondation.

Le tableau suivant donne les différentes valeurs des différentes actions sollicitant la pile N°01.

| L'effort vertical | Valeur (KN) |
|------------------------------|-------------|
| Poids propre de la pile "Gp" | 3480 |
| Poids propre du tablier "Gt" | 32937.050 |
| Surcharge A(L) | 7823.830 |
| Surcharge Bc | 4892.015 |
| Surcharge Mc120 | 3652.698 |
| Surcharge D240 | 6527.236 |
| Surcharge S(T) | 209.690 |

Tab.IX.2.Efforts verticaux sollicitants la pile.

| L'effort horizontal | Valeur (KN) |
|---------------------------------|-------------|
| Effort de freinage dû à l'A (L) | 830,27 |
| Effort de freinage dû au Bc | 330 |

Tab.IX.3.Efforts horizontaux sollicitants la pile.

IX.2.2.Evaluation de l'effort sismique :

IX.2.2.1.Analyse et modélisation :

Le choix de la méthode d'analyse dépend du type de l'ouvrage .On distingue :

- ❖ La méthode spectrale monomodale (mode fondamental).
- ❖ La méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

Pour notre cas, on applique la méthode spectrale monomodale.

IX.2.2.2.Conditions d'application de la méthode spectrale monomodale :

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ La masse modale doit être supérieure à **70%** de la masse totale de la structure.
- ❖ La masse des piles "M_P" doit être inférieure à **43 %** de la masse du tablier "M_T".

$$M_P = \rho \times S \times (H_1 + H_2) = 2.5 \times 8 \times (17.40 + 15.25) = 653000 \text{ kg}$$

NB : H₁: hauteur de la pile N°1 et H₂: hauteur de la pile N°2

Chapitre IX : étude de l'infrastructure.

$G=6746.5t$ (Voir chapitre "Charges et surcharges").

$Q = A(L) = 6.3 \times 220 = 1386t$

$M_T = G + \alpha Q + 1/2 M_p = G + 0,2Q + 0.5M_p = 7350.2 \times 10^3 kg.$

$\alpha = 20\%$ des charges d'exploitations routières pour le cas des ponts routiers urbains.

$0,43 \times M_T = 3160586kg \Rightarrow M_p < 0,43 M_T$ (**Condition vérifiée**).

❖ La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades. (**Condition vérifiée**).

❖ Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades. Pour notre cas, on a un pont droit et non-biais (**Condition vérifiée**).

❖ La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse " X_M " du tablier et le centre élastique des appuis " X_A " (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

❖ **Le calcul du centre de masse du tablier**

Le centre de masse se situe au milieu de l'ouvrage.

$$X_M = \frac{L}{2} = \frac{220}{2} = 110 \text{ m}$$

Le calcul du centre de masse des appuis:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_i : \text{la raideur de l'appui (pile).} \\ X_T = \frac{\sum X_i K_{pi}}{\sum K_{pi}} \text{ Avec } x_i : \text{la distance de l'abscisse de l'appui par} \\ \text{rapport à un repère arbitrairement choisi.} \end{array} \right.$$

On calcul les raideurs de chaque appui :

$$K_{\text{appui}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{appd}}} + \frac{1}{k_{\text{pile}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}}$$

Remarque :

- ❖ Les culées sont infiniment rigides ($1/K_{\text{culé}} = 0$)
- ❖ On néglige la raideur des fondations (appareils d'appuis souples).
- ❖ **Raideur d'une pile:**

Dans notre cas les piles sont encastées au tablier:

$$k_{\text{pile}} = \frac{12EI}{l^3}$$

E : Module de déformation longitudinale du béton = **33000 MPa**

l : Hauteur des piles ($H_1=17.40m$ et $H_2=15.25m$)

: Moment d'inertie de la section de la pile dans le sens longitudinal = $1.05m^4$.

❖ **Raideur des appareils d'appuis :**

$$k_{\text{appd}} = n \times G \times \frac{a \times b}{e}$$

Tel que :

n : Nombre d'appareils d'appui par appui ($n=2$).

G : Module de cisaillement = **1.2MPa**.

$a \times b \times e$: représentent les dimensions de l'appareil d'appui et son épaisseur.

Chapitre IX : étude de l'infrastructure.

Le tableau suivant donne les raideurs des piles :

| Appuis | $I(m^4)$ | $f_{c28}(Mpa)$ | $E(Mpa)$ | $K_{pile}(MN/m)$ |
|--------|----------|----------------|----------|------------------|
| Pile01 | 1.05 | 27 | 33000 | 87.69 |
| Pile02 | 1.05 | 27 | 33000 | 78.93 |

Tab.IX.4. Raideurs des piles.

Le tableau suivant donne les raideurs des culées :

| Appuis | $K_{culée}(N/m)$ | $K_{appareille}(N/m)$ |
|---------|-------------------|-----------------------|
| Culée01 | Infiniment rigide | 10.97×10^6 |
| Culée02 | Infiniment rigide | 10.97×10^6 |

Tab.IX.5. Rigidités des culées.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| / | $K_{appui} (N/m)$ | $X_i (m)$ |
|--------------------|----------------------|-----------|
| Culée 01 | 10.97×10^6 | 0 |
| Pile 01 | 87.69×10^6 | 60 |
| Pile 02 | 78.93×10^6 | 160 |
| Culée 02 | 10.97×10^6 | 220 |
| $K_{totale} (N/m)$ | 188.56×10^6 | |
| $X_T (m)$ | 107.68 | |
| $X_M (m)$ | 110 | |
| 5%L (m) | 11 | |
| $ X_T - X_M $ | 2.32 | |

Tab. IX.6. Condition de symétrie transversale.

L'excentricité : $e_0 = 2.32m < 11 m$.

Alors, l'ouvrage étant symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement ; la méthode spectrale monomodale est applicable.

IX.2.2.3. Séisme longitudinal :

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente donnée par l'expression :

$$F = M \times S_a(T ; \xi)$$

Tels que :

M : est la masse totale du tablier avec : $M = 7350200kg$.

$S_a(T ; \xi)$: est l'accélération spectrale de calcul correspondant à la période (T).

Pour le calcul de l'accélération spectrale, on utilise le spectre de réponse élastique (**RPOA2008**).

D'après le **R.P.O.A**, il y a lieu de se référer aux équations suivantes :

$$S_a^h(T ; \xi) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1)\right) & 0 \leq T < T_1. \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T < T_2. \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T < 3,00 \text{ s.} \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3,0 \text{ s.} \end{cases}$$

Où ;

g : accélération de la pesanteur = **9,81 m/s²**.

ξ : Taux d'amortissement égal à : **5%** (béton armé).

η : facteur de correction de l'amortissement qui a comme valeur : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1$.

T : Période fondamentale de l'ouvrage qui a comme valeur : $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{7350.2 \times 10^3}{188.56 \times 10^6}} = 1.24\text{s}$.

T₁ et **T₂** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site égales respectivement à : **0,20** et **0,50**.

S : coefficient du site associé à la catégorie de site égale à : **1,2**.

A : Coefficient d'accélération de la zone : égale à : **0,2**.

Après les calculs effectués ci-dessus, on a trouvé que : $T_2 < T < 3,00\text{ s}$.

Alors : $Sah(T; \xi) = 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) = 2,5 \times 1 \times 0,2 \times 9,81 \times 1,2 \times \left(\frac{0,5}{1.24}\right) = 2.37\text{ m/s}^2$.

Donc ; **F = Sah (T ; ξ) × M = 2,37 × 7350.2 × 10³ = 17419974N**.

La force horizontale se répartie sur chaque appui.

La formule générale pour le calcul de la force sismique dans chaque appui est :

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

Le tableau suivant donne les valeurs des forces sismiques dans chaque appui :

| / | Pile 01 | Pile 02 | Culée 01 | Culée 02 |
|--------------------------|----------|----------|----------|----------|
| F_i(KN) | 8101.175 | 7291.889 | 1013.455 | 1013.455 |

Tab .IX.7. Les forces sismiques dans chaque appui.

IX.2.2.4.Séisme transversal :

La méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes à savoir :

- Le modèle à tablier flexible.
- Le modèle à tablier rigide.

$\frac{L}{B} = \frac{220}{13} = 16.92 > 5 \Rightarrow$ Le modèle à tablier flexible approprié.

La méthode de Rayleigh est utilisée pour déterminer la période de la structure dans la direction transversale et ceci nécessite un système généralisé à un seul degré de liberté.

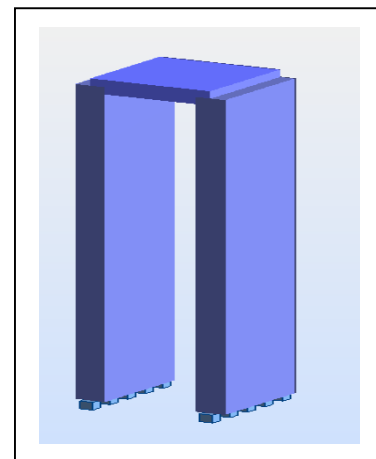


Fig. IX.2 modèle de la pile.

Cette méthode nécessite un calcul long et complexe donc on utilise l'outil informatique pour la modélisation de la pile. La figure IX.2 montre ce modèle.

La méthode de modélisation de la pile indépendamment des autres (tablier et autres piles) est applicable seulement si les périodes des piles successives sont très proches (différence de l'ordre de 5%).

Chapitre IX : étude de l'infrastructure.

Pour notre cas, les piles ont des caractéristiques géométriques et mécaniques très proches (hauteur, forme de section, portion du tablier portée, matériaux de construction...etc.) donc ces périodes vérifient la condition précédente.

IX.2.2.5. Combinaisons d'actions:

➤ À l'E.L.A :

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

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

- **E(longitudinal) = $E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$.**
- **E(transversal) = $E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$.**
- **E(vertical) = $E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$.**

Selon le R.P.O.A également, la combinaison d'actions à l'E.L.A est écrite sous la forme suivante :

$$G + \Psi Q + E.$$

Tel que :

Q : Actions variables des charges d'exploitation. Pour notre cas, on prend le cas le plus défavorable : **Q = A(L)** et **Ψ** égale à : **0,2** car l'ouvrage routier est implanté dans un site urbain.

$$0,2Q = 2772000 \text{Kg.}$$

Les valeurs des efforts maximaux de la combinaison sismique les plus défavorables dans la pile N°01 sont données dans le tableau ci-dessous :

| / | Effort maximal | |
|-------------------------|----------------|----------|
| | Fv(KN) | M (KN.m) |
| Combinaison défavorable | | |
| G + 0,2Q + Elong | 14261.04 | 53775.51 |

Tab. IX.8. Les efforts sismiques maximaux de la combinaison la plus défavorable.

➤ À l'E.L.U et à l'E.L.S:

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales sous combinaisons de l'E.L.U et l'E.L.S :

| Etat | Combinaison | Fv (KN) | M (KN.m) |
|------|----------------------------|----------|----------|
| ELU | $1,35G + 1,6(A(I) + S(t))$ | 22547,78 | 11025.97 |
| ELS | $G + 1,2(A(L) + S(T))$ | 16763,34 | 8269.49 |

X.9. Sollicitations maximales sous combinaisons à l'ELU et à l'ELS.

IX.2.3. Ferrailage de la pile:

IX.2.3.1. Armatures longitudinales :

Le ferrailage de la pile est déterminé à partir de la combinaison la plus défavorable qui est la combinaison sismique égale à : **G + 0,2Q + Elong**, telle que la pile est ferrillée en flexion composée.

Le calcul des sections d'armatures a été fait à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT** par chaque bande de 1 ml. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Effort | | Asl (cm ²) | Choix des barres |
|-------------|----------|------------------------|------------------|
| N (KN/ml) | 3565.26 | 199.90 | 25HA32 |
| M (KN.m/ml) | 13443.88 | | |

Tab.IX.10. Section d'armatures longitudinales.

Condition de non fragilité :

On a : $A_{Sl} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$.

$A_{Sl} \geq 0.23 \times 1 \times 3.6 \times \frac{2.22}{400} = 45.95 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée).

IX.2.3.2. Armatures transversales :

La section d'armatures transversales est estimée à partir de la section d'armatures longitudinales suivant le rapport suivant :

$$A_{st} \geq \frac{A_{sl}}{3} = \frac{199.90}{3} = 66.63 \text{ cm}^2.$$

Donc ; $A_{st} = 66.63 \text{ cm}^2$. Ce qui donne : 22HA20 ; Pour : $A_{st} = 69.11 \text{ cm}^2$.

IX.2.3.3. Espacement des armatures d'efforts tranchants :

En zones critiques uniquement, l'espacement maximum des armatures d'efforts tranchants devra satisfaire les conditions suivantes : $S_t = \text{Min} (24\phi_t ; 8\phi_l ; 0,25d)$.

Donc $S_t = \text{min} (24 \times 2 ; 8 \times 3,2 ; 0,25 \times 36) = \text{min}[48 ; 25.6 ; 90] = 26 \text{ cm}$.

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{d}$: hauteur utile.
 $\mathbf{\phi_t}$: diamètre des armatures transversales.
 $\mathbf{\phi_l}$: diamètre des armatures longitudinales.

Alors ; l'espacement est pris égal à : 26 cm.

IX.2.3.4. Section minimale des armatures d'efforts tranchants :

La section A_t d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L doit satisfaire la condition suivante :

$A_t \geq \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100} \Rightarrow A_t \geq 32.48 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée).

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{S_t}$: représente l'espacement des armatures transversales en **mm**.
 $\mathbf{A_l}$: est la section totale des armatures longitudinales.
 $\mathbf{f_{el}, f_{et}}$: caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales (400Mpa).

IX.2.4. Les fondations :

IX.2.4.1. Choix du type de fondations :

D'après le rapport géotechnique, il est prévu de faire des fondations profondes, avec des pieux forés de diamètre **1.20 m** et une longueur calculer par la formule suivante :

$$D = 8 + 2.5\Phi \Rightarrow D = 11 \text{ m.}$$

IX.2.4.2. Calcul du nombre de pieux:

D'après le rapport géotechnique, la portance d'un pieu est prise égale 5000KN. Le nombre de pieux à utiliser se déduit de la formule suivante :

$$N = \frac{N^{\max}}{q} \quad \text{Avec: } \begin{cases} N^{\max} = 38233.20 + P_{\text{semelle}} + P_{\text{terre sur la semelle}} = 46492.46 \text{KN.} \\ q: \text{portance d'un pieux} = 5000 \text{KN.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow N = 9.3$$

Pour des raisons de sécurité, on prend un nombre de pieux égal à **12 pieux**.

IX.2.4.3. Calcul du nombre de files des pieux :

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de files de pieux, il est préférable de faire un espacement grand de $e_p = 3\phi = 3,6 \text{ m}$ car un espacement faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Et pour le nombre de files, on opte pour une distribution de **3files de 4 pieux**.

X.2.4.4. Vérification des distances entre axes des pieux :

Pour des raisons d'effets de groupe et d'exécution, la distance entre axe de pieux devrait vérifier la condition suivante : $e_p > 0,75 \times 2 \phi$.

- $e_p = 3,6 \text{ m} > 1,8 \text{ m}$ (Condition vérifiée).

IX.2.4.5. L'effet du groupe des pieux :

Dans la pratique, les pieux sont toujours forés par groupe .Leur voisinage diminue leur force portante. On calcule le rendement des pieux avec la formule de Los-Angeles :

$$C_e = 1 - \frac{\phi}{e_p} \times \frac{1}{\pi mn} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1)]$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} e_p: \text{l'entraxe des pieux.} \\ C_e: \text{coefficient d'efficacité.} \\ m: \text{nombre de files.} \\ n: \text{nombre de pieux par file.} \end{cases}$$

D'où ; $C_e = 77.46\% > 30\%$ => L'effet du groupe est très important.

IX.2.5. Pré dimensionnement de la semelle :

Nous avons choisi une semelle rectangulaire reposant sur des pieux. Elle sera une semelle de liaison qui solidarise les pieux en tête afin d'avoir une bonne transmission des charges.

IX.2.5.1. La largeur de la semelle :

La largeur de la semelle est calculée à partir de cette formule :

$$B = (N_{\text{files}} - 1) \times e_p + 2\Phi$$

Avec :

$$\begin{cases} N_{\text{files}}: \text{nombre des files des pieux (3).} \\ e_p: \text{la distance entre deux files (3.6m).} \\ \Phi_p: \text{diamètre des pieux (1.2m).} \end{cases}$$

D'où ; $B = (3-1) \times 3.6 + 2 \times 1.2 = 9.6\text{m}$.

IX.2.5.2.La longueur de la semelle :

La longueur de la semelle est déterminée en respectant le débord aux nus des pieux et l'écartement entre les pieux par la formule :

$$B = (N_{\text{rangé}} - 1) \times e_p + 2\Phi$$

$N_{\text{rangé}}$: nombre des rangé des pieux (4).

D'où ; $B = (4-1) \times 3.6 + 2 \times 1.2 = 13.2\text{m}$.

IX.2.5.3.La hauteur de la semelle :

En respectant la condition de non écrasement des bielles, la hauteur utile de la semelle est :

$$0,5 \times (e_p - \frac{\Phi}{2}) \leq d \leq 0,7 \times (e_p - \frac{\Phi}{2ep}) \quad \longrightarrow \quad 1,5 \leq d \leq 2,4.$$

On retient ; $d = 1,8 \text{ m}$.

Alors, la hauteur de la semelle est égale à : $h = \frac{d}{0,9} = \frac{1,8}{0,9} = 2 \text{ m}$.

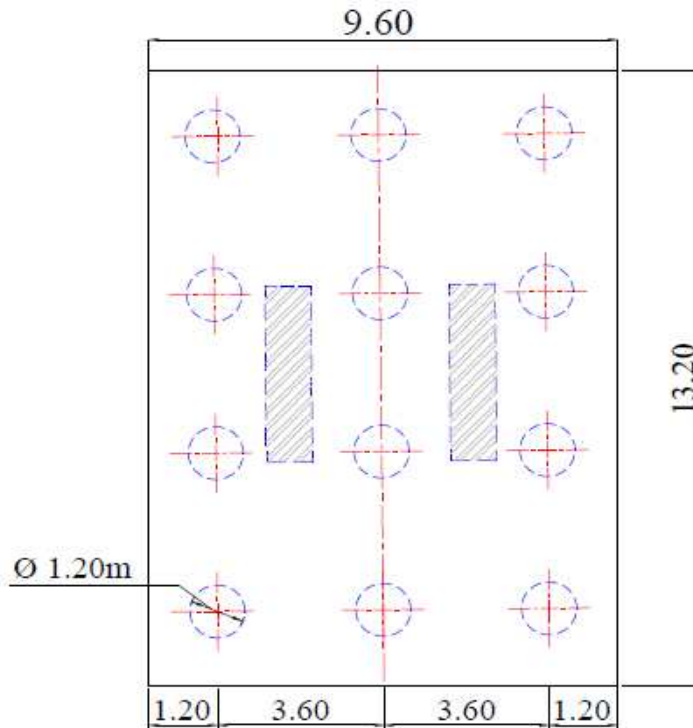


Fig. IX.3. Vue en plan de la semelle.

IX.2.6.Evaluation de l'effort vertical :

L'effort normal maximal résulte de la combinaison la plus défavorable de l'E.L.U et de l'E.L.S auquel il faut rajouter le poids de la semelle et le poids des terres au-dessus.

IX.2.6.1.Calcul du poids propre de la semelle :

$$P = 25 \times 9.6 \times 13,2 \times 2 = 6336 \text{ KN}.$$

IX.2.6.2.Calcul du poids des terres sur la semelle :

L'ancrage de la semelle dans la terre est : 2.9m et la hauteur de la semelle est : 2 m.

$$P = \gamma_{\text{Remblai}} \times (S_{\text{Semelle}} - S_{\text{Pile}}) \times H_{\text{terre}}.$$

$$P = 18 \times (126.72 - 8) \times (2.9 - 2) = 1923.26 \text{ KN}.$$

IX.2.6.3. Calcul de l'effort vertical :

➤ À l'ELU :

$$F_v = 1923.26 + 6336 + 38233.20 = 46492.46 \text{ KN.}$$

➤ À l'ELS :

$$F_v = 1923.26 + 6336 + 21912.10 = 30171.36 \text{ KN.}$$

IX.2.6.4. Evaluation du moment fléchissant au pied de la semelle :

La force horizontale est appliquée au niveau de l'extrémité inférieure de l'appareil d'appui. Le tableau suivant résume les différents efforts appliqués à la semelle N°01 :

| La combinaison | F_v (KN) | M_{max} (KN.m) |
|----------------|------------|------------------|
| ELU | 46492.46 | 17150,39 |
| ELS | 30171.36 | 12568,46 |

IX.11. Les efforts dans la semelle N°01.

IX.2.6.5. Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.
- Déformation des pieux sur la semelle proportionnelle à la charge.

Sachant que les pieux présentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x_j}{\sum x^2}.$$

x,y: coordonnées du pieux:

x_j: distance du pieux j par rapport à l'axe Y.

y_i: distance du pieux j par rapport à l'axe X.

n: nombre total de pieux.

➤ À l'ELU:

$$N_{max} = \frac{46493.16}{12} + \frac{17150,39 \times 3.6}{4 \times 3.6^2 + 4 \times 3.6^2} = 4469.92 \text{ KN.}$$

$$N_{max} = 4469.92 \text{ KN} < Q_{adm} = 5000 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

$$N_{min} = \frac{46493.16}{12} - \frac{17150,39 \times 3.6}{4 \times 3.6^2 + 4 \times 3.6^2} = 3278.93 \text{ KN.}$$

$$N_{min} = 3278.93 \text{ KN} > 0 \Rightarrow \text{Pas de risque de soulèvement de la semelle.}$$

➤ À l'ELS:

$$N_{max} = \frac{21912,10}{12} + \frac{12568,46 \times 3.6}{4 \times 3.6^2 + 4 \times 3.6^2} = 2262.413 \text{ KN.}$$

$$N_{max} = 2262.413 \text{ KN} < Q_{adm} = 5000 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

$$N_{min} = \frac{21912,10}{12} - \frac{1708,58 \times 3.6}{4 \times 3.6^2 + 4 \times 3.6^2} = 1389.603 \text{ KN.}$$

$$N_{min} = 1389.603 \text{ KN} > 0 \Rightarrow \text{Pas de risque de soulèvement de la semelle.}$$

IX.2.7. Ferrailage de la semelle :

IX.2.7.1. Nappe inférieure :

➤ **Ferrailage transversal**

Pour le ferrailage de la semelle, on utilise la méthode des consoles .Il se fera en flexion simple.

On calcule le moment M : $M = N_{max} \left(\frac{ep}{2} - \frac{\phi}{2} \right)$ (Sans condition sismique).

$$M = 4469.92 \times \left(\frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{2}\right) = 5363.904 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 266,66 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable).}$$

$$A_s = \frac{M}{(h-c) \times \sigma_s} = \frac{5363.904}{1.95 \times 266.66} = 0,0103 \text{ m}^2 = 103,15 \text{ cm}^2.$$

On prend : **22HA25** de section totale : $A_s = 107.99 \text{ cm}^2$ (Répartie dans une bande de $L = \emptyset + h = 3,2 \text{ m}$ dans le sens transversal c.-à-d : 22HA25/3,2ml.

L'espacement :

$$S_t = \frac{\phi + h - c}{n - 1}$$

Tels que : $\left\{ \begin{array}{l} n : \text{est le nombre des barres d'acier.} \\ c : \text{L'enrobage.} \end{array} \right.$

$$S_t = \frac{1,2 + 2 - 0,05}{22 - 1} = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Ferraillage longitudinal :**

$$A_l = \frac{A_s}{3} = \frac{103,15}{3} = 34,38 \text{ cm}^2.$$

On prend : 12HA20/3,2 ml de section totale : $A_l = 37,70 \text{ cm}^2$.

L'espacement :

$$S_t = \frac{1,2 + 2 - 0,05}{12 - 1} = 0,286 \text{ m.}$$

On prend: $S_t = 29 \text{ cm}$.

IX.2.7.2. Nappe supérieure (Armatures de construction):

➤ **Ferraillage transversal :**

Pour les armatures supérieures, on prendra une section égale à 1/10 de A_s .

$$A_{\text{sup}} = \frac{A_s}{10} = \frac{103,15}{10} = 10,32 \text{ cm}^2.$$

On prend : 8HA14/3,2ml ($A_s = 12,32 \text{ cm}^2$).

➤ **Ferraillage longitudinal :**

$$A_l = \frac{A_s}{3} = \frac{103,15}{3} = 34,38.$$

On prend : 11HA20/3,2 ml de section totale : $A_l = 34,56 \text{ cm}^2$.

Ferraillage latéral :

$$A_{\text{sup}} = \frac{A_s}{10} = \frac{103,15}{10} = 10,32$$

On prend: 8HA14/3,2ml ($A_s = 12,32 \text{ cm}^2$).

IX.3. Culée:

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux deux exigences importantes :

➤ **La fonction mécanique :**

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux du tablier ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.

➤ **La fonction technique :**

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.

- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.
- Elle aide à passer d'un milieu élastique vers un milieu rigide.

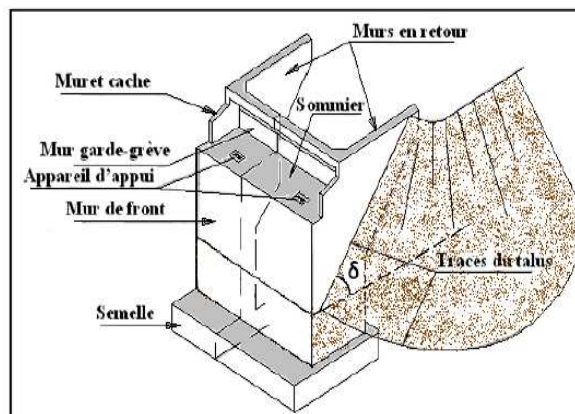


Fig . IX.4.Eléments constitutifs la culée remblayée.

IX.3.1.Choix du type de la culée :

On distingue deux types de culées :

- Les culées remblayées.
- Les culées enterrées.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Les culées du présent ouvrage sont de type remblayées composées de murs de front d'épaisseur constante, de murs garde grève et de murs en retour pour soutenir les remblais d'accès à l'ouvrage.

Aussi, les murs en retour sont prolongés par des murs de soutènement de forme U à hauteurs variables.

IX.3.2.Implantation des culées :

L'ensemble des côtes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

| Désignation | Culée gauche | Culée droite |
|--------------------------|--------------|--------------|
| Point kilométrique | 16+800 | 17+020 |
| Côte projet (m) | 266.69 | 265.28 |
| Côte de la fondation (m) | 257.69 | 256.28 |
| Hauteur de la culée (m) | 9 | 9 |

Tab. IX.12.Implantation des culées.

IX.3.3.Prédimensionnement de la culée :

Le pré dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de **Mr J.A.Calgaro** intitulé : *Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants»*.

IX.3.3.1. Mur de front :

- La hauteur du mur frontal: $h_{mf}=h_{culée}-h_{GG}$.
 $h_{mf}=9-3.72=5.28\text{m}$.

- L'épaisseur du mur frontal $e_{mf}=2\text{ m}$.
- La largeur du mu frontal =13 m.

IX.3.3.2. Mur garde grève:

- La hauteur du mur de garde grève est : $h_{GG} = v_{oussoirculée}+h_{appareil}+h_{désd'appuis}$.
 $h_{GG}=3+0.12+0.6=3.72$.
- L'épaisseur du mur garde grève est : $e = \max(0.30\text{ m}, \frac{h}{8})$.
 $e = \max(0.30\text{ m}, 0.47\text{ m})$ on prend : $e = 0.5\text{ m}$.
- La longueur du mur garde grève est :
 $l_{GG}=l_{tablier}-2 \times e_{muren\ retour}=12.2\text{m}$.

IX.3.3.3. Mur en retour :

Le mur en retour prend les dimensions suivantes :

- La hauteur : $h_{\text{mur en retour}}=9\text{ m}$.
- Longueur supérieure du mur en retour : $L_{\text{sup}}=5\text{ m}$.
- Longueur inférieure du mur en retour : $L_{\text{inf}}=2\text{m}$.
- Epaisseur du mur en retour varie entre **30cm** et **40cm** .
On prend : $e_{\text{mur en retour}}=40\text{cm}$.

IX.3.3.4. Mur-cache :

- La hauteur : $h_{\text{mur cache}} = h_{GG}-h_{\text{corniche}}$.
 $h_{\text{mur cache}}=3.72-0.7=3.02\text{m}$
- La largeur: $l_{\text{mur cache}}=2\text{m}$.
- Epaisseur: $e_{\text{mur cache}} = 0.30\text{ m}$.

IX.3.3.5. Dalle de transition:

- La longueur de la dalle de transition est donnée par la formule :
 $L_{\text{dalle de transition}} = \text{Min}[6\text{m}, \text{Max}(3\text{m}, 0.6H)]$.
H : étant la hauteur du remblai 9m
Donc : $L = \text{Min}[6\text{m}; \text{Max}(3\text{m}; 0.6 \times 8.33)] \Rightarrow L = \text{Min}[6\text{m}; 5.4\text{ m}]$.
Soit : $L = 5.4\text{ m}$.

- La dalle de transition suit une pente de 3 %.
- Son épaisseur est prise : $e_{\text{dalle de transition}} = 0,30\text{ m}$.
- Sa largeur $l_{\text{dalle de transition}} = 12.2\text{ m}$.
- Béton de propreté : $e = 10\text{ cm}$.

IX.3.3.6. Sommier d'appui:

- La longueur du sommier $L_{\text{sommier}} = 13\text{ m}$.
- La largeur du sommier $l_{\text{sommier}} = 1,60\text{ m}$.
- épaisseur du sommier $e_{\text{sommier}} = 1.6\text{m}$.

IX.3.3.7. Corbeau :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 100 cm, une petite base de 50 cm et une hauteur de 50 cm.

La largeur du corbeau

IX.3.3.8. La semelle :

La semelle prend les dimensions suivantes :

- Longueur de la semelle ; $L = 13.2$ m.
- Largeur de la semelle ; $B = 6$ m.
- L'épaisseur de la semelle ; $es = 2$ m.

| Élément | Hauteur ou largeur (m) | Longueur(m) | Epaisseur(m) |
|---------------------|------------------------|-----------------------------|--------------|
| Mur de front | 5.28 | 13 | 2 |
| Mur de garde grève | 3.72 | 12.2 | 0.5 |
| Mur en retour | 9 | ($L_{sup}=5 ; L_{inf}=2$) | 0.4 |
| Mur-cache | 3.02 | 2 | 0.3 |
| Dalle de transition | 5.4 | 12.2 | 0.30 |
| Sommier d'appui | 1.60 | 13 | 1.6 |
| Corbeau | 0.50 | 12.2 | 0.50 |
| La semelle | 6 | 13.2 | 2 |

Tab .IX.13. Dimensions de la culée.

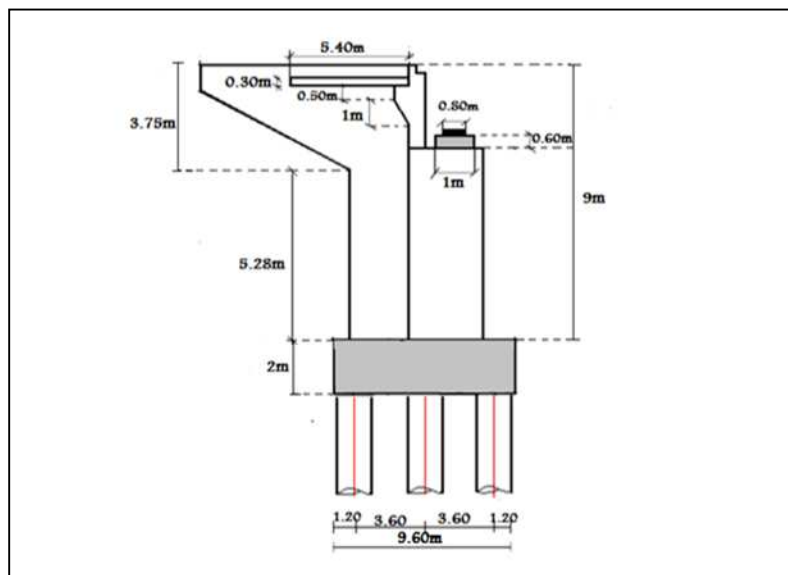


Fig. IX.5. Pré dimensionnement de la culée.

IX.3.2. Stabilité de la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service en ajoutant le coefficient de poussée dans les conditions normales et sismiques.

IX.3.2.1. Evaluation des efforts agissants sur la culée :

❖ Sollicitations verticales :

- Poids propre de la culée.
- Réaction d'appui du tablier dû à sa charge permanente (à vide).
- Réaction d'appui sous la combinaison $G+1,2(A(I) + S(t))$ (en service).
- Poids des terres.

❖ Sollicitations horizontales:

- Effet du séisme.
- Poussées des terres.

➤ **Calcul du coefficient de poussée:**

Dans les conditions sismiques (selon le RPOA2008), le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de **MONOBE- OKABE** suivante :

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

φ : Angle de frottement interne (pour remblai $\varphi=30^\circ$).

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal ($\beta = 0^\circ$).

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{Arc tg}\left(\frac{K_H}{1+K_V}\right)$.

$K_H=A=0,2$: accélération du séisme dans le sens horizontal.

$K_V=0.3 \times K_H$ accélération du séisme dans le sens vertical.

Dans les conditions normales, On prend :

$$K_{ad} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \implies K_{ad} = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) \implies K_{ad} = 0,333.$$

Le calcul de l'accélération se fait dans les 4 cas :

- **Cas 1** : Cas normal (pas de séisme).
- **Cas 2** : cas de séisme (Horizontal + vertical vers le bas), $K_H = 0.20$ et $K_V = 0.06$.
- **Cas 3** : (Horizontal) $K_H = 0,20$.
- **Cas 4** : Cas de séisme (Horizontal + vertical vers le haut), $K_H = 0.20$ et $K_V = -0.06$.

L'effort sismique horizontal : $H_s = K_H \times P$.

L'effort sismique vertical : $V_s = (1+K_V) \times P$.

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme et les coefficients de poussée des terres.

| Action de séisme | K_H | K_V | θ | K_{ad} |
|------------------------|-------|-------|----------|----------|
| Condition normales | 0 | 0 | 0° | 0,33 |
| Horizontal +↓ Vertical | 0,20 | 0,06 | 10,68° | 0.46 |
| Horizontal | 0,20 | 0 | 11,31° | 0.47 |
| Horizontal +↑Vertical | 0,20 | -0.06 | 12,01° | 0,48 |

Tab.IX.14. Valeurs des paramètres K_H, K_V, θ, K_{ad} .

NB : Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

IX.3.2.2. Stabilité de la culée à vide et en charge :

NB : L'intensité $q = 10 \text{ KN/m}^2$ qu'on majore par **20%**: $P = q \times S$ avec S : surface de contact de poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une longueur L.

- M_R : le moment renversant.
- M_s : le moment stabilisant.

➤ **Calcul des poussées dues aux terres:**

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$P = \frac{1}{2} \gamma_r \cdot (1 \pm k_V) \cdot K_{ad} \cdot H^2 \cdot L.$$

γ_r : Poids volumique des terres $\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^2$.

H: hauteur du remblai.

Chapitre IX : étude de l'infrastructure.

Les résultats sont élaborés dans le tableau suivant :

| Sollicitation | P(KN) | $K_h * P$ (KN) | $(1+K_v)P$ (KN) | V (m) | H (m) | Moment renversant M_R (KN.m) | Moment stabilisant M_s (KN.m) |
|------------------------|--------------------------|-------------------|--------------------|----------|----------|--------------------------------------|--|
| mur de garde grève | (3.72x12.2x0.50)x25 | 0 | 567.30 | 7.75 | 3.935 | 0.000 | 169.561 |
| | 567.30 | 113.46 | 601.338 | 7.75 | 3.935 | 879.315 | 181.431 |
| | | 113.46 | 567.30 | 7.75 | 3.935 | 18.280 | 169.561 |
| | | 113.46 | 533.262 | 7.75 | 3.935 | 18.280 | 157.691 |
| mur frontal | (5.28x13x2)x25 | 0 | 3432 | 3.75 | 2.100 | 0.000 | 352.739 |
| | 3432 | 686.4 | 3637.92 | 3.75 | 2.100 | 27.435 | 377.43 |
| | | 686.4 | 3432 | 3.75 | 2.100 | 27.435 | 352.739 |
| | | 686.4 | 3226.08 | 3.75 | 2.100 | 27.435 | 328.047 |
| mur en retour | [0.5(5+2)x9x0.4x25] | 0 | 315 | 5.46 | 2.814 | 0.000 | 80.316 |
| | 315 | 63 | 333.9 | 3.107 | 2.814 | 7.274 | 85.94 |
| | | 63 | 315 | 5.46 | 2.814 | 7.274 | 80.316 |
| | | 63 | 296.1 | 5.46 | 2.814 | 7.274 | 74.695 |
| semelle | (13.2x6x2)x25 | 0 | 3960 | 1 | 3 | 0.000 | 2557.92 |
| | 3960 | 792 | 4197.6 | 1 | 3 | 56.064 | 2736.974 |
| | | 792 | 3960 | 1 | 3 | 56.064 | 2557.92 |
| | | 792 | 3722.4 | 1 | 3 | 56.064 | 2378.866 |
| dalle de transition | (5.4x12.2x0.30)x25 | 0 | 494.1 | 8.49 | 4.620 | 0.000 | 168.15 |
| | 494.1 | 98.82 | 523.746 | 8.49 | 4.620 | 13.167 | 179.921 |
| | | 98.82 | 494.1 | 8.49 | 4.620 | 13.167 | 168.15 |
| | | 98.82 | 464.454 | 8.49 | 4.620 | 13.167 | 156.38 |
| Sommier d'appui | (1.6x13x1.6)x25 | 0 | 832 | 2.450 | 2.600 | 0.000 | 91.238 |
| | 832 | 166.4 | 881.92 | 2.450 | 2.600 | 9.682 | 97.625 |
| | | 166.4 | 832 | 2.450 | 2.600 | 9.682 | 91.238 |
| | | 166.4 | 782.08 | 2.450 | 2.600 | 9.682 | 84.851 |
| Les corbeaux | [0.5(1+0.5)x0.5x12.2x25] | 0 | 114.375 | 8.11 | 4.153 | 0.000 | 41.227 |
| | 114.375 | 22.875 | 121.238 | 8.11 | 4.153 | 4.270 | 44.114 |
| | | 22.875 | 114.375 | 8.11 | 4.153 | 4.270 | 41.227 |

Chapitre IX : étude de l'infrastructure.

| | | | | | | | | |
|---|-----------------------|------------------------------------|----------|-------|-------|---------|-----------|---|
| | | 22.875 | 107.513 | 8.11 | 4.153 | 4.270 | 38.34 | |
| Poids des terres sur la dalle de transition | (0.50x5.4x12.2)x18 | 0 | 592.92 | 9.06 | 5.600 | 0.000 | 190.76 | |
| | 592.92 | 118.584 | 628.495 | 9.06 | 5.600 | 21.280 | 190.76 | |
| | | 118.584 | 592.92 | 9.06 | 5.600 | 21.280 | 204.113 | |
| | | 118.584 | 557.345 | 9.06 | 5.600 | 21.280 | 177.407 | |
| Poids des terres sur la semelle | 18.462x13x18 | 0 | 4320.108 | 2.58 | 2.953 | 0.000 | 2463.501 | |
| | 4320.108 | 864.022 | 4579.314 | 2.58 | 2.953 | 130.022 | 2635.944 | |
| | | 864.022 | 4320.108 | 2.58 | 2.953 | 130.022 | 2463.501 | |
| | | 864.022 | 4060.902 | 2.58 | 2.953 | 130.022 | 2291.057 | |
| Poids des surcharges | (13x5.4)x12 | 0 | 842.4 | 5.900 | 4.770 | 0.000 | 269.04 | |
| | 842.4 | 168.48 | 892.944 | 5.900 | 4.770 | 21.751 | 287.873 | |
| | | 168.48 | 842.4 | 5.900 | 4.770 | 21.751 | 269.04 | |
| | | 168.48 | 791.856 | 5.900 | 4.770 | 21.751 | 250.207 | |
| Poussée des terres | Mur GG + Mur de front | 0.5x0.33x18x9 ² x12.2 | 2934.954 | / | 4 | / | 11739.816 | / |
| | | 0.5x0.46x18x9 ² x12.2 | 4091.148 | / | 4 | / | 16364.592 | |
| | | 0.5x0.47x18x9 ² x12.2 | 4180.086 | / | 4 | / | 16720.344 | / |
| | | 0.5x0.48x18x9 ² x12.2 | 4269.024 | / | 4 | / | 17076.096 | / |
| | Semelle | 0.5x0.33x18x(2) ² x13.2 | 156.816 | / | 0.5 | / | 78.408 | |
| | | 0.5x0.46x18x(2) ² x13.2 | 218.592 | / | 0.5 | / | 109.296 | / |
| | | 0.5x0.47x18x(2) ² x13.2 | 223.344 | / | 0.5 | / | 111.672 | / |
| | | 0.5x0.48x18x(2) ² x13.2 | 228.096 | / | 0.5 | / | 114.048 | / |
| Poussée des surcharges | Mur GG + Mur de front | 9x13x12x0.33 | 463.320 | / | 4 | / | 1853.28 | / |
| | | 9x13x12x0.46 | 645.84 | / | 4 | / | 2583.36 | / |
| | | 9x13x12x0.47 | 659.88 | / | 4 | / | 2639.52 | / |
| | | 9x13x12x0.48 | 673.92 | / | 4 | / | 2695.68 | / |
| | | 2x13.2x12x0.33 | 104.544 | / | 0.5 | / | 52.272 | |
| | | 2x13.2x12x0.46 | 145.728 | / | 0.5 | / | 72.864 | / |
| | | 2x13.2x12x0.47 | 148.896 | / | 0.5 | / | 74.448 | / |
| | | 2x13.2x12x0.48 | 152.064 | / | 0.5 | / | 76.032 | / |

Tab. IX.15. : Calcul des moments et des efforts globaux.

IX.3.2.3. Vérification de la stabilité de la culée :

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions de stabilité au renversement et la stabilité au glissement.

| Cas | $F_V(KN)$ | $F_H(KN)$ | M_R (KN.m) | M_S (KN.m) | M_s/M_r | $V/Hx\tan\phi$ |
|-----|-----------|-----------|-------------------|-------------------|-----------|----------------|
| 1 | 15470.203 | 3659.634 | 13723.776 | 47222.755 | 3.441 | 2.452 |
| 2 | 16398.415 | 8195.349 | 29300.9258 | 50056.120 | 1.708 | 1.161 |
| 3 | 15470.203 | 8306.247 | 29865.0369 | 47222.755 | 1.581 | 1.080 |
| 4 | 14541.992 | 8417.145 | 30280.9089 | 44389.395 | 1.47 | 1.002 |

Tab .IX.16. : Résultats du calcul de la poussée sur la culée.

➤ **Stabilité au renversement :**

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5 \text{ Condition normale.}$$

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1 \text{ Condition sismique.}$$

➤ **Stabilité au glissement :**

$$\frac{V}{H} \tan \phi \geq 1.5 \text{ Condition normale.}$$

$$\frac{V}{H} \tan \phi \geq 1.0 \text{ Condition sismique.}$$

On constate que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées dans les deux cas (normal et sismique). La stabilité de la culée est assurée.

N.B: Sachant que les pieux sous la pile sont les plus sollicités donc on adopte le même ferrailage pour les pieux sous la culée.

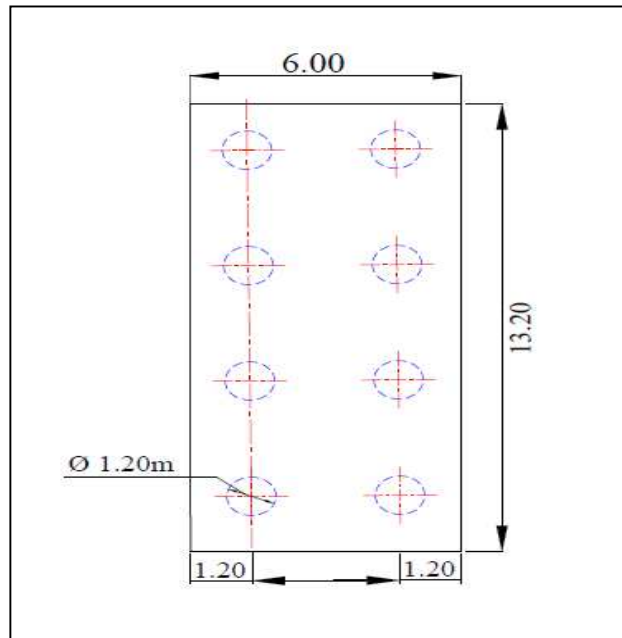


Fig. IX.6. Vue en plan de la semelle sous culée.

IX.4. CONCLUSION :

Ainsi, l'étude sismique d'un pont est vraiment très importante surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevée. Pour notre cas, on a calculé le ferrailage de la pile en prenant le moment maximal à l'E.L.A, bien que la wilaya de TIZI OUZOU se situe dans une zone de moyenne sismicité, ce qui révèle que le séisme a un effet sur les ouvrages d'art. La stabilité de la culée a été vérifiée à vide et en service.



Conclusion générale



Conclusion générale.

CONCLUSION GENERALE:

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de connaître les différentes étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements en vigueur.

Ce projet qui a été vraiment très pénible surtout en ce qui concerne la partie modélisation, nous a permis également de mettre en application un certain nombre de notions théoriques, aussi d'améliorer nos compétences et d'enrichir nos connaissances acquises durant notre formation en master « voies et ouvrages d'arts »

En outre, la complexité géométrique et mécanique du pont nous a obligés à faire recours à deux logiciels d'ingénierie, Robot Structural et Autocad. La modélisation qui a été effectuée par le logiciel Robot Structural, nous a permis d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière plus ou moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage.

Ainsi, ce mémoire nous a permis de toucher à un domaine privilégié, très vaste et l'apprentissage dans ce domaine ne cesse jamais.

Enfin, la formation master génie civil option « voies et ouvrages d'arts » a été vraiment très bénéfique pour nous et on espère bien collaborer dans les études et la réalisation dans le domaine des travaux publics, et contribuer dans le développement de ce pays.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages:

- **J.A. CALGARO**. Conception des ponts.
- Documents **SETRA**, Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension, Centre des techniques d'ouvrages d'art (France), (Février 1996).
- Calcule des grillages de poutres et dalles orthotrope selon la méthode de GUYON MASSONNET.
- J.A. CALGARO, Projet et construction des ponts ,école nationale des et chaussées de Paris(France)(1987).
- RCPR Régles définissant les charges appliquées pour le calcul et les épreuves des pont routes.
- Régles parasismique des ouvrages d'arts **RPOA2008**.
- HENRY. THONIER, le béton précontraint aux états limite **BPEL**.
- BAEL1999.
- Appuis des tabliers, PP73 SETRA .

Cours:

- Cours ouvrages d'art.
- Cours mécaniques des sols.
- Cours béton armé.

Mémoires:

- Mémoires d'option ouvrage d'art (ENSTP).

Logiciels:

- Autodesk Robot Structural Analyse Professional 2010.
- Robot Expert BA 2010
- Autocad 2014 : dessin.
- Microsoft Office 2007,2013: traitement de texte.
- Microsoft Office Excel 2007,2013:calcul.

ANNEXE A

-Travée centrale :

| N° de voussoir | abs(m) | h(m) | e(m) | s (m ²) | YG(m) | I(m ⁴) | v'(m) | v(m) | ρ | C' | C |
|-----------------|--------|-------|-------|---------------------|-------|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| (1/2)vs clavage | -1 | 3 | 0,25 | 9,546 | 2,011 | 10,241 | 2.011 | 0.989 | 0.539 | 1.084 | 0.533 |
| v1 | 0 | 3 | 0,25 | 9,546 | 2,011 | 10,241 | 2.011 | 0.989 | 0.539 | 1.084 | 0.533 |
| v2 | 5 | 3,037 | 0,256 | 9,602 | 2,029 | 10,616 | 2.029 | 1.007 | 0.539 | 1.115 | 0.544 |
| v3 | 10 | 3,148 | 0,277 | 9,768 | 2,086 | 11,791 | 2.086 | 1.061 | 0.541 | 1.151 | 0.577 |
| v4 | 15 | 3,333 | 0,311 | 10,046 | 2,181 | 13,916 | 2.181 | 1.151 | 0.544 | 1.211 | 0.633 |
| v5 | 20 | 3,592 | 0,358 | 10,436 | 2,314 | 17,253 | 2.314 | 1.278 | 0.547 | 1.295 | 0.710 |
| v6 | 25 | 3,925 | 0,419 | 10,936 | 2,484 | 22,191 | 2.484 | 1.441 | 0.552 | 1.402 | 0.810 |
| v7 | 30 | 4,333 | 0,494 | 11,548 | 2,693 | 29,267 | 2.693 | 1.640 | 0.559 | 1.533 | 0.933 |
| v8 | 35 | 4,814 | 0,582 | 12,271 | 2,939 | 39,188 | 2.939 | 1.875 | 0.566 | 1.688 | 1.077 |
| v9 | 40 | 5,370 | 0,684 | 13,105 | 3,223 | 52,859 | 3.223 | 2.146 | 0.574 | 1.868 | 1.244 |
| vs pile | 45 | 6 | 0,8 | 14,050 | 3,546 | 71,41 | 3.546 | 2.454 | 0.584 | 2.071 | 1.433 |

Tab II.4.la variation des différents paramètres de 1/2 de la travée centrale .

-Travée de rive :

| N° voussoir | abs x(m) | h(x) | e(x) | s(x) | YG(m) | Ix(m ⁴) | v'(m) | V(m) | ρ | c | c' |
|-------------|----------|-------|-------|--------|-------|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| vs culé | -11 | 3 | 0,25 | 9,546 | 2,011 | 10,241 | 2.011 | 0.989 | 0.539 | 0.533 | 1.084 |
| vs clavage | -2 | 3 | 0,25 | 9,546 | 2,011 | 10,241 | 2.011 | 0.989 | 0.539 | 0.533 | 1.084 |
| v1 | 0 | 3 | 0,25 | 9,546 | 2,011 | 10,241 | 2.011 | 0.989 | 0.539 | 0.533 | 1.084 |
| v2 | 5 | 3,037 | 0,256 | 9,602 | 2,029 | 10,616 | 2.029 | 1.007 | 0.539 | 0.544 | 1.115 |
| v3 | 10 | 3,148 | 0,277 | 9,768 | 2,086 | 11,791 | 2.086 | 1.061 | 0.541 | 0.577 | 1.151 |
| v4 | 15 | 3,333 | 0,311 | 10,046 | 2,181 | 13,916 | 2.181 | 1.151 | 0.544 | 0.633 | 1.211 |
| v5 | 20 | 3,592 | 0,358 | 10,436 | 2,314 | 17,253 | 2.314 | 1.278 | 0.547 | 0.710 | 1.295 |
| v6 | 25 | 3,925 | 0,419 | 10,936 | 2,484 | 22,191 | 2.484 | 1.441 | 0.552 | 0.810 | 1.402 |
| v7 | 30 | 4,333 | 0,494 | 11,548 | 2,693 | 29,267 | 2.693 | 1.640 | 0.559 | 0.933 | 1.533 |
| v8 | 35 | 4,814 | 0,582 | 12,271 | 2,939 | 39,188 | 2.939 | 1.875 | 0.566 | 1.077 | 1.688 |
| v9 | 40 | 5,370 | 0,684 | 13,105 | 3,223 | 52,859 | 3.223 | 2.146 | 0.574 | 1.244 | 1.868 |
| v pile | 45 | 6 | 0,8 | 14,050 | 3,546 | 71,41 | 3.546 | 2.454 | 0.584 | 1.433 | 2.071 |

Tab .II.5.la variation des différents paramètres de la travée de rive.

ANNEXE B

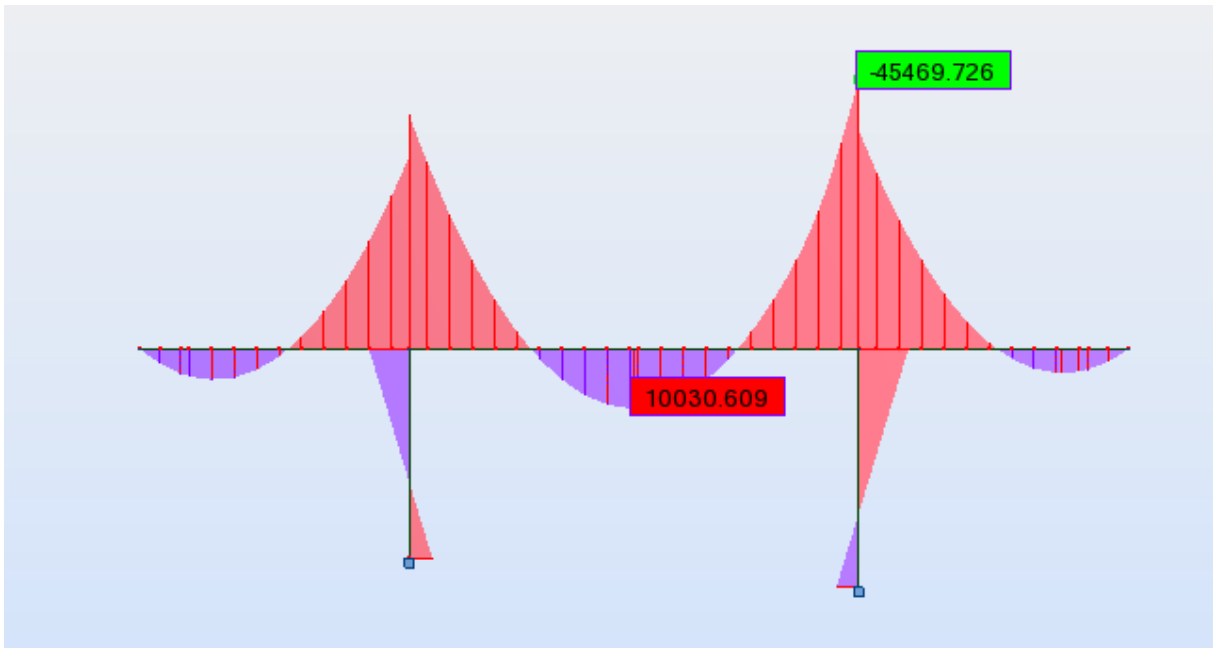


Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison : $G + 1.2 (A(L) + ST)$

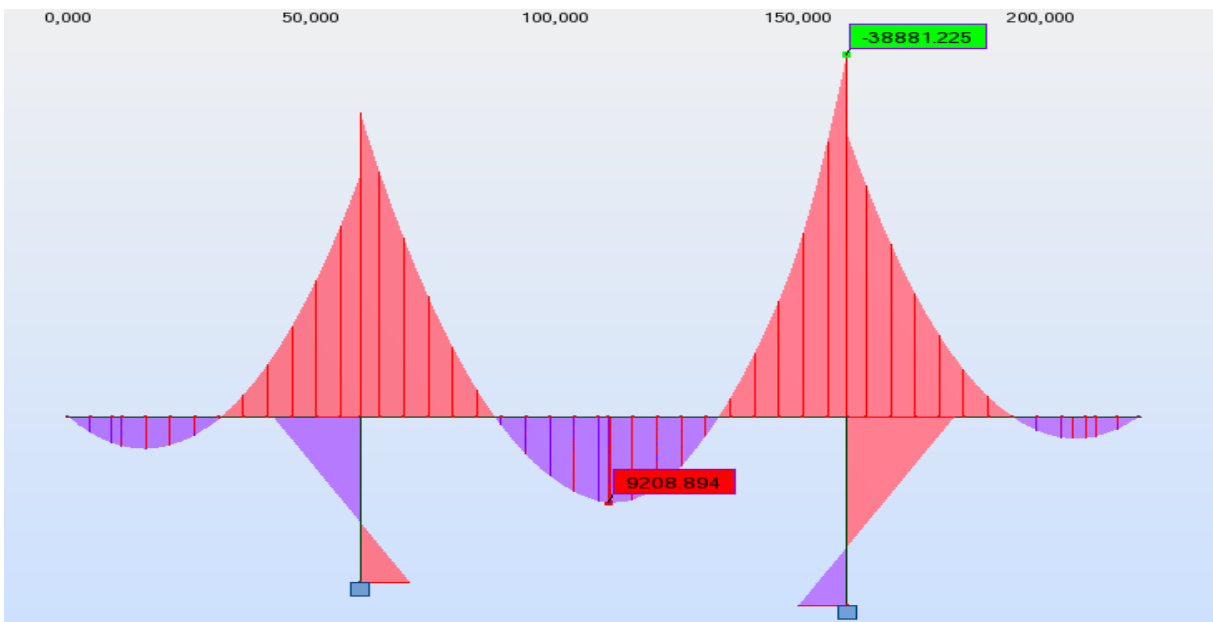


Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison : $G + D240$

ANNEXE B

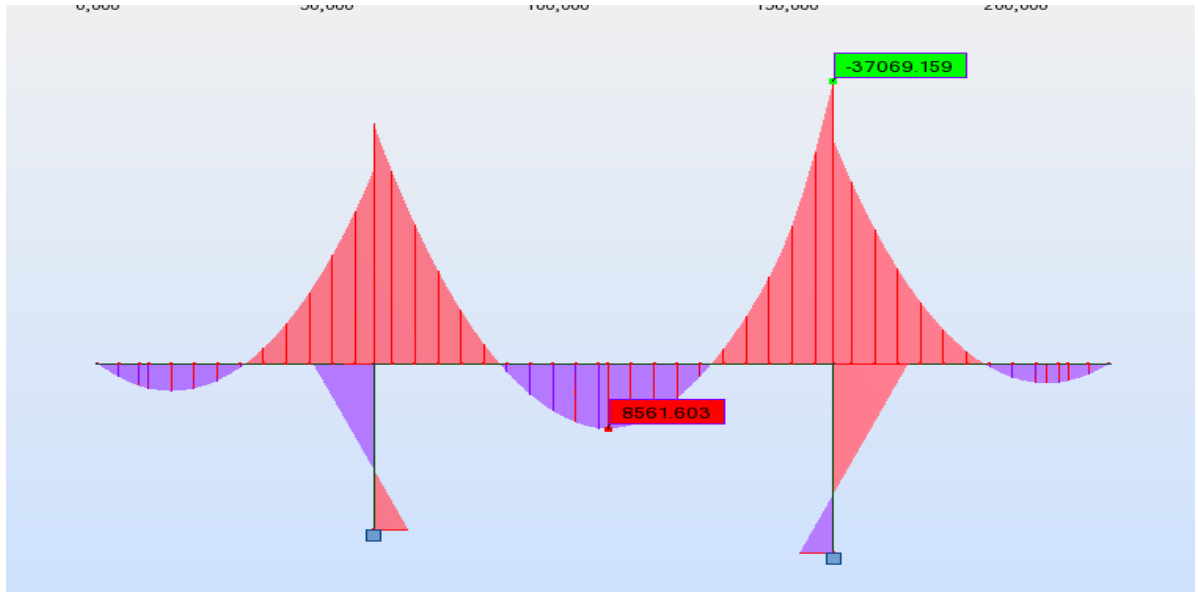


Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison : G + MC120

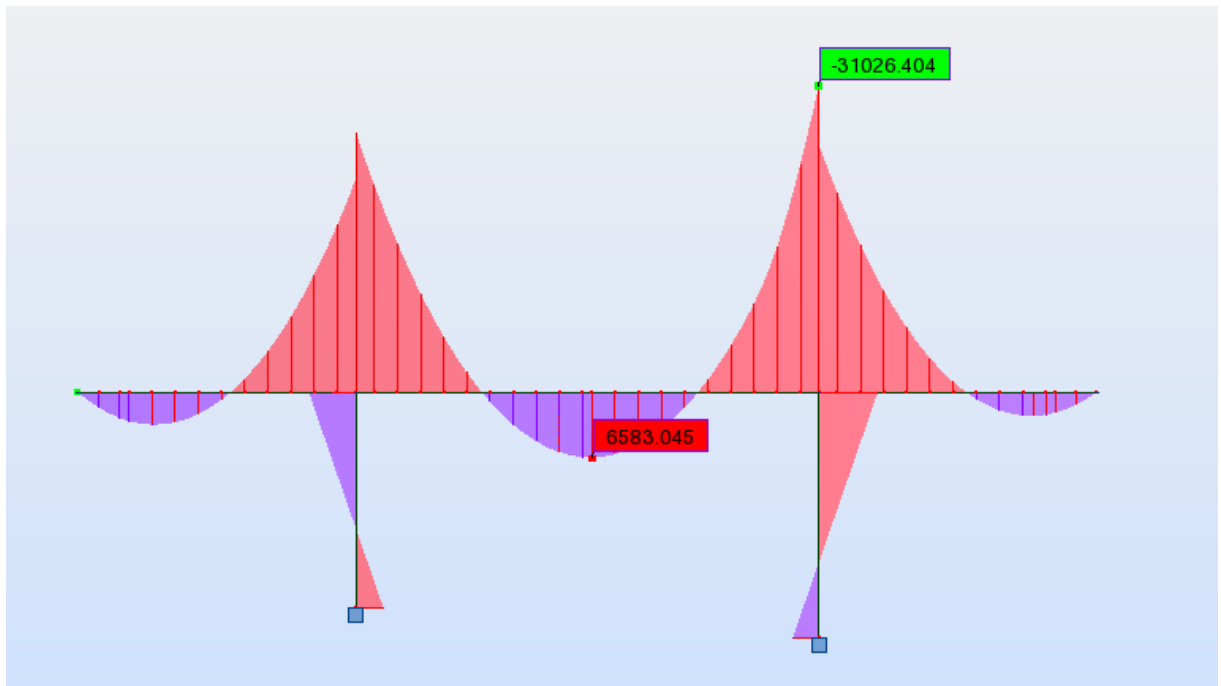


Diagramme des moments fléchissant sous le poids propre : G

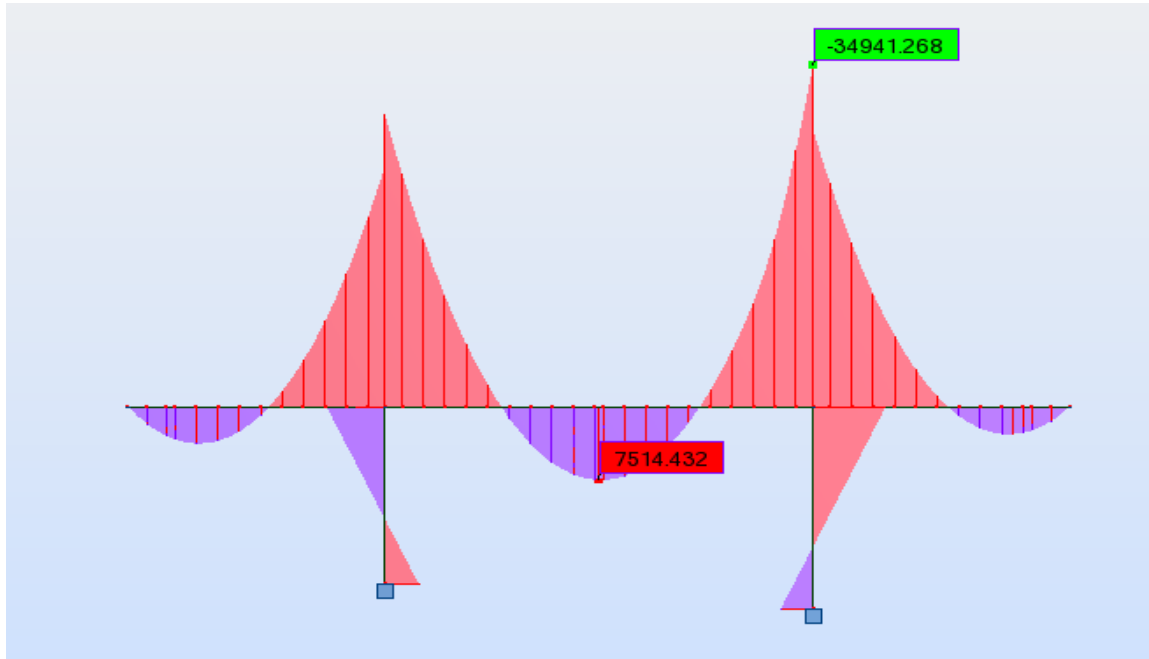
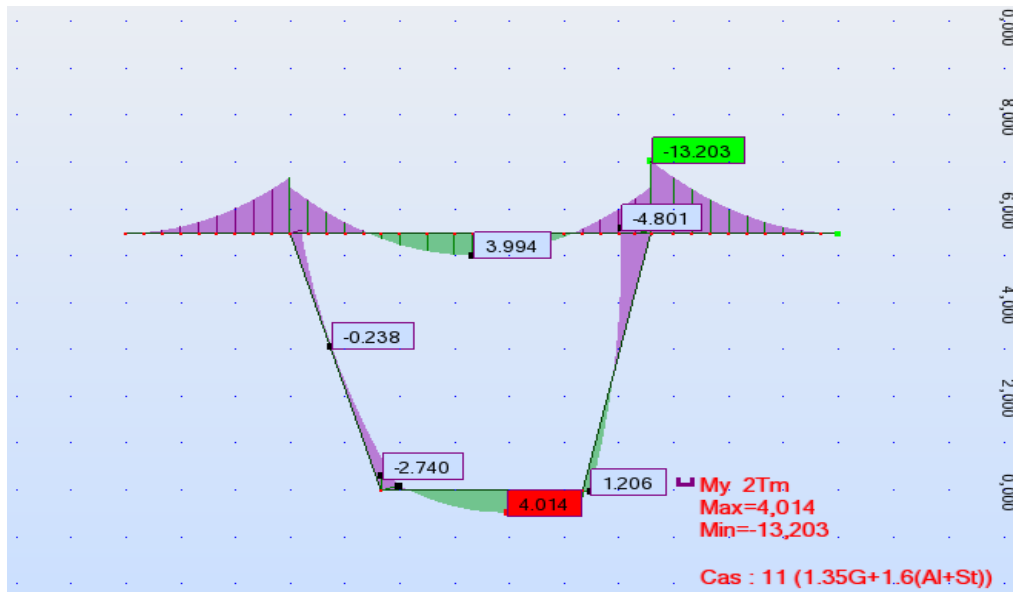


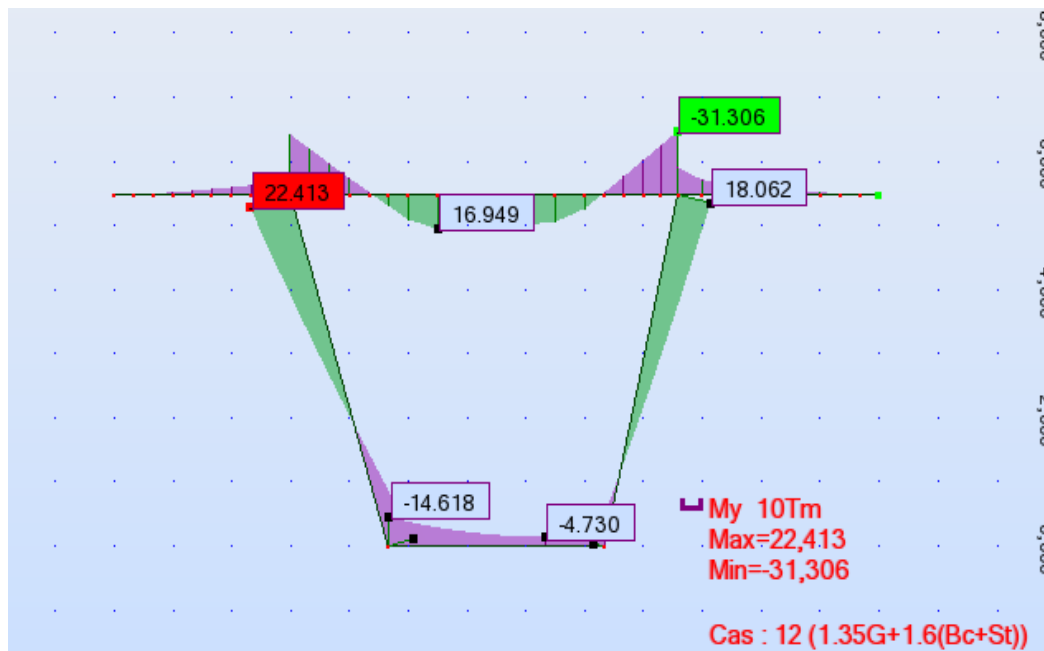
Diagramme des moments fléchissant sous le poids propre : G+CCP

➤ **Moment transversal sur pile:**

A L'ELU:

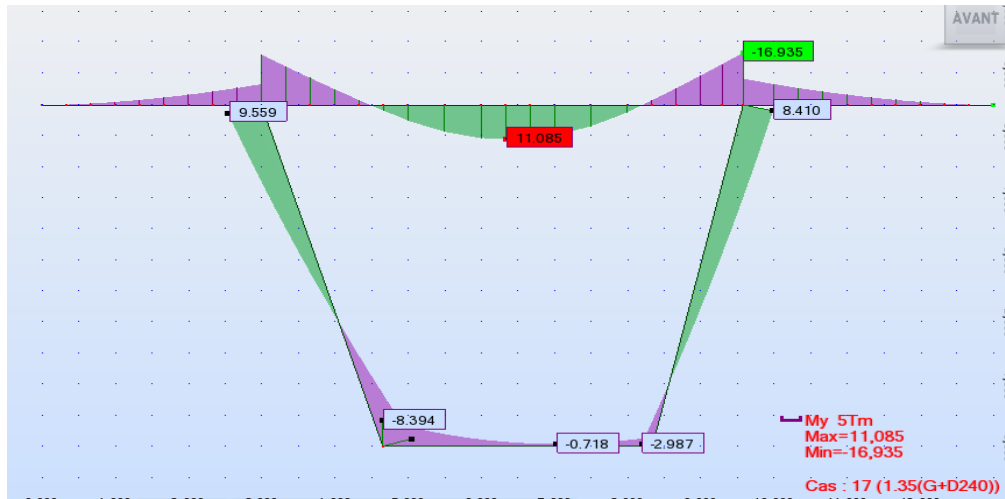


Moment sur pile sous la combinaison 1.35G+1.6(AI+St)

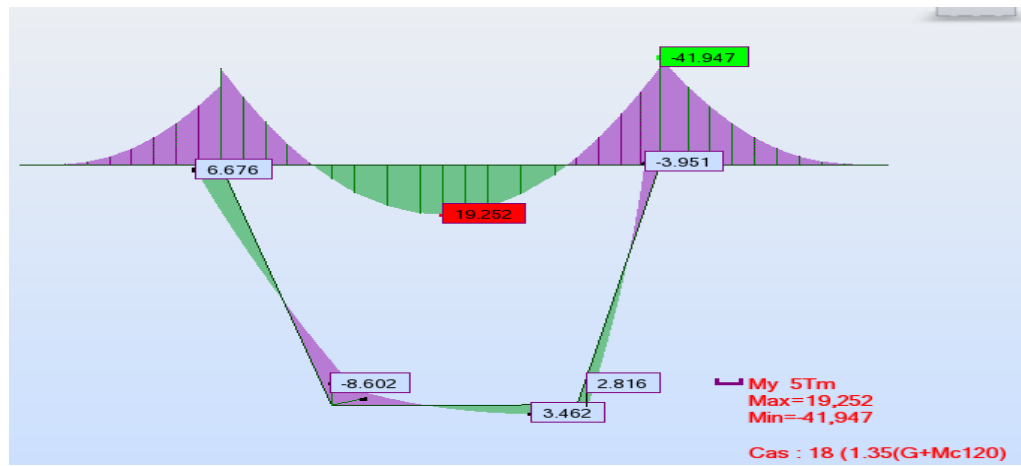


Moment sur pile sous la combinaison 1.35G+1.6(Bc+St)

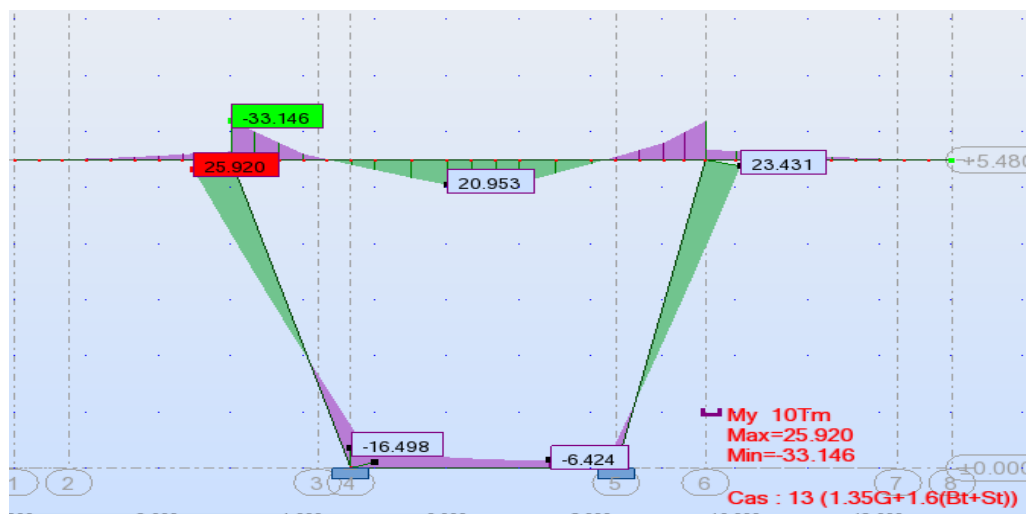
ANNEXE C



Moment sur pile sous la combinaison 1.35(G+D240)

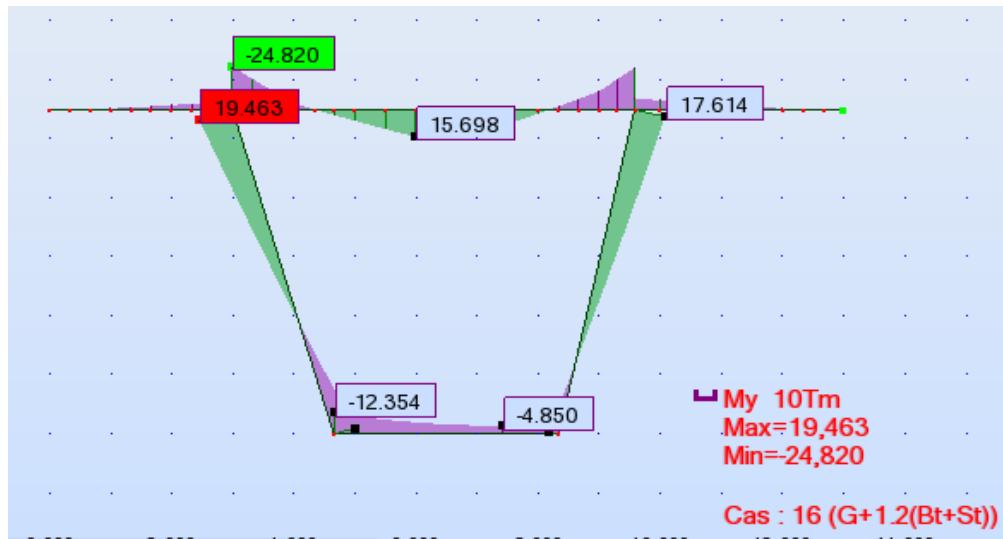


moment sur pile sous la combinaison 1.35(G+Mc120)

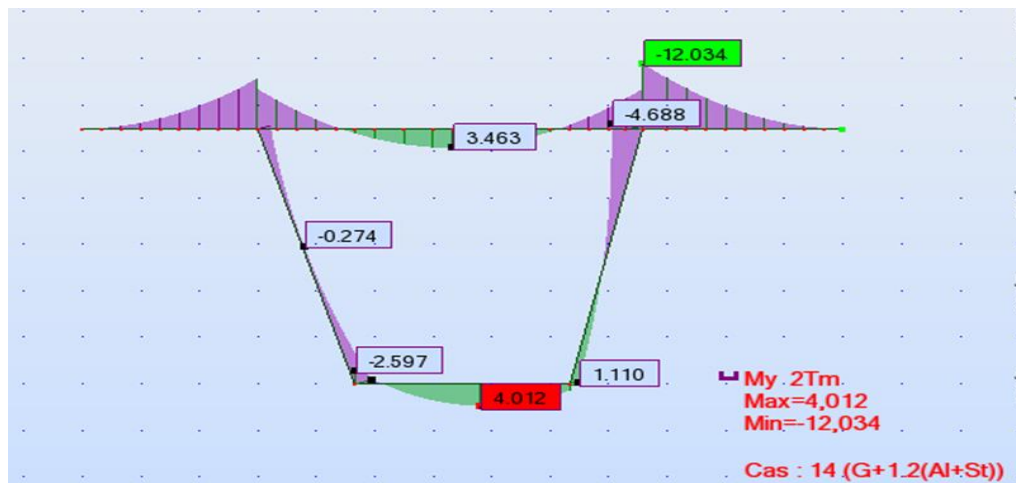


Moment sur pile sous la combinaison 1.35 G+1.6 (Bt+St)

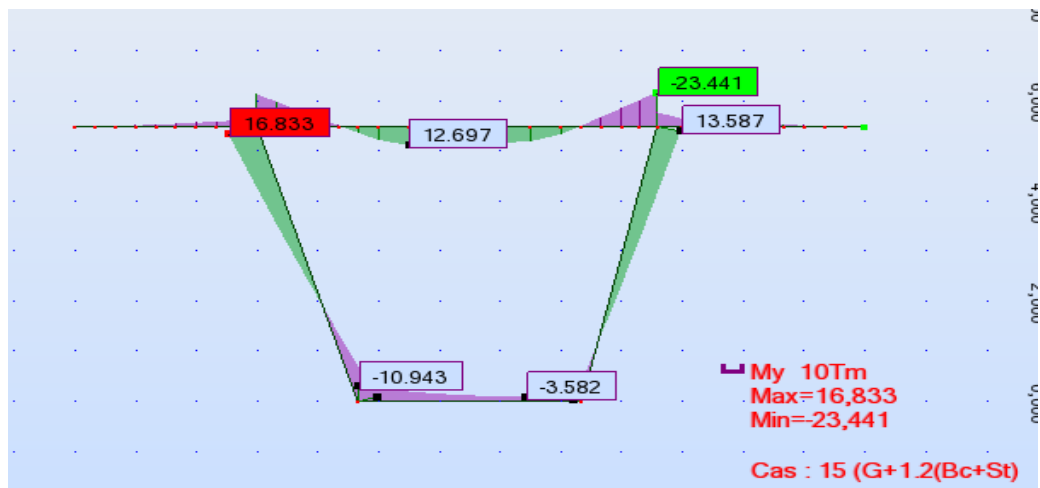
A L'ELS:



Momentsur pile sous la combinaison G+1.2 (Bt+St)

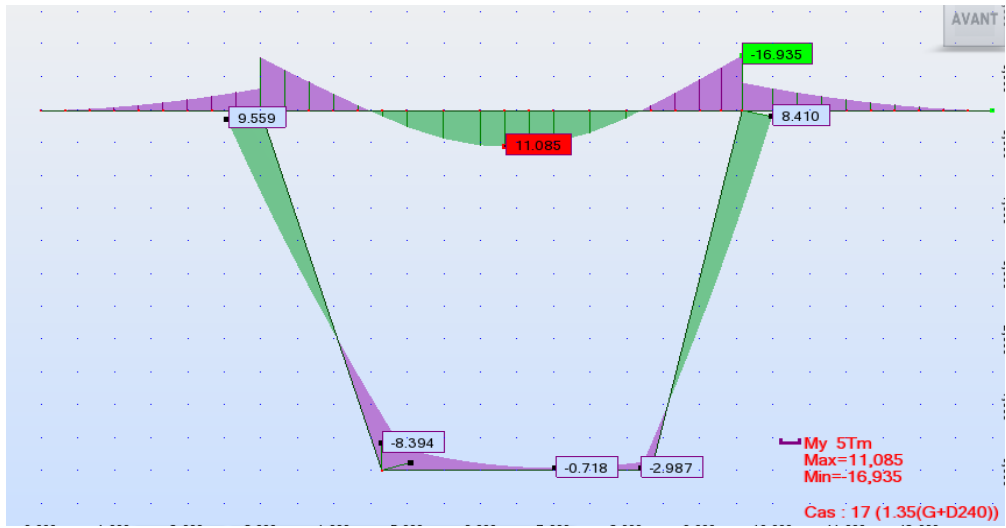


Moment sur pile sous la combinaison G+1.2 (AI+St)

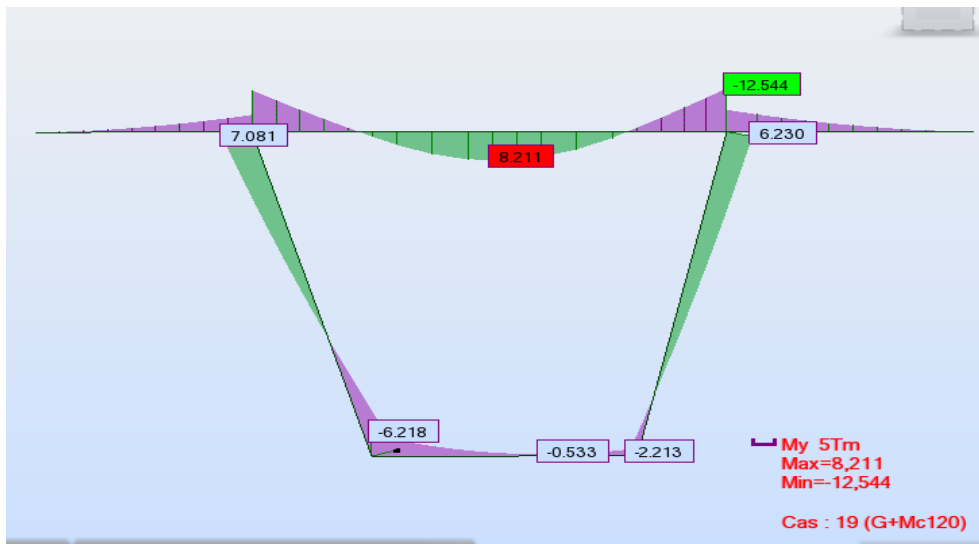


Moment sur pile sous la combinaison G+1.2 (Bc+St)

ANNEXE C

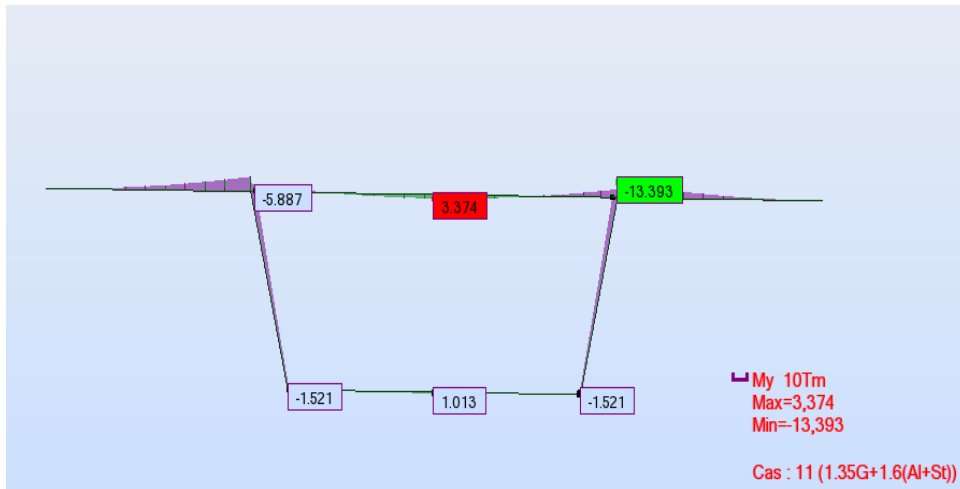


Moment sur pile sous la combinaison G+D240

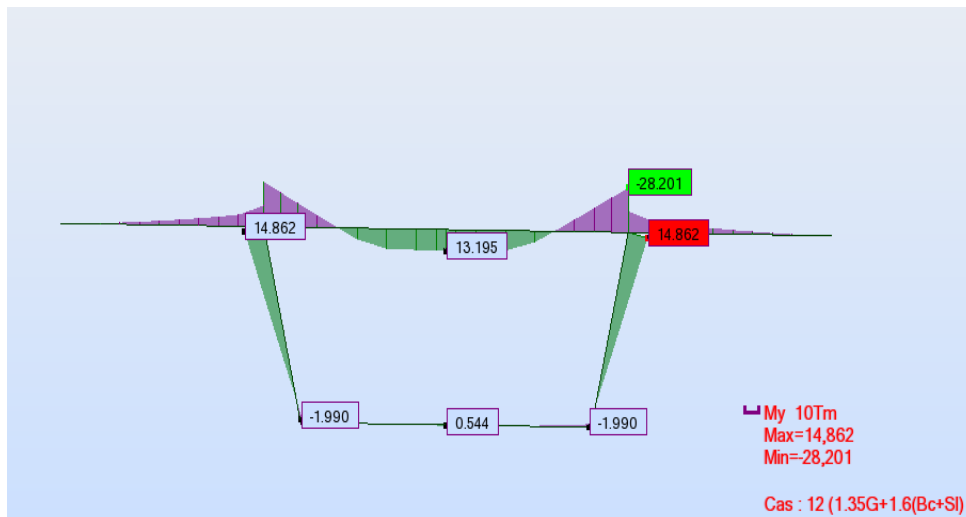


Moment sur pile sous la combinaison G+Mc120

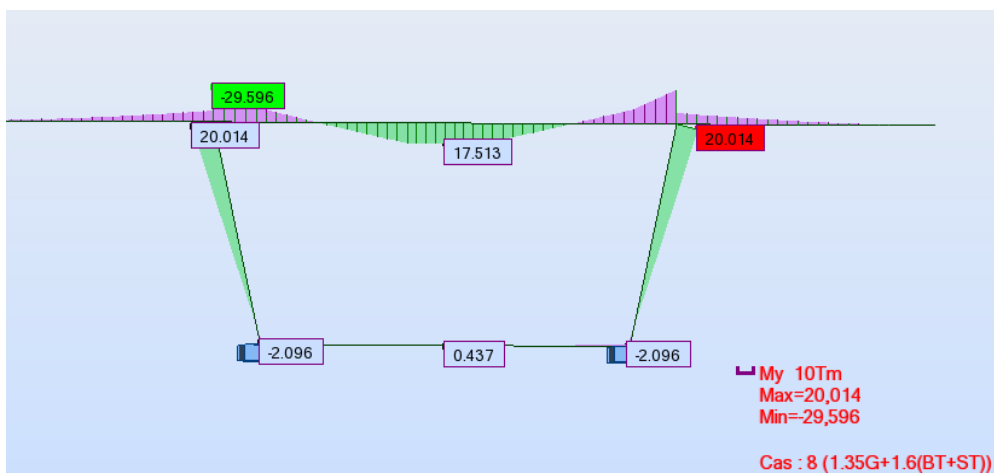
➤ **Moment transversal sur culée:**
A L'ELU:



Moment sur culée sous la combinaison 1.35G+1.6(AI+St)

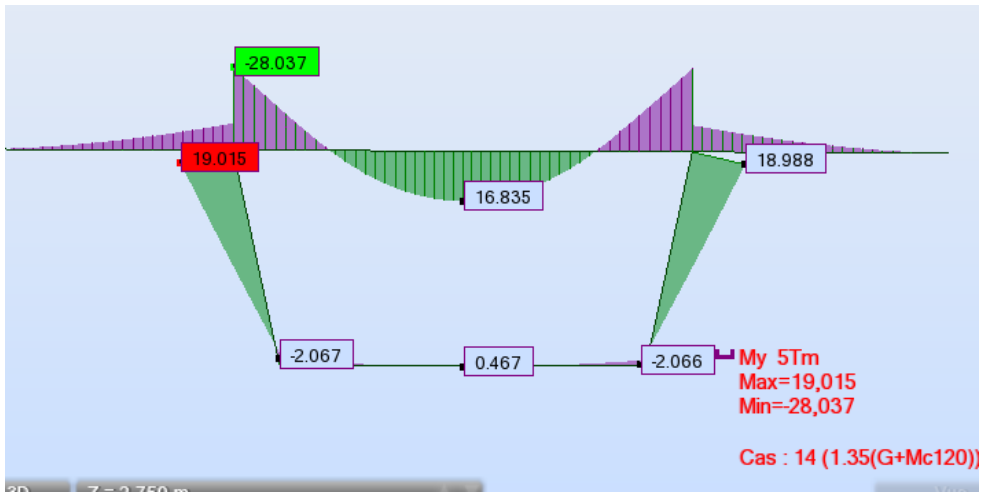


Moment sur culée sous la combinaison 1.35G+1.6(Bc+St)

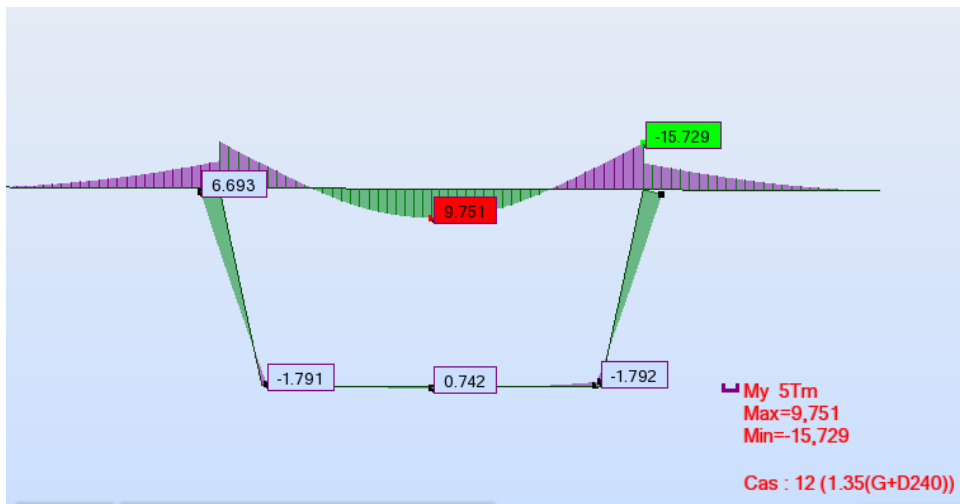


Moment sur culée sous la combinaison 1.35G+1.6(bt+St)

ANNEXE C

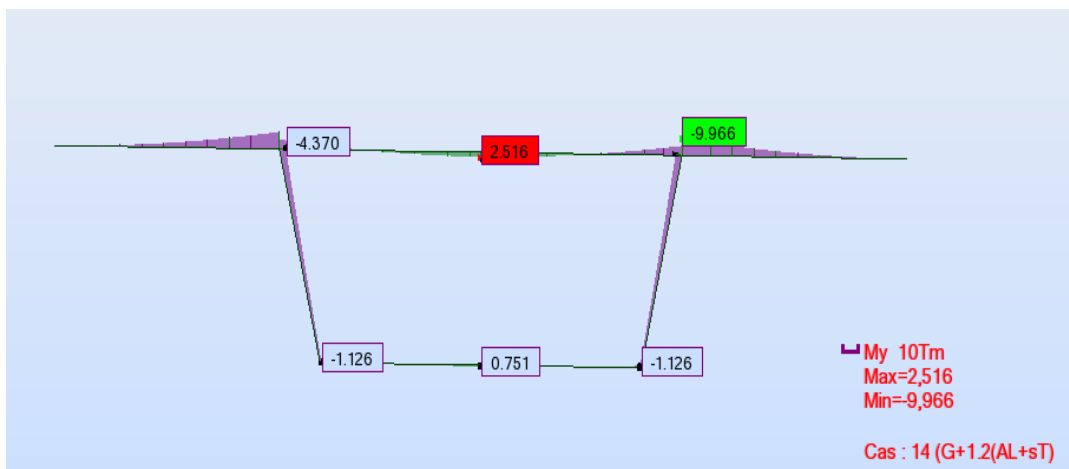


Moment sur culée sous la combinaison 1.35(G+Mc120)



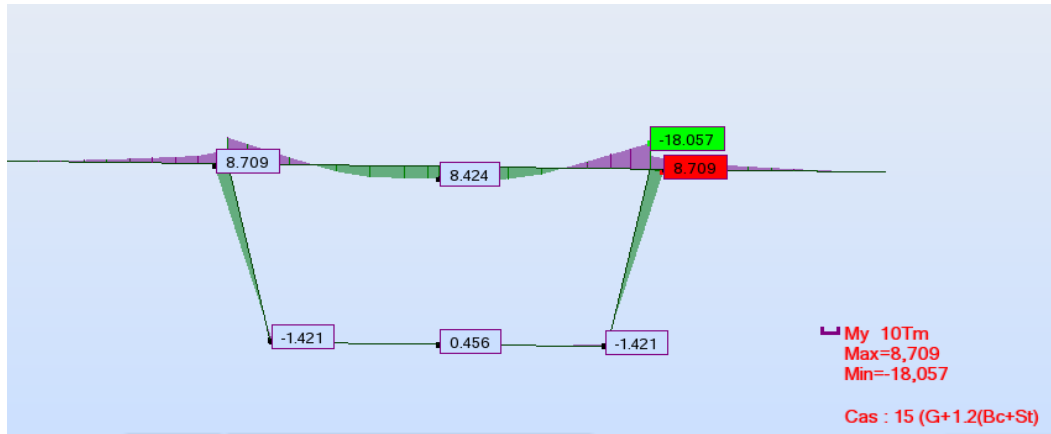
Moment sur culée sous la combinaison 1.35(G+D240)

A L'ELS:

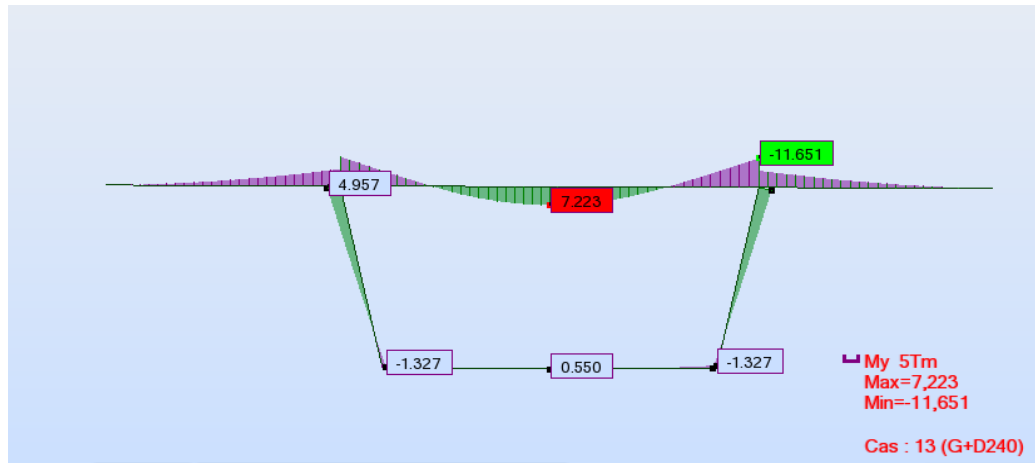


Moment sur culée sous la combinaison G+1.2(AL+sT)

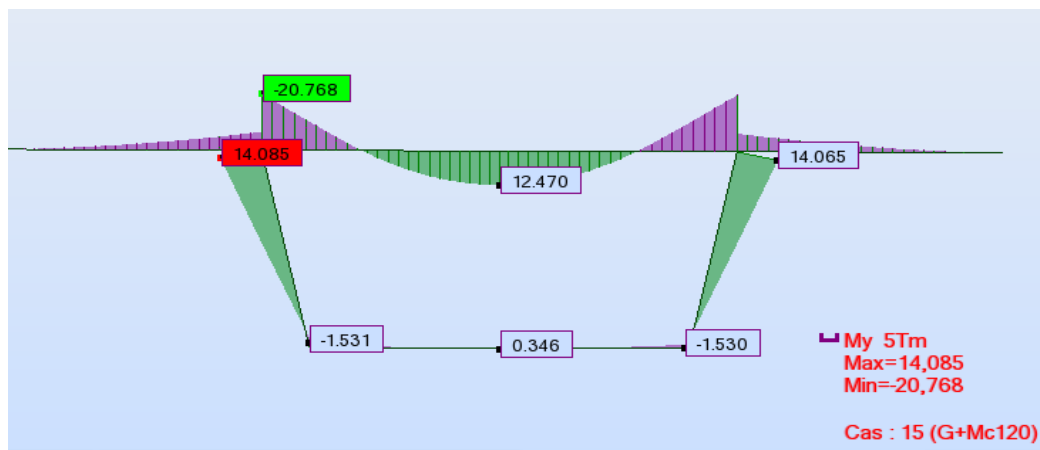
ANNEXE C



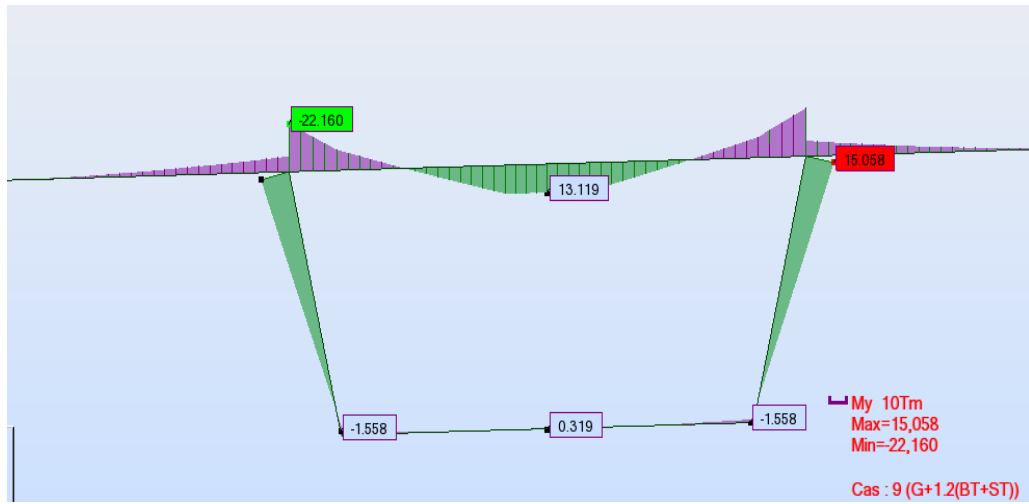
Moment sur culée sous la combinaison G+1.2(Bc+St)



Moment sur culée sous la combinaison G+D240

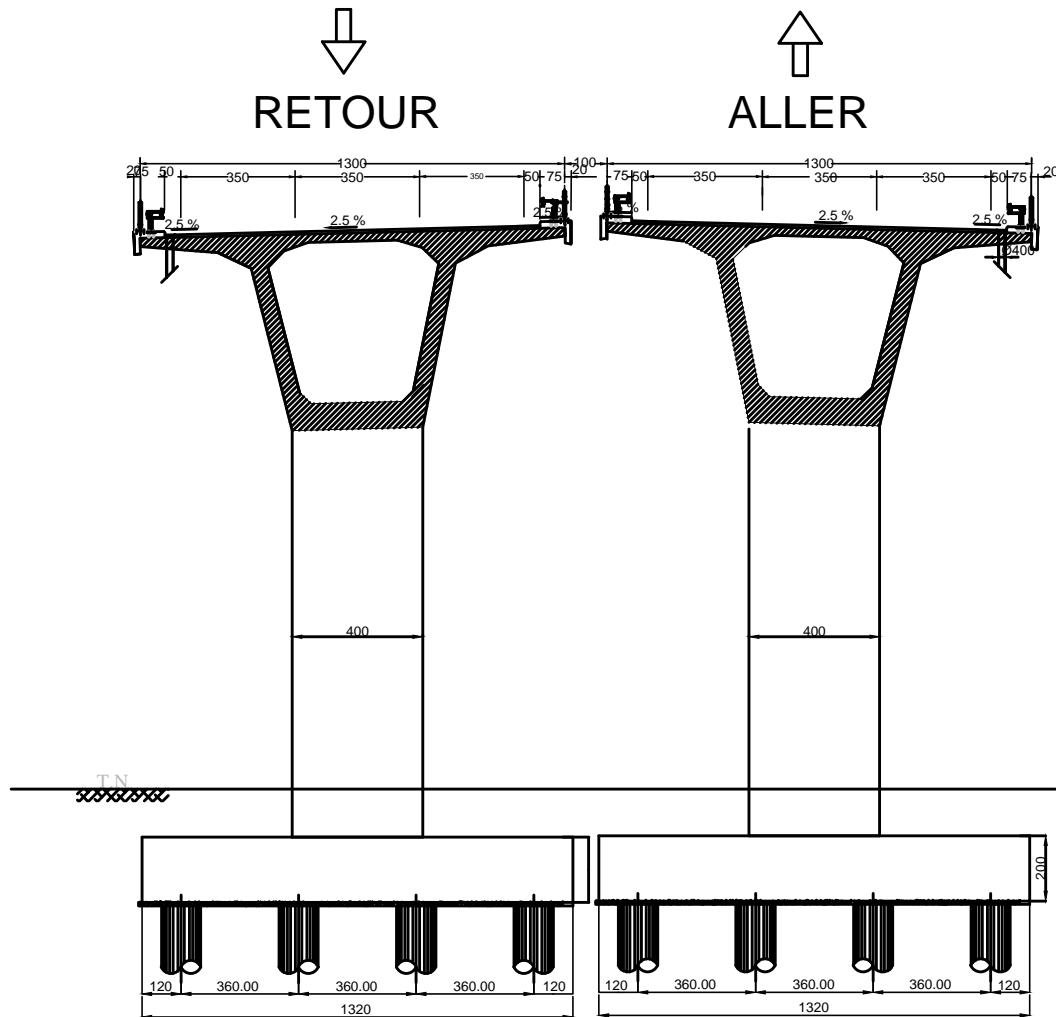


Moment sur culée sous la combinaison G+Mc120



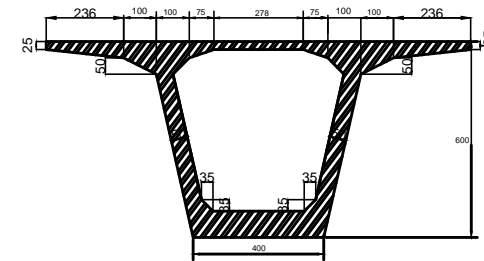
Moment sur culée sous la combinaison G+1.2(Bt+St)

PROFIL EN TRAVERS



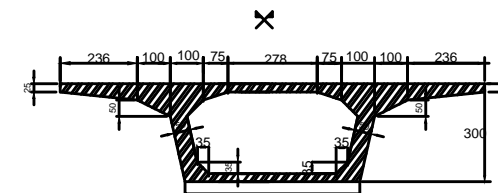
DETAIL COUPE DU VOUSSOIR

SUR PILE
ECH : 1/100



DETAIL COUPE VOUSSOIR

SUR CULEE
ECH : 1/100



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

SI LAKHAL ouiza
BRAIK kristina

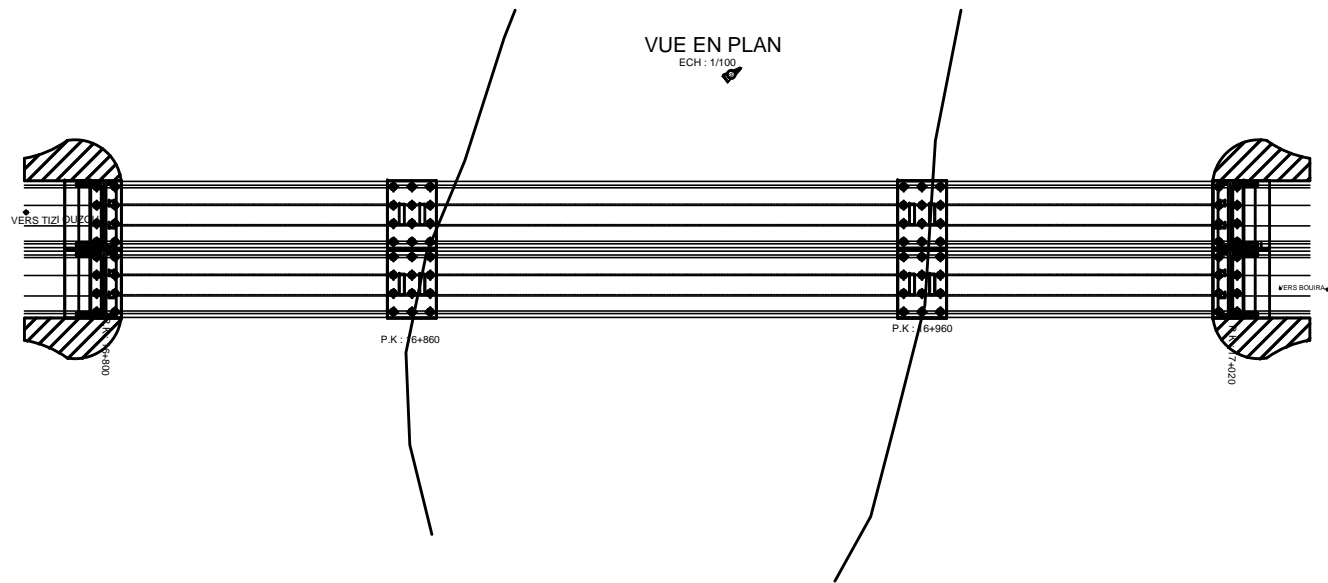
PROJET: CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT CONSTRUIT
PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF
OA PK 16+800 AU PK17+020
VIADUC L=220m

profil en travers

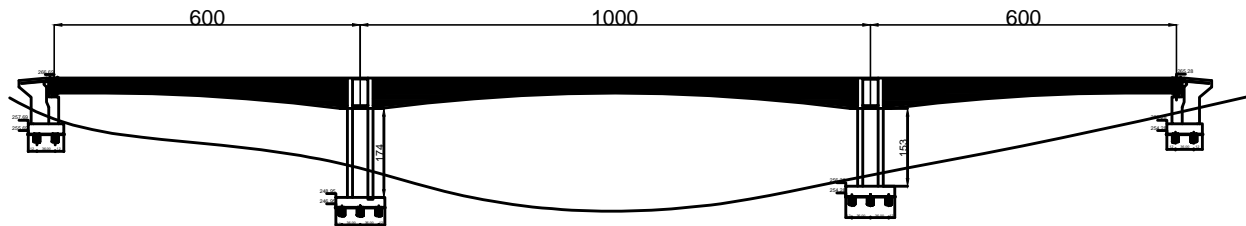
PROMOTION 2016/2017

PLANCHE N°02

VUE EN PLAN
ECH : 1/100



COUPE LONGITUDINALE
ECH : 1/1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

SI LAKHAL ouiza
BRAIK kristina

PROJET: CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT CONSTRUIT
PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF
OA PK 16+800 AU PK17+020
VIADUC L=220m

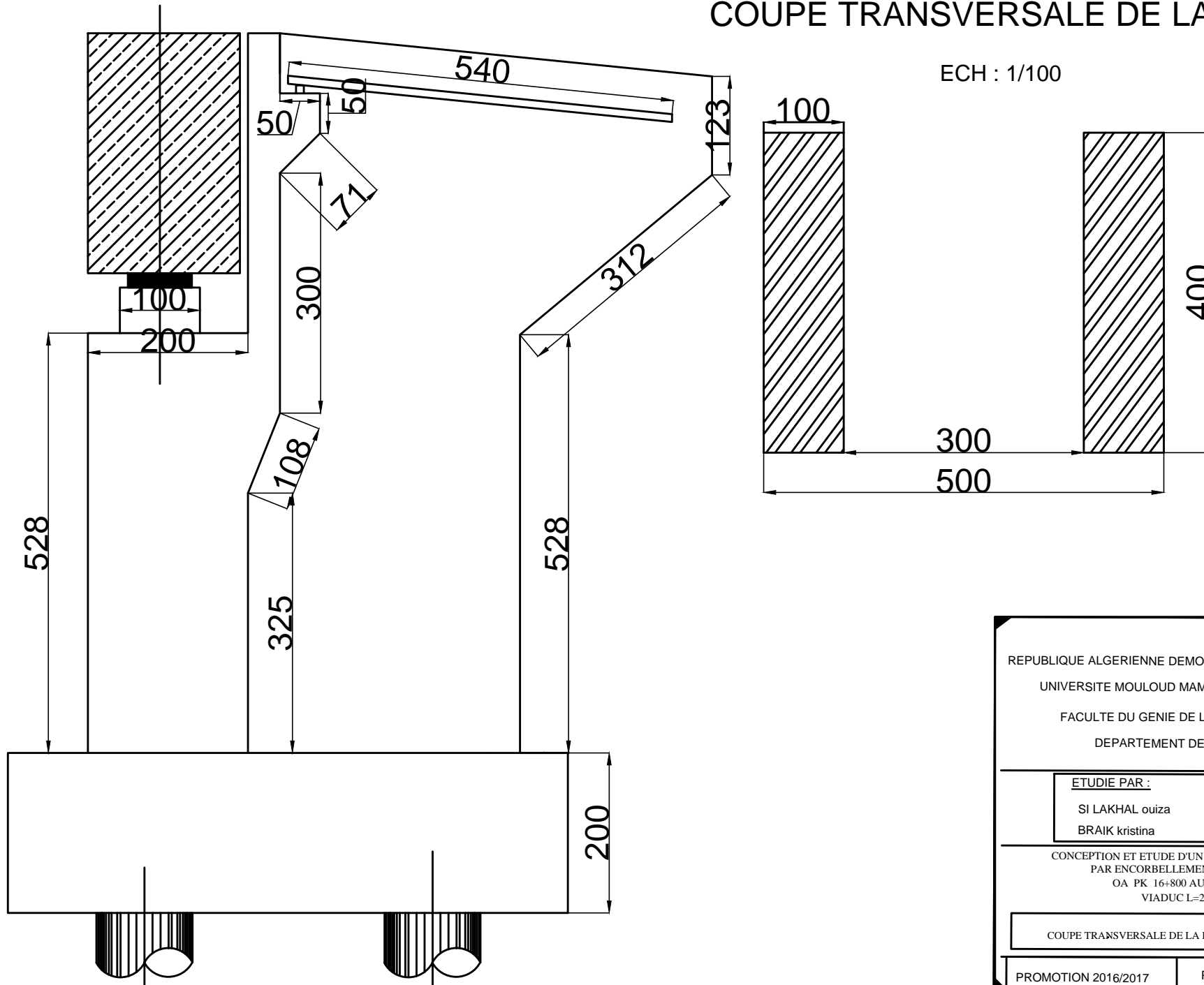
vue en plan et coupe longitudinale

PROMOTION 2016/2017

PLANCHE N°01

COUPE TRANSVERSALE DE LA PILE

ECH : 1/100



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

SI LAKHAL ouiza
 BRAIK kristina

CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT CONSTRUIT
 PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF
 OA PK 16+800 AU PK17+020
 VIADUC L=220m

COUPE TRANSVERSALE DE LA PILE ET DE LA CULEE

PROMOTION 2016/2017

PLANCHE N°03