

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE DE MOULOD MAMMERRI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Projet de fin d'études

En vue d'obtention du Diplôme Master en travaux publics

Option : Voies et Ouvrages d'Arts

THEME

**Etude d'un Tablier d'un Pont à Poutres Multiples
En Béton Précontraint par Post-Tension.**



Etudié par :

M^r : KACI ALI

Encadré par :

M^{me} : O. HELLAL SFAKSI.

Promotion 2019/2020

REMERCIEMENT

Tout d'abord, je tiens à remercier Allah, le clément et le tout puissant, de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je remercie ma familles qui m'a toujours encouragé et soutenu durant toutes mes études.

J'adresse mes reconnaissances et mes remerciements à ma promotrice Mme HELLAL SFAKSI pour les orientations et les précieux conseils qu'elle a su me prodiguer durant l'évolution de mon projet.

Je remercie les membres de jury qui me font l'honneur de juger ce travail.

Mes reconnaissances à notre université et à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation ; avec beaucoup de dévouement et de compétence.

M^{er} : KACI ALI

DEDICACES

Je dédie humblement ce travail

- A mes très chers parents pour les sacrifices et le soutien qu'ils m'ont apportés durant toute ma vie. Que Dieu tout puissant leurs accorde santé et bonheur.
- A mes très chers frères et leurs femmes et mes chères sœurs et leurs maris et leurs enfants.
- A ma petite sœur Sadia, son mari et son fils.
- A mon oncle khali Rachid et sa femme Nawel.
- A mes oncles, tentes, cousins et leurs enfants.
- A mon cher ami BELAID Saïd.
- A ma promotrice M^{me} O. HELLAL SFAKSI et à Mr SFAKSI Tarik et leurs enfants.
- A Mme BELHOCINE. M.
- A tous mes amis.
- A tous ceux qui ont contribués de près ou de loin a la réalisation de ce mémoire.

M^{er} : KACI ALI

SOMMAIRE

Introduction g énérale.....	1
Chapitre I : G énéralit é(2-12)	
I.1. Introduction.....	2
I.2. D éfinition	2
I.3.Historique.....	3
I.4. Présentation et description de l'ouvrage	5
I.5. Structure du pont.....	5
I.6. Donn ées naturelles et g éotechniques	7
I.7. Donn ées fonctionnelles	7
I.8. Caract éristiques des mat ériaux utilis és.....	8
Chapitre II : pr édimensionnement (13-21)	
II.1. Introduction.....	13
II.2. Pré dimensionnement de la poutre.....	13
II.3. Épaisseur du hourdis.....	15
II.4. Caract éristiques g éométriques des poutres	16
II.5. Caract éristique g éométrique des sections brutes	18
II.6. Sections g éométriques des sections nettes.....	20
Chapitre III : évaluation des charges et surcharge (22-32)	
III.1. Introduction	22
III.2. Evaluation des charges.....	22
III.2.1. Charges permanentes et compl éments des Charges permanentes.....	22
III.2.2. Caract éristiques du pont	26
III.2.3.Surcharge de la chauss ée	27
Chapitre IV : r épartition longitudinale des efforts (33-47)	
IV.1.Introduction	33
IV.2.Calcul des moments fl échissant longitudinaux	33
IV.3.Calcul des efforts tranchants.....	42

Chapitre V: mod éisation (48-52)

V.1.Introduction.....	48
V.2.Pr ésentation du logiciel robot	48
V.3.Mod èle de calcul.....	48
V.4.Charges considérés.....	49
V.5.Combinaisons de charge.....	49

Chapitre VI : étude de la pr écontrainte et les pertes de tensions (53-79)

VI.1.Principe de la pr écontrainte	53
VI.2.Dimensionnement de la pr écontraintes	53
VI.3.Tracés des câbles	56
VI.4.Caractéristique géométrique des sections nettes.....	62
VI.5.Fuseaux limites	65
VI.6.Pertes tension.....	67
VI.6.1.Introduction.....	67
VI.6.2.Perte instantanés.....	67
VI.6.3.Perte différés.....	75

Chapitre VII : étude de platelage (80-89)

VII.1. Introduction	80
VII.2.R ésultats obtenus avec logiciel robot.....	80
VII.3.Ferraillage de l'hourdis.....	82
VII.4.Récapitulatif.....	89
Conclusion générale	90
Bibliographie	91
Annexes	92

Liste des Figures

Chapitre I :

<i>Figure. I.1 : Arbre, cordes, piles en branche</i>	3
<i>Figure .I.2. Les éléments d'un pont</i>	6
<i>Figure. I.3. Diagramme contrainte- d éformation du b éton</i>	8
<i>Figure I.4. Évolution de la r ésistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton</i>	9
<i>Figure I.5. Module de d éformation instantané et diff éré</i>	9
<i>Figure I.6. Diagramme contraintes-D éformations</i>	10
<i>Figure I.7. Diagramme d éformation contrainte pour des aciers passifs à l'ELU</i>	11
<i>Figure. I.8. Diagramme contrainte d éformation pour des aciers actifs</i>	12

Chapitre II :

<i>Figure. II.1. Coupe transversale d'une poutre</i>	13
<i>Figure. II.2. Notation utilisées</i>	16
<i>Figure .II.3. Caract éristique géométrique de poutre Section médiane</i>	17
<i>Figure .II.4. Caract éristique géométrique de poutre section intermédiaire</i>	17
<i>Figure II.5. Section du hourdis</i>	18

Chapitre III :

<i>Figure III.1. Dimension de hourdis revenant aux poutres</i>	23
<i>Figure III.2. Coupe longitudinale de l'âme de la poutre</i>	23
<i>Figure. III.3. Coupe transversale du trottoir</i>	25
<i>Figure. III.4. D étail Corniche</i>	25
<i>Figure. III.5. Repr ésentation de la largeur roulable</i>	26
<i>Figure. III.6. Caract éristiques du syst ème</i>	28
<i>Figure. III.7. Caract éristiques du syst ème B_t</i>	29

Liste des Figures :

Figure III.8. Système Br.....30
Figure. III.9. Système Mc_{120}31
Figure III.10. Système D240.....31

Chapitre IV :

Figure. IV.1. Répartition longitudinale de la charge permanente G33
Figure. IV.2. Système disposition de deux camions sur la chaussée (sens longitudinal).....34
Figure. IV.3. Recherche du moment maximal.....35
Figure. IV.4. Ligne d'influence du moment sous $P3$36
Figure. IV.5. Lignes d'influences sous $P4$37
Figure. IV.6. Chargement type sous un tandem (système Bt).....39
Figure. IV.7. Position de $MC120$41
Figure IV.8. Position de $D240$ sur la travée.....42
Figure. IV.9. Schéma statique d'une poutre.....42
Figure. IV.10. Lignes d'influence de l'effort tranchant à $0,1L$43
Figure. IV.11. Position du système Bc donnant à $0,0L$44
Figure. IV.12. Position du système Bc donnant à $0,1L$44
Figure. IV.13. Position du système Bt donnant T_{max} à $0,1L$45
Figure. IV.14. Efforts tranchants.....46
Figure. IV.15. Efforts tranchants engendrés par la surcharge $D240$47

Chapitre V :

Figure. V.1 : vue model de tablier.....49
Figure. V.2. Diagramme des moments fléchissant sous l'effet de combinaison défavorable (ELU).....50
Figure. V.3. Diagramme des moments fléchissant sous l'effet de combinaison défavorable (ELS).....50
Figure. V.4. Diagramme des efforts tranchant sous l'effet de la combinaison la plus défavorable (ELU).....51
Figure. V.5. Diagramme des efforts tranchant sous l'effet de la combinaison la plus défavorable (ELS).....51

Chapitre VI :

<i>Figure.VI.1. Tracé d'un câble d'about</i>	57
<i>Figure.VI.2. Tracé d'un câble émergent</i>	58
<i>Figure .VI.3. Disposition des câbles de la 1ère famille (à l'about)</i>	59
<i>Figure .VI.4. Tracés des câbles</i>	61
<i>Figure.VI.5. Composantes de la force de précontrainte</i>	63
<i>Figure.VI.6. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N^o 1</i> ...69	
<i>Figure. VI.7 Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N^o 2</i> ...69	
<i>Figure.VI.8. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N^o 3</i> ...70	
<i>Figure. VI.9. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N^o 4</i> ...71	
<i>Figure.VI.10. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N^o 5</i> ..72	

Chapitre VII :

<i>Figure.VII.1. Tablier à étudier</i>	80
<i>Figure VII.2. Moment fléchissant transversal</i>	80
<i>Figure VII.3. Moment fléchissant longitudinal</i>	81
<i>Figure VII.4. Effort tranchant transversal</i>	81
<i>Figure VII.5. Effort tranchant longitudinal</i>	81
<i>Figure VII.6. Moment fléchissant transversal</i>	81
<i>Figure VII.7. Moment fléchissant longitudinal</i>	82
<i>Figure VII.8. Effort tranchant transversal</i>	82
<i>Figure VII.9. Effort tranchant longitudinal</i>	82
<i>Figure VII-10. Ferrailage de la dalle</i>	82

Liste des Tableaux

Chapitre II :

<i>Tableau II.1. Calcul de l'inertie de la section médiane</i>	<i>18</i>
<i>Tableau II.2. Calcul de l'inertie de la section intermédiaire</i>	<i>19</i>
<i>Tableau II.3. Calcul de l'inertie de la section d'about.....</i>	<i>19</i>
<i>Tableau III.4. Inertie des poutres intermédiaires avec hourdis.....</i>	<i>20</i>
<i>Tableau III.5. Inertie des poutres de rive avec hourdis.....</i>	<i>20</i>
<i>Tableau III.6. Sections géométriques des sections nettes.....</i>	<i>21</i>

Chapitre III :

<i>Tableau. III.1 : Récapitulatif des charges permanentes.....</i>	<i>26</i>
<i>Tableau. III.2. Coefficient de dégressivité transversale de la charge.....</i>	<i>27</i>
<i>Tableau. III.3. Caractéristiques du système.....</i>	<i>27</i>
<i>Tableau. III.4. Tableau de coefficient.....</i>	<i>28</i>
<i>Tableau. III.5. Caractéristiques du système B_t.....</i>	<i>29</i>
<i>Tableau. III.6. Tableau des indices du système B_t.....</i>	<i>30</i>
<i>Tableau. III.7. Valeurs de coefficient de majoration.....</i>	<i>32</i>

Chapitre IV :

<i>Tableau. IV.1. Valeurs des moments dans les différentes sections sous les charges permanentes..</i>	<i>33</i>
<i>Tableau. IV.2. Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge «A »..</i>	<i>34</i>
<i>Tableau. IV.3. Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge sur trottoir.....</i>	<i>34</i>
<i>Tableau. IV.4. Détermination de la section dangereuse.....</i>	<i>35</i>
<i>Tableau. IV.5. Lignes d'influence du moment sous P3.....</i>	<i>36</i>
<i>Tableau. IV.6. Lignes d'influence du moment sous P4.....</i>	<i>37</i>
<i>Tableau. IV.7. Recherche la section dangereuse.....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau. IV.8. Ligne d'influence de moment sous p1.....</i>	<i>38</i>

Liste des Tableaux :

<i>Tableau. IV.9. Ligne d'influence de moment sous P2</i>	38
<i>Tableau. IV.10. Moments de la surcharge dans les différentes sections</i>	39
<i>Tableau. IV.11. Ligne d'influence et moments sous P1</i>	40
<i>Tableau. IV.12. Ligne d'influence et moments sous P2</i>	40
<i>Tableau. IV.13. Moments des surcharges Bt dans les différentes sections</i>	40
<i>Tableau. IV.14. Moments des surcharges Mc120 dans les différentes sections</i>	41
<i>Tableau. IV.15. Moments des surcharges D240 dans les différentes sections</i>	42
<i>Tableau. IV.16. Efforts tranchants dans les différentes sections sous la charge permanente</i>	42
<i>Tableau. IV.17. Efforts tranchants dans les différentes sections sous la surcharge A(l)</i>	43
<i>Tableau. IV.18. Efforts tranchants dans les différentes sections engendrés par la surcharge sur les trottoirs</i>	43
<i>Tableau. IV.19. Lignes d'influence du à la surcharge Bc</i>	44
<i>Tableau. IV.20. Efforts tranchants dus à la surcharge Bc dans les différentes sections</i>	45
<i>Tableau. IV.21. Effort tranchants engendré par la surcharge Bt</i>	45
<i>Tableau. IV.22. Efforts tranchants engendrés par la surcharge Bt</i>	46
<i>Tableau. IV.23. Efforts tranchants engendrés par la surcharge</i>	46
<i>Tableau. IV.24. Efforts tranchants engendré par la surcharge D240</i>	47

Chapitre V :

<i>Tableau. V.1 : valeurs des charges considérées</i>	49
<i>Tableau. V.2. Combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS</i>	49
<i>Tableau .V.3.les efforts tranchant et les moments fléchissant de la combinaison la plus défavorable</i>	52

Chapitre VI :

<i>Tableau. VI.1. Caractéristique de la section nette</i>	54
<i>Tableau. VI.2. Paramètres de calcul de la 1ere et 2eme famille de câbles</i>	59
<i>Tableau. VI.3. Récapitulatif des longueurs des câbles</i>	61
<i>Tableau. VI.4. Câble moyen fictif</i>	62
<i>Tableau. VI.5. Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule)</i>	63
<i>Tableau. VI.6. Caractéristiques de la section d'about sans hourdis</i>	64

Liste des Tableaux :

Tableau. VI.7. Caractéristiques de la section d'about + hourdis.....	64
Tableau .VI.8. Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.....	65
Tableau.VI.9. Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre + hourdis).....	66
Tableau.VI.10. Caractéristiques du fuseau limite de compression.....	66
Tableau.VI.11. Perte par frottement.....	68
Tableau.VI.12. Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.....	72
Tableau.VI.13. Pertes par raccourcissement instantané du béton (1^{ère} famille).....	73
Tableau.VI.14. Pertes subies par la 1^{ère} famille lors de la mise en tension de la 2^{ème} famille.....	74
Tableau.VI.15. Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa).....	74
Tableau.VI.16. Tensions initiales probables « σ_{pi} (Mpa) ».....	75
Tableau.VI.17. Valeurs des pertes dues au retrait de béton.....	76
Tableau.VI.18. Pertes dans les câbles de la 1^{ère} famille.....	76
Tableau.VI.19. Pertes dans les câbles de la 2^{ème} famille.....	76
Tableau.VI.20. Pertes par fluage "$\Delta \sigma_{f1}$" dans les câbles de la 1^{ère} famille.....	78
Tableau. VI.21. Pertes par fluage "$\Delta \sigma_{f2}$" dans les câbles de la 2^{ème} famille.....	78
Tableau.VI.22. Pertes différées totales "$\Delta \sigma_d$".....	78
Tableau.VI.24. Pourcentage des pertes.....	79
Tableau.VI.23. Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.....	79



**Introduction
Générale**

Introduction Générale

Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de différentes disciplines, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux et le calcul des fondations. Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

La détermination des variantes proposées pour l'ouvrage, doit être le fruit d'une conception de l'ingénieur, donc de sa réflexion, sur le comportement optimal d'un ouvrage prévu (optimisation entre les longueurs des portées et les moments induits, les sections transversales proposées, le nombre d'appuis, le ferrailage associé, les gabarits du site à franchir et la nature du sol support et hydrologie...). A la base de tous ces paramètres déterminants (l'économie la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur celle-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante.

Tous d'abord, toute étude d'un ouvrage exige qu'il doive être pré-dimensionné en affectant des vérifications sommaires et des calculs partiels du comportement de l'ensemble de l'ouvrage pré dimensionné à l'aide des méthodes approchées.

Cette étape doit être faite pour avoir une connaissance intuitive du comportement de l'ouvrage, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.



Chapitre I :
G é n é r a l i t é

Chapitre I :**GENERALITES****I.1. Introduction [1]**

Lors de la construction d'une voie de circulation, il arrive toujours un moment où l'on rencontre un obstacle d'ordre :

- Naturel (brèche, cours d'eau)
- Artificiel (route, voie ferrée, canal).

Pour assurer la continuité de l'ouvrage, deux solutions s'imposent:

1. Eliminer l'obstacle (remblayer une brèche détourner un cours d'eau)
2. Conserver l'obstacle mais :
 - Passer au travers ou au dessous (tunnel)
 - Au dessus (pont)
 - Contourner (déviation)

Dans notre cas, le relief nous a imposé de choisir la solution numéro 2 qui est de franchir l'obstacle par un pont.

I.2. Définition [1]

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas, on distingue : pont-route, pont-rail, pont-canal.

Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre. De même, une buse est un ouvrage de franchissement que l'on ne désigne jamais par le terme de pont, même si son ouverture est de dimension respectable.

En résumé, on appellera pont tout ouvrage de franchissement construit in situ, ce qui exclut les buses totalement ou partiellement préfabriquées.

Il existe plusieurs types de ponts, qui se regroupent dans quatre grandes catégories :

- Les ponts en arc.
- les ponts à poutres.
- les ponts suspendus.
- les ponts à haubans.

I.3. Historique [1]

I.3.1. Evolution des ponts au cours des temps

a) Premier ponts

Les premiers ponts se limitent probablement à un arbre, à des rondins placés en travers d'un cours d'eau, ou à des lianes ou des cordes tendues au travers d'une vallée étroite. De telles structures sont toujours utilisées. Le principe du pont à suspension est extrêmement ancien ; il permet de franchir des distances considérables avec une remarquable économie de moyens. Une corde unique tendue en travers d'une gorge en représente la forme la plus essentielle. On peut l'améliorer en y ajoutant des cordes supplémentaires, un tablier, des côtés pour former des mains courantes. Au VIII^e siècle, en Chine, sont construits des ponts sur ce modèle avec des chaînes en fer.



Figure. I.1 : Arbre, cordes, piles en branche

Lorsque la morphologie du terrain rend difficile la création d'un pont suspendu, on édifie des ponts à travée unique ou multiple. Le pont à piles intermédiaires, amélioré en déposant des rondins pour relier les pierres, est le prototype du pont à travées multiples. Des pieux en bois, enfoncés dans le fond d'une rivière, permettent de constituer les piles. Elles supportent le pont et assurent à la structure en rondins ou en poutres des appuis au milieu du cours d'eau. De tels ponts sur chevalets sont encore très utilisés pour traverser les vallées ou les cours d'eau, à des endroits où ils ne gênent pas la circulation fluviale. L'utilisation de piliers en pierre comme supports intermédiaires marque un progrès supplémentaire dans la construction des ponts à poutres en bois. Des bateaux sont parfois utilisés au lieu de piles fixes.

b) Antiquité

L'histoire de la construction des ponts est directement liée aux matériaux disponibles à chaque époque, ainsi qu'à l'évolution des moyens de construction.

Le bois : a été le matériau le plus utilisé dans l'Antiquité et jusqu'au XVII^e siècle.

On a retrouvé des écrits parlant de ponts sur le Nil et l'Euphrate vingt siècles avant J-C.

César, empereur romain, fit construire en huit jours un pont sur le Rhin pour aller combattre les germains en 55 avant J-C.

Trajan, empereur romain, fit construire un pont de 1 100m sur le Danube, en 105 après J-C.

Le bois a encore été largement utilisé au XIXème siècle en Amérique du Nord pour les grands viaducs ferroviaires lors de la construction de la liaison transcontinentale.

Le bois était un matériau très courant, simple à travailler, mais ses caractéristiques mécaniques limitées, sensible aux incendies et aux intempéries. C'est pourquoi la pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages plus importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu'à la fin du siècle.

La pierre : a de bonnes caractéristiques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50m.

L'acier : avec de très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point vers 1867, va permettre d'accroître les performances des ponts et amener des structures beaucoup plus légères.

L'un des grands ingénieurs français de cette époque est Alexandre Gustave Eiffel (1832-1923).

Les ponts suspendus : une nouvelle évolution de ponts apparaît. Les piles étant en maçonnerie ou acier, le tablier métallique suspendu par des câbles acier (suspentes) sur des câbles principaux. Cette nouvelle méthode va permettre d'accroître les portées de façon considérable.

- Le pont de Tancarville est un pont suspendu qui enjambe la Seine entre Tancarville (Seine- Maritime) et le Marais-Vernier (Eure). Commencé en 1955, il a été mis en service en 1959, il possédait la plus longue travée centrale d'Europe, 608m.

- Le Golden Gate Bridge à San Francisco (Etats-Unis), commencé en 1917 et achevé en 1937, Il mesure 1970m de long, la distance entre les 2 tours principales étant de 1280m et leur hauteur est de 230m au-dessus du niveau de l'eau.

- C'est au XIXème siècle, en 1845, que la formulation du béton est mise au point (Mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau dans des proportions précises). Vint ensuite le béton armé (association d'armature en acier au béton), puis le béton précontraint. Une nouvelle famille de ponts apparaît alors. Les caractéristiques mécaniques du béton armé font que l'on construit des ponts en arcs, mais avec des portées plus importantes que les ponts en maçonnerie, de l'ordre de 100m

c) Pont moderne C'est en 1928, qu'Eugène Freyssinet met au point le béton précontraint. Son principe consiste à comprimer le béton de la structure par des câbles fortement tendus, afin de pallier à la faiblesse du béton à la traction. Ce procédé va permettre d'alléger la structure et donc d'augmenter les portées des ponts en béton. De nouveaux types de ponts font leur apparition, ainsi que des nouvelles méthodes de construction.

Pont de Luzancy sur la Marne, commencé en 1941 et inauguré en 1946. Pont à béquilles d'une portée de 55m. C'est l'un des premiers grands ouvrages d'Eugène Freyssinet en béton précontraint.

Grâce au béton précontraint, de nouvelles méthodes de construction ont été mises en œuvre, permettant la réalisation de ponts en béton dans des zones géographiques difficiles, et avec des formes légères.

Aujourd'hui, on cherche à allier les performances toujours croissantes du béton en compression, en l'utilisant pour les piles, et les avantages de l'acier, pour la réalisation du tablier. Cette association permet d'obtenir des ouvrages de plus en plus performants.

Un des grands ponts est le pont de Messine, pont suspendu, reliant la Sicile et l'Italie. Sa longueur est de 5070m, avec une portée principale de 3300m. Il a été calculé pour résister à des vents de 215km/h et un séisme de 7.1 sur l'échelle de Richter. Sa construction a commencé en 2006 et mise en service en 2012.

I.4. Présentation et description de l'ouvrage

I.4.1. Introduction

Ce projet de fin d'étude nous a été proposé par l'entreprise COSIDAR. Il consiste en l'étude d'un pont routier à poutres multiples en béton précontraint, à deux voies de circulation.

Pont a poutre de 331 mètres qui enjambe OUED SEBAOU vers TAMDA.

I.4.2. Description De L'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude, est un pont constitué de 11 travées isostatiques et de poutres en précontraint, dont les dimensions sont les suivantes :

- Longueur total : 331,00ml
- Largeur total 10,20m
- Chaussée : 08,00m
- Trottoirs 1x1.65m
- Portée de la travée : 30,00m

I.5. Structure Du Pont

Les éléments d'un pont sont représentés par la figure I.2.

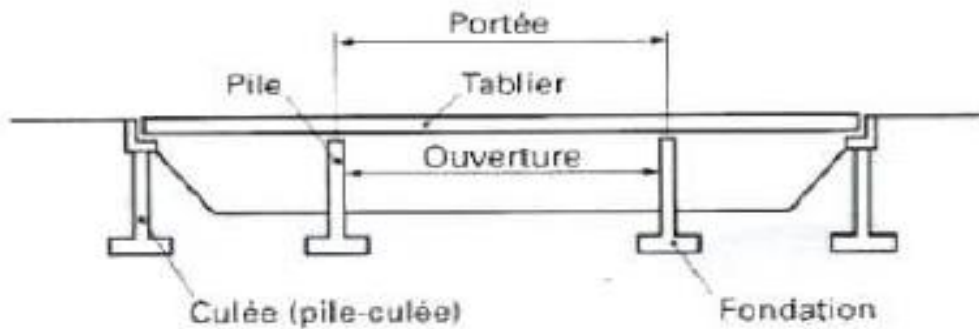


Figure I.2. Les éléments d'un pont

I.5.1. Super structure

Les éléments constitutifs du tablier sont :

Platelage : Il est formé d'une dalle en béton armé coulée par-dessus les poutres, et crée ainsi un bon monolithisme d'ensemble ; une épaisseur de 25cm couvert d'un revêtement de 08cm d'épaisseur avec un ripage transversal de 2.5% pour faciliter le ruissellement de l'eau

La chaussée comporte un trottoir, et deux corniches de part et d'autres.

Trottoirs : la largeur des trottoirs est 01,65m et 0,45 m. Ils sont réalisés sur place, ils seront munis de garde corps de 1mètres de hauteur et d'une glissière de sécurité permettant de mener les véhicules qui s'écartent de leurs voie.

Poutraison : elle constitue le support de platelage, composé de (06) poutres préfabriquées en béton précontraint pour les (11) travées de 30 mètres. L'entraxe entre les poutres précontraintes est l'ordre de 1.65m.

Appareils d'appuis : ce sont des éléments qui ont pour but d'assurer la liaison entre la structure et son support, tout en permettant l'absorption des déplacements, des efforts horizontaux et permettent la rotation.

Dans notre cas, ils sont constitués d'élastomère fretté, fixés sûr les appuis (en général du néoprène et de tôle d'acier jouant le rôle de frettes).

I.5.2. Infrastructure

Appuis : la superstructure est supportée par (02) culés et (10) piles.

Culée : c'est un support réalisé à chaque extrémité du pont, elle doit assurer une bonne transmission des efforts au sol de fondation, et la limitation des déplacements horizontaux de façon à ne pas entraver le bon fonctionnement des appareils d'appuis, et la limitation des déplacements verticaux (tassements). Elle est constituée d'un mur de front surmonté un mur de grade grève, et de deux murs de retours, ainsi qu'une dalle de transition.

Piles : c'est un appui intermédiaire entre deux travées voisines, elle est constituée par un chevêtre sur les quel repose les poutres, et supporté par les fûts, elle reprend les différentes sollicitations du tablier

Fondations : le type de fondation est déterminé à partir des caractéristiques mécaniques du sol. Dans notre cas les fondations sont profondes sur pieux forés de 1.20 m de diamètre et

d'une profondeur 20m, surmontées d'une semelle de liaison rigide de 1.50m de hauteur pour les culées et les piles. Le nombre de pieux est de (04) pour les culées et les piles.

I.6. Données naturelles et géotechniques

Les données naturelles qui rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influent directement sur sa conception. Elles se constituent de :

Topographie : il convient de disposer d'un relevé topographique et une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, stockage, etc

Hydrologie : dans le cas de franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître le régime : fréquence et importance de crues, débits solides, charriages éventuels de corps flottants susceptibles de heurter les piles. Mise à part les chocs, le plus grand danger réside dans les affouillements. Il convient d'évaluer la hauteur d'affouillement potentiel au voisinage des appuis et de limiter autant que possible le nombre des appuis en site aquatique.

Données géotechniques : ces données, qui concernent la nature du sol et du sous sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude suffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements des structures déjà exécutées, très onéreux si le sous sol est de nature différente de celle attendue. Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Il doit d'abord les faire aux emplacements probables des appuis et recueillir les sondages qui auraient déjà été fait dans le voisinage.

Action naturelles susceptible de solliciter un pont : outre l'action d'un cours d'eau mentionné plus haut, les autres actions naturelles susceptibles de solliciter un pont sont des actions directes comme celle du vent, dont la force peut être accrue dans le cas d'une vallée encaissée, de la neige et de la glace, des séismes, de la houle dans le cas de franchissement d'un estuaire ou d'un bras de mer, et des actions indirectes comme celle des embruns, et de façon générale les actions physico-chimiques du milieu environnant. Vis-à-vis de ces dernières des dispositions constructives appropriées (enrobage des aciers passifs, choix d'un béton à haute performance) doivent être examinées en détail.

I.7. Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer ses fonctions de franchissement. Elles sont décomposées en deux tel que :

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

Elle nous donne comme objectifs :

- Réaliser des appuis résistants.
- Donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier.
- Prévenir des joints suffisamment ouverts.
- Réaliser une assise d'appuis suffisamment longue.

Dimensionner les piles pour résister aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

I.8. Caractéristiques des matériaux utilisés

L'objet fondamentale d'un règlement est d'étudier des prescriptions qui permettant de réaliser des constructions stables et durables. Ces prescriptions ont pour rôle de fixer une limite à l'audace des constructeurs afin d'aboutir à la réalisation de construction devant être d'une part surs et d'autres part économique.

La structure doit être conçue de telle manière à travailler sans perte de stabilité ou rupture jusqu'à un certain état appelé «état limite », état au-delà duquel la structure cesse de remplir ces fonction.

➤ Etat limite ultime

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage par rupture ou perte de la stabilité.

➤ Etat limite de service

Correspond à l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites et cela par apparition des fissures ou déformations des éléments.

➤ Règlements utilisés

Dans tout ce qui suit, le calcul de notre projet se fera conformément aux règlements BAEL 91 et BPEL 91, qui se base sur la théorie des états limites.

I.8.1. Béton [2]

Le béton utilisé sera dosé à 400 kg/m³, d'un ciment CPA 325 pour les poutres et la dalle, et 350kg/m³ pour le reste des éléments. Il sera défini par sa résistance à la compression en 28 jours d'âge, qui sera noté par le symbole « f_{c28} », donc :

- $f_{c28} = 27$ MPa : pour les culées, les piles et les pieux.
- $f_{c28} = 35$ MPa : pour les poutres et la dalle.

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5$ t/m³.

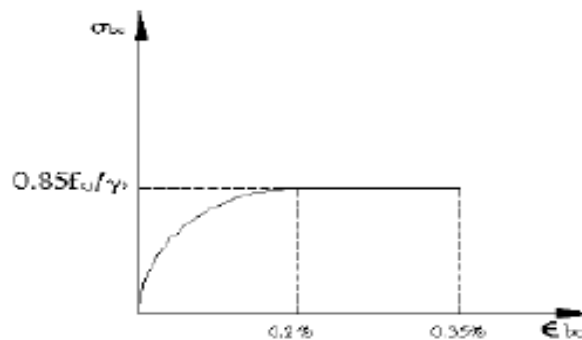


Fig. I.2. Diagramme contrainte- déformation du béton

II.8.1.1. La résistance à la compression et à la traction

- La compression du béton à « j » jours, (j < 28 jours) est :

$$f_{c_j} = \frac{j}{4,76+0,83 j} \times f_{c28} \quad , \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1,40+0,83 j} \times f_{c28} \quad , \text{ Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

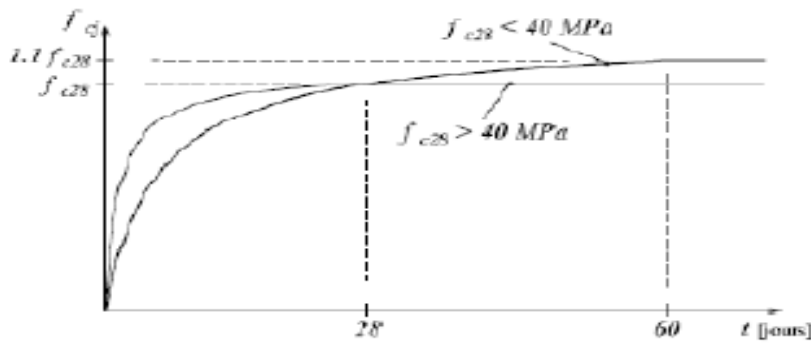


Figure I.3. Évolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

- La résistance du béton à la traction est donnée par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ [MPa]}$$

- Module de déformation longitudinale instantanée ($t < 24h$) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Module de déformation transversales « G » :

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

Avec : v coefficient de poisson :

$$V = \frac{\frac{\Delta t}{t}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

$V = 0$ dans le cas béton fissuré (ELU).

$V = 0,2$ dans le cas de béton non fissuré (ELS).

- Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

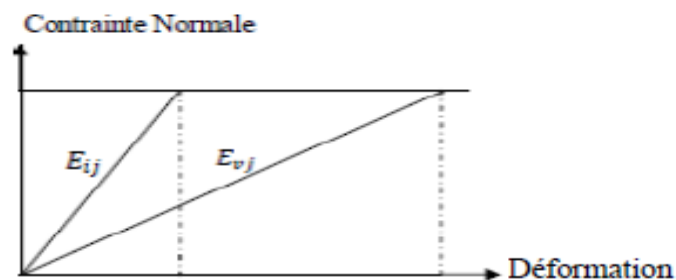


Figure I.4. Module de déformation instantanée et différée

- Contrainte admissible de compression du béton :(art : A4.3.4.1)

➤ A L'E.L.U :

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

Avec: θ : Coefficient dépendant de la durée d'application de la sollicitation :

$$\begin{aligned} \theta &= 1 & \text{pour} & \quad t > 24\text{h.} \\ \theta &= 0,9 & \text{pour} & \quad 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} \\ \theta &= 0,85 & \text{pour} & \quad t < 1\text{h} \end{aligned}$$

γ_b : Coefficient de sécurité (dépendant de la nature de la sollicitation) :

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas accidentel.

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas durable ou transitoire.

➤ A L'E.L.S :

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28} \quad \text{En construction}$$

$$\sigma_b = 0,5 f_{c28} \quad \text{En service.}$$

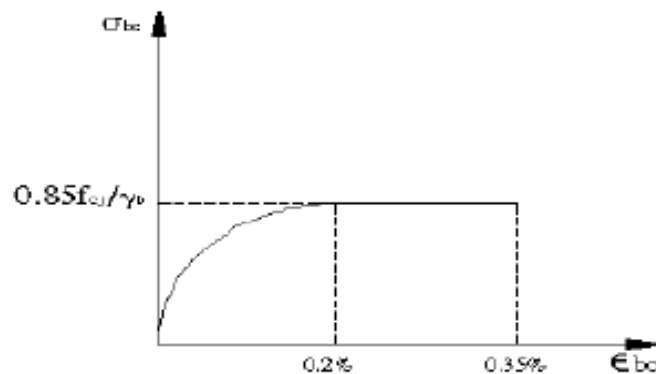


Figure I.5. Diagramme contraintes-Déformations

I.8.2. Armatures

I.8.2.1. Aciers Passifs [2]

Les armatures autres que les armatures de précontrainte sont appelées armatures passives, elles sont identiques à celle utilisées dans le béton armé nécessaire pour :

- Reprendre les efforts tranchants
- Limiter les fissurations
- Servir d'aciers de montages et de peaux.

Les armatures utilisées sont de nuance FeE400 avec:

- sa limite élastique égale à 400Mpa
- Un module d'élasticité longitudinale $E_s=200\ 000$ MPa.

➤ **Contrainte limite de traction**

• **E.L.U**

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$$

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.00$ → Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ → Situation durable ou transitoire

• **E.L.S**

Elle dépend de type de fissuration :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\{2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28}\}$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\{1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta} \times f_{t28}\}$

Avec :

$n = 1$ → Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$ → Aciers à haute adhérence.

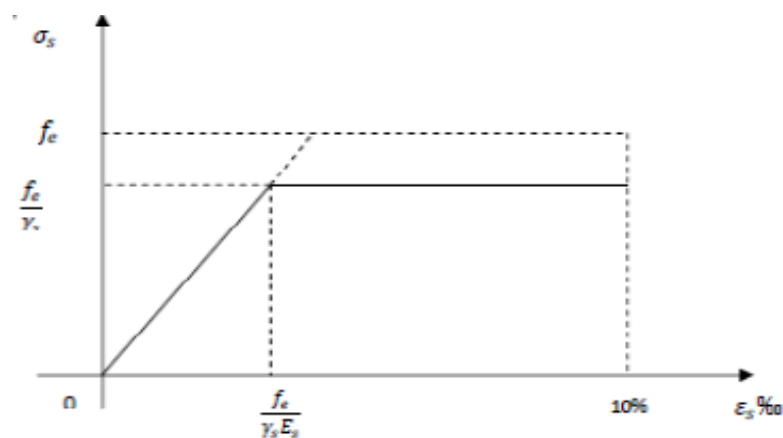


Figure I.6. Diagramme déformation contrainte pour des aciers passifs à l'ELU

I.8.2.2. Aciers actifs [3]

On utilise des câbles ayant les caractéristiques suivantes :

• **Caractéristiques géométriques**

Section normale de l'acier (câbles 7T15): $A_p = 973 \text{ mm}^2$.

Diamètre de la gaine : $\varnothing_{\text{ext}} = 66 \text{ mm}$.

$\varnothing_{\text{int}} = 60 \text{ mm}$.

- **Caractéristiques mécaniques**

Contrainte de rupture garantie : $F_{prg} = 1770$ MPa.

Contrainte limite élastique garantie : $F_{peg} = 1570$ MPa.

Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,18$ rd-1.

Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2 \times 10^{-3}$ m-1.

Recul d'ancrage : $g = 6$ mm.

Relaxation à 1000h : $\rho_{1000} = 2,5$ ‰.

Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 200\,000$ MPa.

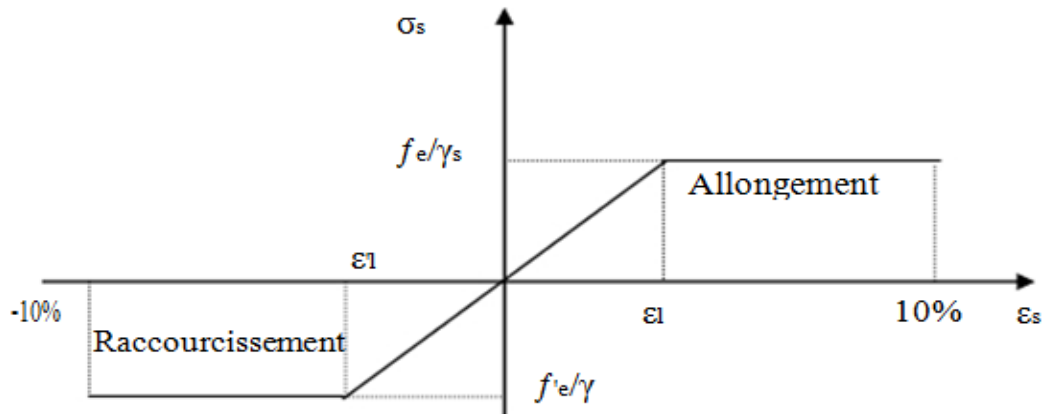


Figure. II.7. Diagramme contrainte déformation pour des aciers actifs



Chapitre II : Pr é dimensionnement

Chapitre II :

PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction [4]

Une fois effectués les choix fondamentaux de la conception dictés par les conditions locales et par l’expérience d’ouvrages similaires, il reste à déterminer les principales cotes de coffrage des poutres. Pour des conditions de résistance et de rendement, la section doit être mince et ce

Le pré dimensionnement se fait selon le règlement en vigueur SETRA.

II.2. Pré dimensionnement de la poutre [4]

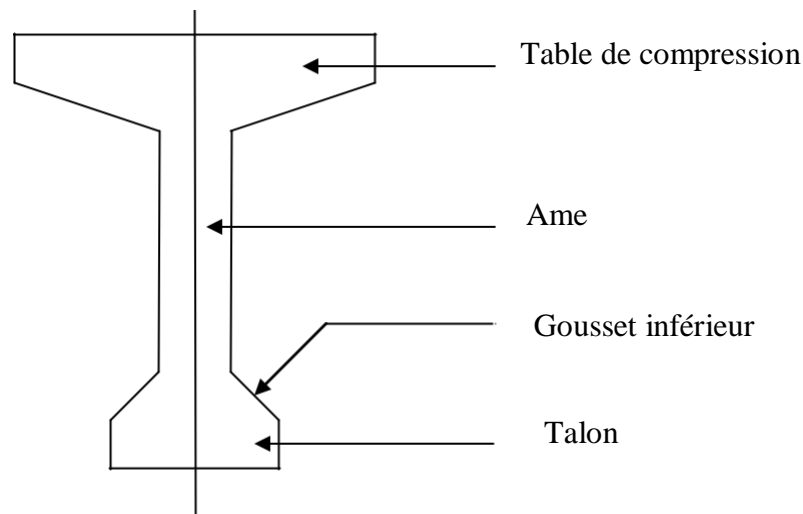


Figure. II.1. Coupe transversale d’une poutre

II.2.1. nombre de poutre

$$N = (L_a/d) + 1 \dots\dots\dots (II.1)$$

La: entraxe entre les deux poutres de l’extrémité

$$L_a = 8.25m$$

$$1.5 \leq d \leq 2.5 \dots\dots\dots (II.2)$$

d: l’espacement entre axes des poutres

$$N = (L_a/d) + 1 = (8.25/1.65) + 1 = 6 \quad \text{donc } N = 6$$

II.2.2. Hauteur de la poutre

La hauteur d’une poutre de pont dont la portée dépasse ou égale à 20 m ($L \geq 20m$) est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L}{20} - 0.2 \leq HP \leq \frac{L}{20} + 0.5 \dots\dots\dots (II.3)$$

Pour $L = 30m$ on aura :

On prend : **HP = 1.5m**

II.2.3. Épaisseur de l'âme « b_0 »

➤ Section médiane

L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et facilite la bonne mise en place du béton.

Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$b_0 \geq \frac{HP}{36} + 6 + \varnothing_{ext \text{ gaine}} \dots\dots\dots (II.4)$$

$$b_0 \geq \frac{150}{36} + 6 + 6.6$$

$$b_0 \geq 16.76 \text{ cm}$$

$$18 \leq b_0 \leq 25$$

On prend: 21cm

➤ Section d'about

L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants.

$$b_0 = b_t \Leftrightarrow b_0 = 0.50 \text{ m}$$

➤ Section intermédiaire

$$0.25 \text{ m} \leq b_0 \leq 0.35 \text{ m} \Leftrightarrow b_0 = 0.35 \text{ m}$$

II.2.4. Membrane supérieure (table de compression) « b »

- La largeur « b » de la dalle de compression doit être suffisante pour assurer la stabilité des poutres au déversement latéral, et elle est conditionnée par la largeur du hourdis. Elle est donnée :

$$0,6H_p \leq b \leq 0,7H_p \dots\dots\dots (II.5)$$

Alors :

$$0,9 \text{ m} \leq b \leq 1,05 \text{ m} \dots\dots\dots (II.6)$$

On prend : $b = 1 \text{ m}$

- Épaisseur de la table de compression est prise $10 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$, on prend $e = 11 \text{ cm}$.

Remarque :

Dans ce cas, des prés-dalles sont nécessaires pour le coffrage du hourdis. On prévoit des goussets (10cm*10cm) qui jouent un triple rôle :

- Faciliter la mise en œuvre du béton.
- Assurer l'encastrement physique de la table à l'âme.
- Permettre de loger les ancrages des câbles.

II.2.5. Talon

Il constitue la fibre inférieure de la poutre, il permet de loger les câbles de précontraintes en section médiane. Il est dimensionné de telle sorte que le béton ne risque pas d'éclater sous la poussée au vide des armatures.

Sa largeur « b_t » est comprise entre 40 et 70 cm.

On prend :

$b_t = 50\text{cm}$, cette valeur peut être modifiée après l'étude de la précontrainte.

Sa hauteur « h_t » est comprise entre 10cm et 20 cm, pour permettre un bon bétonnage.

On prend : $h_t = 15\text{cm}$

Le gousset de jonction entre le talon et l'âme, doit avoir une pente suffisante pour assurer un bétonnage correct du talon, cette pente doit satisfaire l'expression :

$$l \leq \tan \phi = \frac{h_g}{b_t - b_0} \leq \frac{3}{2} \dots\dots\dots(\text{II.7})$$

Avec : h_g : hauteur du gousset

- Pour la poutre médiane on aura :

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \left(\frac{b_t - b_0}{2} \right) \dots\dots\dots(\text{II.8})$$

$$\frac{50 - 21}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \left(\frac{50 - 21}{2} \right)$$

$$14.5 \leq h_g \leq 21.75$$

On prend h_g pour la poutre médiane égal : $h_g = 20\text{ cm}$

- Pour la poutre d'about on aura :

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \left(\frac{b_t - b_0}{2} \right)$$

$$\frac{50 - 35}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \left(\frac{50 - 35}{2} \right)$$

$$7.5 \leq h_g \leq 11.25$$

On prend h_g pour la poutre d'about égal : $h_g = 10\text{ cm}$

II.3. Épaisseur du hourdis

L'épaisseur du hourdis dépend des trois paramètres suivants :

- Portée transversale du hourdis liée à l'espacement entre axes des poutres.
- Existence ou non d'entretoises intermédiaires.
- Fonctionnement transversal du tablier.

Dans notre cas, le hourdis est en béton armé, sans entretoises intermédiaires (donc joue le rôle d'entretoisement transversal) et sert comme une dalle de couverture.

$$h_0 \geq \lambda/15 \dots\dots\dots (II.9)$$

$$20 \leq h_0 \leq 30 \dots\dots\dots (II.10)$$

Avec : $\lambda = 1,65$ espacement entre axes des poutres.
 $h \geq 11$ cm
 Soit : $h = 25$ cm

II.4. Caractéristiques géométriques des poutres [3]

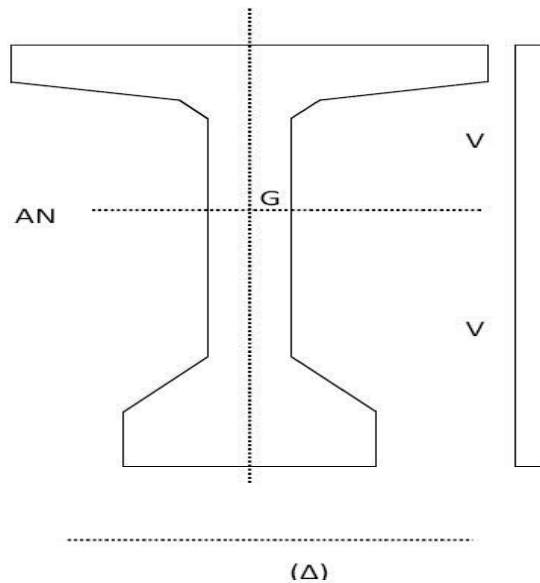


Figure. II.2. Notation utilisées

$$I_{\Delta} = I_G + B \cdot Z^2 \dots\dots\dots (II.11)$$

I_G : moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe neutre

B : section totale de la poutre.

Z : bras de levier de la poutre considérée par rapport à l'axe (Δ) .

I_{Δ} : Moment d'inertie de la section considérée par rapport à la section considérée.

$$I_G = I_{\Delta} - (S \Delta^2 / B) \dots\dots\dots (II.12)$$

r : Rayon de giration : $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}} \dots\dots\dots (II.13)$

ρ : Rendement géométrique de la section :

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{r^2}{V \cdot V'} \dots\dots\dots (II.14)$$

Avec V et V' distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre

$$V = h \rho - v', \quad v' = \frac{S \Delta}{B} \dots\dots\dots (II.15)$$

S : moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

Avec :

$$S_{\Delta} = B \times Z \dots\dots\dots(\text{II.16})$$

$$I_0 = bh^3/12$$

section rectangulaire

$$I_0 = bh^3/36$$

section triangulaire

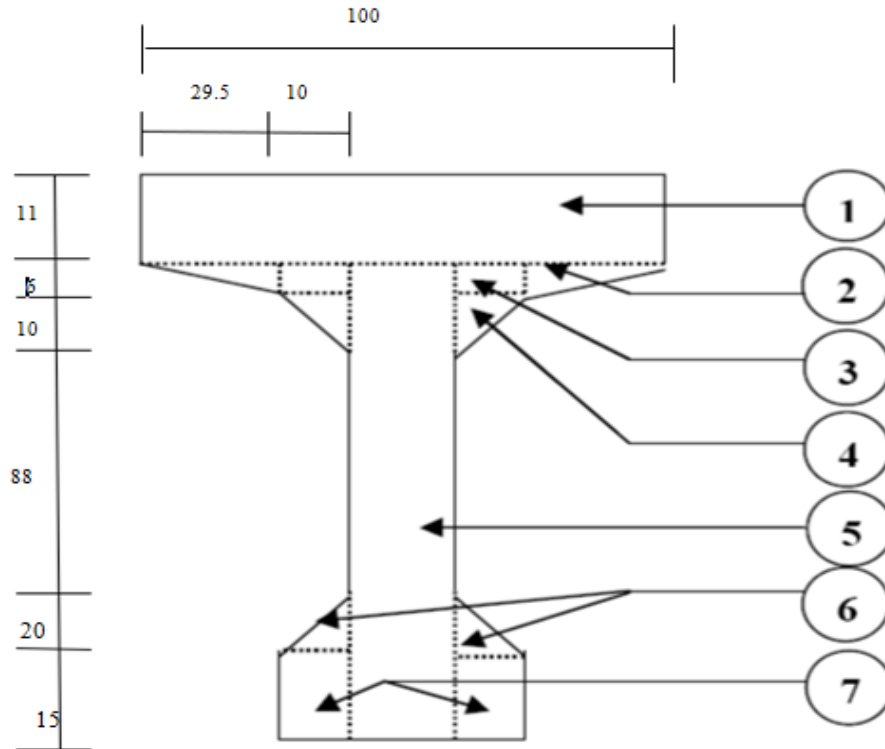


Figure .II.3. caractéristique géométrique de la poutre Section médiane

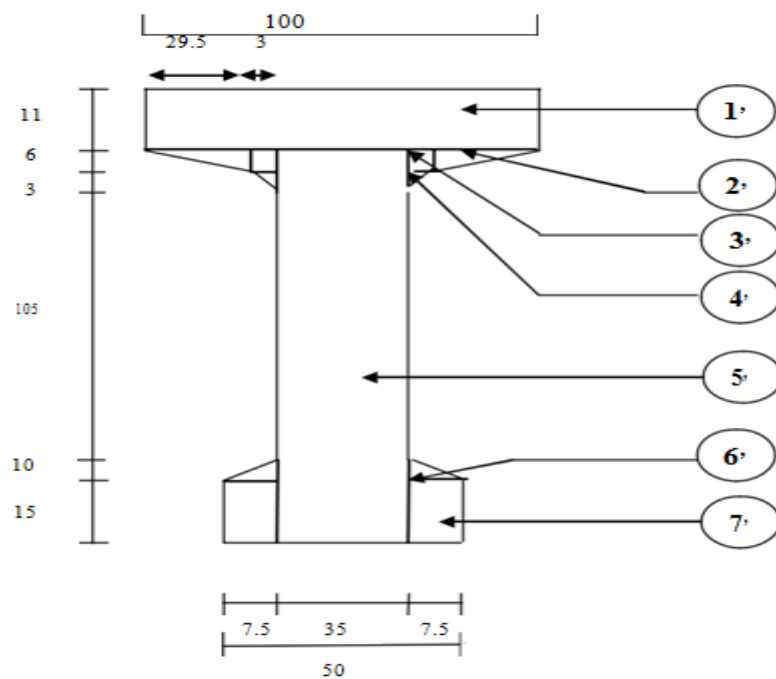


Figure .II.4 .caractéristique géométrique de la poutre Section intermédiaire

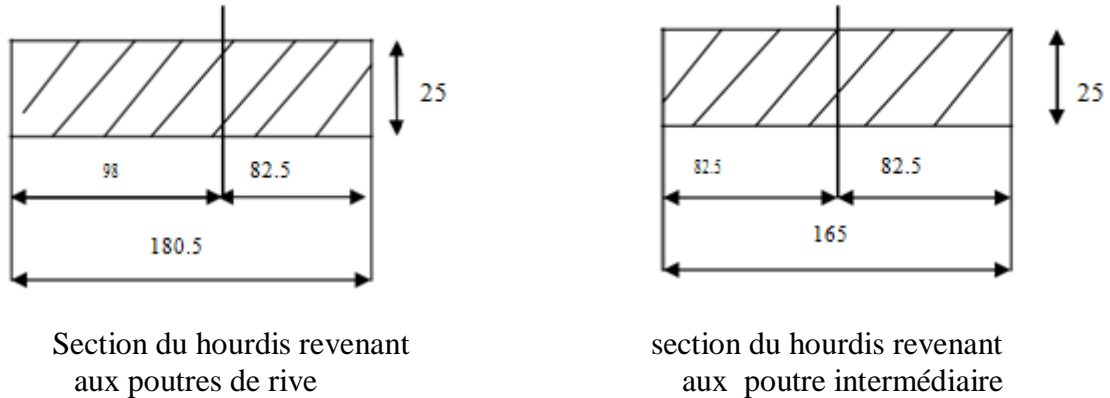


Figure II.5. Section du hourdis

II.5. Caractéristique géométrique des sections brutes

A. Poutre sans hourdis

➤ Section médiane

Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _A (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _A (cm ⁴)
1	11*100	1100	144.5	158950	11091.67	22979366.67
2	(6*29.5/2)*2	177	137	24249	354	3322467
3	(6*10)*2	120	136	16320	360	2219880
4	(10*10/2)*2	100	129.67	12967	555.56	1681986.45
5	21*139	2919	69.5	202870.5	4699833.25	18799333
6	(20*14.5/2)*2	290	21.67	6284.3	6444.45	142625.231
7	15*14.5*2	435	7.5	3262.5	8156.25	32625
Total	/	5141	/	424903.3	4726786.18	49178283.35

I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r _z (cm ²)	ρ (%)
140600554.53	82.65	67.35	2734.89	49.14

Tableau II.1. Calcul de l'inertie de la section médiane

➤ Section intermédiaire

Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
1	11*100	1100	144.5	158950	11091.67	22979366.67
2	(6*29.5/2)*2	177	137	24249	354	3322467
3	(6*3)*2	36	136	4896	108	665964
4	(3*3/2)*2	9	132	1188	4.5	156820.5
5	35*139	4865	69.5	338117.5	7833055.417	31332221.67
6	(10*7.5/2)*2	75	18.33	1374.75	416.67	25615.84
7	15*7.5*2	225	7.5	1687.5	4218.75	130781.25
Total	/	6487	/	530462.75	7849249.007	58613236.93

I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r _z (cm ²)	ρ (%)
15235600.25	81.77	68.23	2348.64	42.10

Tableau II.2. Calcul de l'inertie de la section intermédiaire

➤ Section about

Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
1	11*100	1100	144.5	158950	11091.67	22979366.67
2	(25*5.08)/2*2	127	137.31	17438.37	182.08	2394644.665
3	139*50	6950	69.5	483025	11190079.17	44760316.67
total	/	8177	/	659413.37	11201352.92	70134328.01

I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r _z (cm ²)	ρ (%)
16957613.75	80.65	69.35	2073.82	37.08

Tableau II.3. Calcul de l'inertie de la section d'about

B. Poutres avec hourdis

➤ Poutre intermédiaire

	Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section médiane	Poutre	/	5141	/	424903.3	4726786.18	49178283.35
	Ourdis	25*165	4125	162.5	670312.5	214843.75	109140625
	Poutre+ourdis	/	9266	/	1095215.8	4941629.93	158318908.4
Section intermédiaire	Poutre	/	6487	/	530462.75	7849249.007	58613236.93
	Ourdis	25*165	4125	162.5	670312.5	214843.75	109140625
	Poutre+ourdis	/	10612	/	1200775.25	8064092.757	167753861.9
Section about	Poutre	/	8177	/	659413.37	11201352	70134328.01
	Ourdis	25*165	4125	162.5	670312.5	214843.75	109140625
	Poutre +ourdis	/	12302	/	1329725.87	11416195.75	179274953

	I_G (cm⁴)	V' (cm)	V (cm)	r_z (cm²)	ρ (%)
Section médiane	28867403.05	118.20	56.8	3115.42	46.41
Section intermédiaire	31883036.32	113.15	61.85	3004.44	42.94
Section about	35524592.95	108.1	66.9	2887.71	39.94

Tableau II.4. Inertie des poutres intermédiaires avec hourdis.

➤ **Poutre de rive**

	Désignation	Dimension	B (cm²)	Z (cm)	S_A (cm³)	I₀ (cm⁴)	I_A (cm⁴)
Section médiane	Poutre	/	5141	/	424903.3	4726786.18	49178283.35
	Ourdis	25*180.5	4512.5	162.5	733281.25	235026.05	119396229.2
	Poutre+ourdis	/	9653.5	/	1158184.55	4961812.23	168574512.5
Section intermédiaire	Poutre	/	6487	/	530462.75	7849249.007	58613236.93
	Ourdis	25*180.5	4512.5	162.5	733281.25	235026.05	119396229.2
	Poutre+ourdis	/	10999.5	/	1263744	8084275.057	178009466.1
Section about	Poutre	/	8177	/	659413.37	11201352	70134328.01
	Ourdis	25*180.5	4512.5	162.5	733281.25	235026.05	119396229.2
	Poutre+ourdis	/	12689.5	/	1392694.62	11436378.05	189530557.2

	I_G (cm⁴)	V' (cm)	V (cm)	r_z (cm²)	ρ (%)
Section médiane	29620614.76	119.97	55.03	3068.39	46.48
Section intermédiaire	32816603.01	114.9	60.1	2983.47	43.21
Section about	36679908.67	109.76	65.24	2890.58	40.37

Tableau II.5. Inertie des poutres de rive avec hourdis.

II.6. Sections géométriques des sections nettes

Les caractéristiques des sections nettes sont déduites des caractéristiques des sections brutes en considérant que les trous des armatures (câbles) longitudinaux ne participent pas à la résistance, même s'ils seront remplis avec mortier injecté. Cette déduction peut se faire d'une façon forfaitaire.

5 % de la section brute

$B_{\text{nette}} = 0,95 B_{\text{brute}}$.

10 % du moment d'inertie

$I_{\text{nette}} = 0,90 I_{\text{brute}}$.

8% du moment statique

$S_{\text{nette}} = 0,92 S_{\text{brute}}$.

	Poutre seule			Poutre +ourdis					
	Rive et inter médiane			Rive			Inter médiane		
	Médiane	intermédiaire	About	Médiane	intermédiaire	About	Médiane	intermédiaire	About
B (cm²)	4883.95	6162.65	8177	9170.825	10449.525	12689.5	8802.7	10081.4	12302
S_A(cm³)	390911.036	488025.73	606660.31	1065529.786	1162644.48	1281278.719	1007598.536	1104713.23	1223347.8
IG(cm⁴)	12654049.08	13712040.23	15261852.38	26658553.28	29534942.71	33011917.8	25980662.75	28694732.69	31972133.25
V' (cm)	82.65	81.77	80.65	119.97	114.9	109.76	118.2	113.15	108.1
V (cm)	67.35	68.23	69.35	55.03	60.1	65.24	56.8	61.85	66.9
r² (cm²)	2734.89	2348.64	2073.82	3068.39	2983.47	2890.58	3115.42	3004.44	2887.71
ρ (%)	49.14	42.10	37.08	46.48	43.21	40.37	46.41	42.94	39.94

Tableau II.6. Sections géométriques des sections nettes



Chapitre III :
Evaluation des Charges
et Surcharge

Chapitre III :**EVALUATION DES CHARGES
ET SURCHARGES****III.1. Introduction [5]**

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter. Car il a une fonction porteuse; Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

➤ Actions permanentes

- Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle).
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

➤ Actions variables**• Charges d'exploitation**

Elles sont définies souvent par un règlement. Dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre II), ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation. L'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de façon à satisfaire strictement aux conditions prévues, tout changement de celles-ci impose des renforcements très onéreux des structures porteuses.

• Charges climatiques

On trouve essentiellement le vent et la température.

Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme; la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique Algérien (RPOA).

L'achèvement de ce travail nous conduira à effectuer le calcul à la rupture selon l'ensemble des actions et la prise en compte de leurs différentes combinaisons pour la vérification de la stabilité des ouvrages.

III.2. Evaluation des charges**III.2.1. Charges permanentes et compléments des Charges permanentes [5]**

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des charges permanentes sont des éléments non porteurs et des installations fixes; on les appelle accessoires.

III.2.1.1. Charges permanentes

Ces charges seront appelées (CP) :

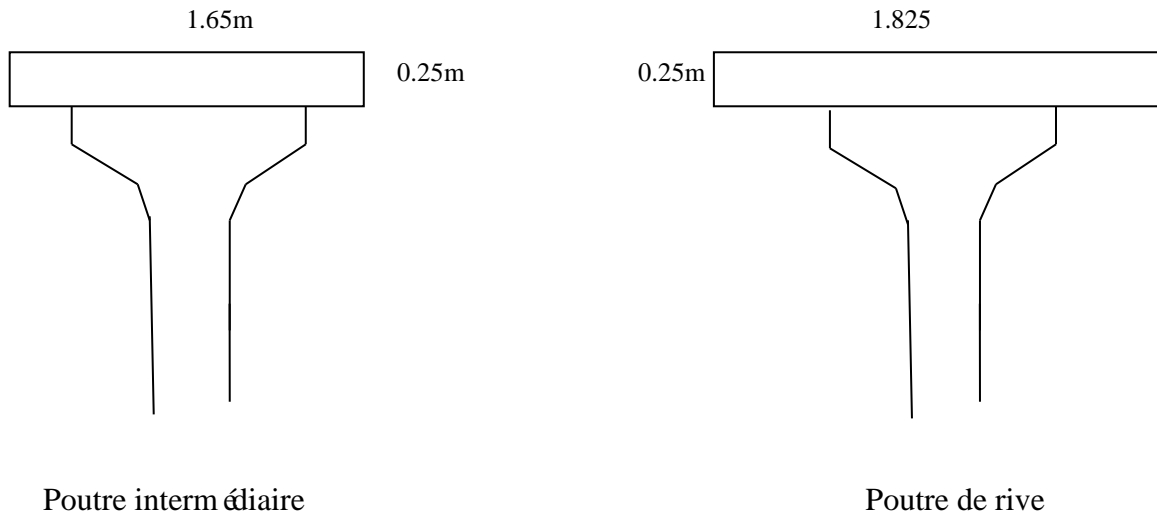


Figure III.1. Dimension de hourdis revenant aux poutres

a) Dalle

Épaisseur de la dalle est de 25cm

Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire est :

$$P_i = 0.25 * 1.65 * 2.5 * 1 = 1.03125t$$

Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rive est :

$$P_r = 0.25 * (0.825 + 0.98) * 2.5 * 1 = 1.128125t$$

➤ **Poids propre de la dalle : Pd**

$$P_d = (4 * P_i) + (2 * P_r) \dots\dots\dots(III.1)$$

$$P_d = 4 * 1.03125 + 2 * 1.128125 = 6.38125t$$

Pd = 6.38125t

b) Poutre

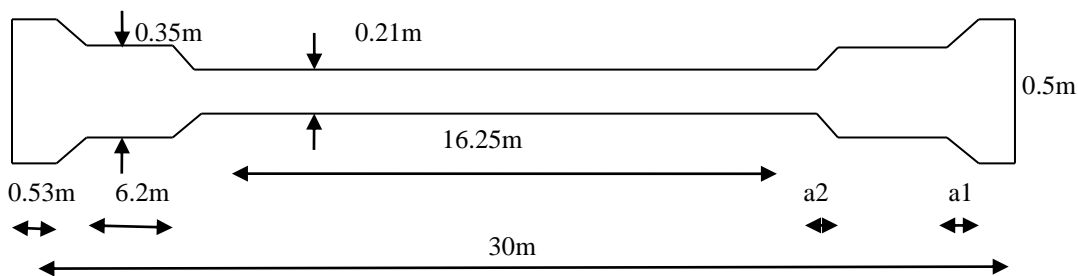


Figure III.2. Coupe longitudinale de l'âme de la poutre

L'inclinaison du gousset doit avoir 45° :

$S1=8177\text{cm}^2$ section about

$S2=6487\text{cm}^2$ Section intermédiaire

$S3=5141\text{cm}^2$ Section médiane

Demi-différence de l'âme

$$a1 = \frac{50-35}{2} = 7.5\text{cm}$$

$$a2 = \frac{35-21}{2} = 7\text{cm}$$

$L1=0.53\text{m}$; $L2=6.2\text{m}$; $L3= 16.395\text{m}$

➤ Section équivalente de la poutre

$$Seq = \frac{1}{L} \left[2 * \left(L1 * S1 + \frac{S1+S2}{2} * a1 \right) + 2 * \left(L2 * S2 + \frac{S2+S3}{2} a2 \right) + L3 * s3 \right] \dots\dots\dots(III.2)$$

$$Seq = \frac{1}{30} \left[2 * \left(0.53 * 0.8177 + \frac{0.8177+0.6487}{2} * 0.075 \right) + 2 \left(6.2 * 0.6487 + \frac{0.6487+0.5141}{2} * 0.07 \right) + 16.395 * 0.5141 \right] = 0.59\text{m}^2$$

Le poids propre de la poutre :

$$Pp=\rho*Seq$$

$$Pp=2.5*0.59$$

$$Pp=1.475\text{t/ml}$$

➤ Poids de toutes les poutres :

$$P=1.475*6=8.85\text{t/ml}$$

III.2.1.2. Compléments des charges permanentes

Ces charges sont appelées CCP, et concernent :

- la chaussée
- les trottoirs
- la corniche
- les glissières de sécurité
- le garde corps

III.2.1.2.1. Poids de la chaussée

Elle est constituée d'une couche de revêtement bitumineux de 8cm d'épaisseur de densité de $2,2\text{t/m}^3$

- Poutre intermédiaire

$$\text{Revêtement bitumineux: } 2.2*0.08*1.65=0.3\text{t/ml}$$

- Poutre de rive droite

$$\text{Revêtement bitumineux: } 2.2*0.08*0.155=0.03\text{t/ml}$$

- Poutre de rive gauche

$$\text{Revêtement bitumineux : } 2.2*0.08*1.255=0.23\text{t/ml}$$

a) Trottoirs

On dispose d'un trottoir de 1.65m de largeur et l'autre de 0.45m

$$Pt = A \text{ trottoir} \cdot \gamma_b$$

Avec : A trottoir l'aire du trottoir tel que :

- Trottoir droite

$$A \text{ trottoir} = [(0.20 + 0.27) \cdot 1.65] / 2 = 0.39 \text{m}^2$$

$$Pt = 0.39 \cdot 2.5 = 0.98 \text{t/ml}$$

- Trottoir gauche

$$A \text{ trottoir} = [(0.20 + 0.27) \cdot 0.45] / 2 = 0.11 \text{m}^2$$

$$Pt = 0.11 \cdot 2.5 = 0.28 \text{t/ml}$$

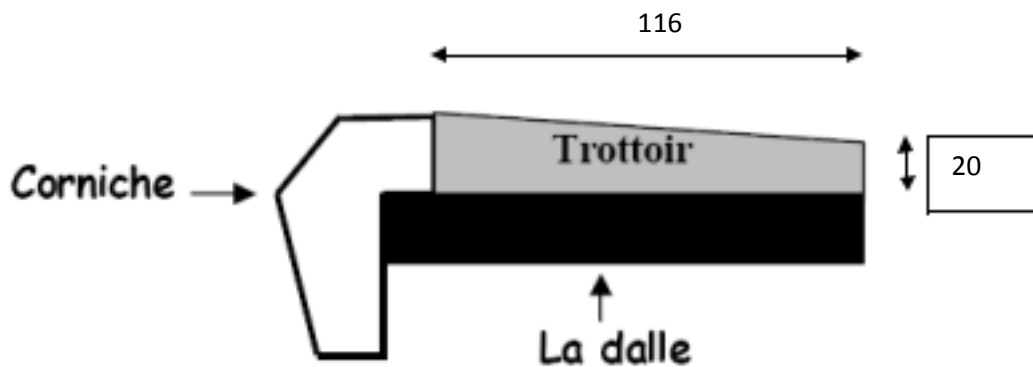


Figure. III.3. Coupe transversale du trottoir

b) Garde corps

Le poids du garde corps est : 0,1 t/ml

c) Glissière de sécurité

Le poids de la glissière de sécurité est : 0,06 t/ml

d) La corniche

$$P_c = \left[\frac{(0.11 + 0.19) \cdot 0.53}{2} + \frac{(0.19 + 0.14) \cdot 0.15}{2} + 0.14 \cdot 0.26 \right] \cdot 2.5$$

$$P_c = 0.37 \text{t/ml}$$

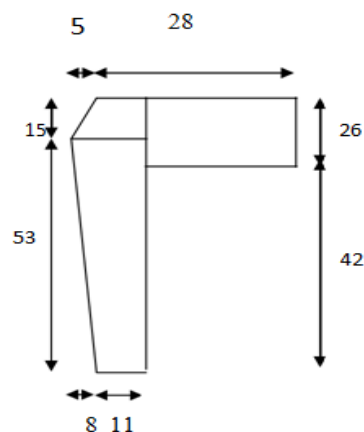


Figure. III.4. Détail Corniche

Chargement permanente	Poutre de rive gauche (t/ml)	Poutre de rive droite(t/ml)	Poutre intermédiaire(t/ml)
Poutre seule	1.475	1.475	1.475
Ourdis	1.13	1.13	1.04
Revêtement	0.23	0.03	0.30
Trottoir	0.81	1.51	/
Total	3.645	4.145	2.815

Tableau. III.1 : Récapitulatif des charges permanentes

III.2.1.2.2. Poids total du tablier

$P_{total} = 3.645 + 4.145 + (4 \times 2.815) = 19.05 \text{ t/ml}$

$G_{total} = 19.05 \times 30 = 571.5 \text{ t}$

III.2.1.3. Evaluation des surcharges [5]

On distingue :

- La surcharge de type A(L).
- Système B.
- Surcharge militaire MC 120
- Surcharge exceptionnelle convois D240 t.
- Surcharges sur trottoir.

III.2.2. Caractéristiques du pont [5]

Larguer totale : 10.2m

Largeur roulable : 8m

Largeur chargeable (Art 2-1 CPC): $L_c = 8 \text{ m}$

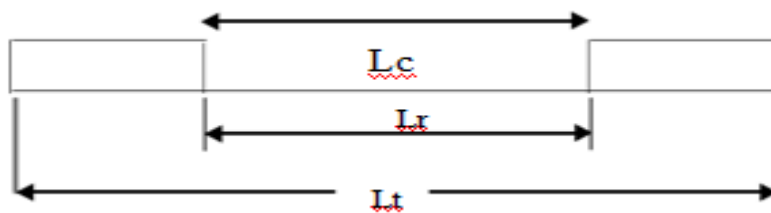


Figure. III.5. Représentation de la largeur roulable

III.2.2.1. Classe de pont

La classe de pont est donnée par Art 3 CPC.

$L_r \geq 7.00 \text{ m} \rightarrow$ pont de 1^{er} classe

$5.5 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$ pont de 2^{ème} classe

$L_r \leq 5.5 \text{ m}$ pont de 3^{ème} classe

On déduit que notre projet est de **1^{ère} classe**

III.2.2.2 Nombre de voies

Le nombre de voies est donné par (Art 2-2 CPC)

$$N = E(Lc/3) = E(8/3) = 2.66$$

Alors on prend : $N = 2$ voie

III.2.2.3. Largeur de la voie

Largeur réelle d'une voie (V) :

$$V = (Lc/2) = 4\text{m}$$

III.2.3. Surcharge de la chaussée**III.2.3.1. Système de charge «A(L)» [5]**

$$A = a_1 * a_2 * A(l) \dots\dots\dots (III.3)$$

Avec: $A(L) = 230 + (36000/L + 12) = 230 + (36000/30 + 12) = 1087.15 \text{kg/m}^2$

Coefficient de la classe du pont et du nombre de voies chargées

N voies	1	2	3	4	5
1 ^{er} classe	1	1	0.9	0.75	0.7
2 ^{ème} classe	1	0.9	/	/	/
3 ^{ème} classe	0.9	0.8	/	/	/

Tableau. III.2. Coefficient de dégressivité transversale de la charge

Soit : $a_1 = 1$ avec (1^{er} classe 02 voies de circulation)

Soit : $a_2 = v_0/v$ avec $v_0 = 3.5$ (pont de 1^{er} classe)

V : largeur réelle d'une voie $v = 4\text{m}$

$$a_2 = 3.5/4 = 0.875$$

Alors $A = 1 * 0.875 * 1087.15 = 951.3 \text{kg/m}^2$

$$A = 951.3 \text{kg/m}^2$$

III.2.3.2. Système de charge B**a) Système Bc**

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et répond aux **Système Bc** :

Désignation	Valeurs	Unité
Masse totale	30	t
Masse portée par chacun des essieux arrière	12	t
Masse portée par l'essieu avant	6	t
Longueur d'encombrement	10,5	m
Largeur d'encombrement	2,5	m
Distance des essieux arrière	1,5	m
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4,5	m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2	m
Surface d'impact d'une roue arrière	carré de 0,25 m de côté	m
Surface d'impact d'une roue avant	carré de 0,20 m de côté	m

Tableau. III.3. Caractéristiques du système

Ces caractéristiques sont résumées sur la figure suivante :

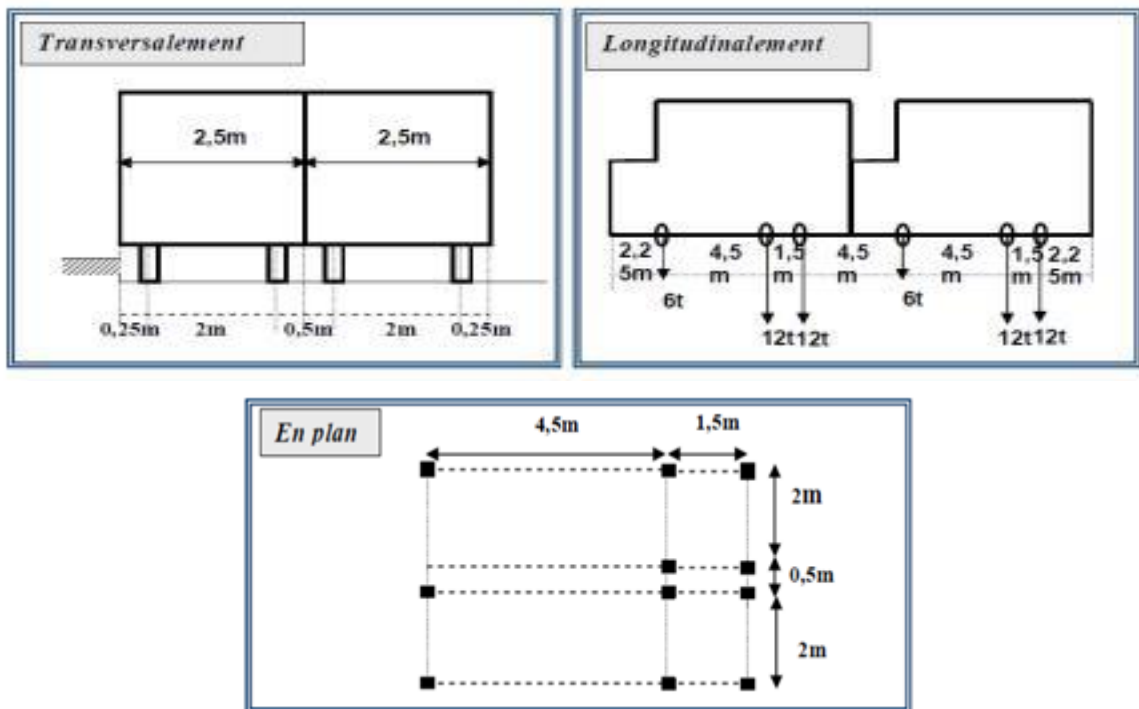


Figure. III.6. Caractéristiques du système

Dans ce système on applique un coefficient (Bc) on dispose d'autant de camions que de voies de circulation, dans le sens longitudinal, on dispose de deux camion par file, orientés vers le même sens

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

Classe de pont	Nombre de fils considérés				
	1	2	3	4	5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
2	1.00	1.00	//	//	//
3	1.00	0.80	//	//	//

Tableau. III.4. Tableau de coefficient

Notre pont est de la 1^{ère} classe avec 02 voies

Alors :

➤ Calcul des coefficients dynamiques

a) Système Bc

Les surcharges du système BC sont multipliés par des coefficients de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

L : la portée de travée L=30m

G : La charge permanente.

$$G = 571.5t$$

Surcharge B_c maximale multiplié au préalable par b_c . $S=60$

$$x2 \times 1,1=132t.$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 30)) + 0,6 / (1 + 4(571,5 / 132)) = 1,09$$

b) Système Bt

Tandem du système Bt comporte deux essieux, tous deux à roues simples munies de Pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

Désignation	Valeur	Unité
Masse portée par chaque essieu	16	t
Distance des deux essieux	1,35	m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2	m

Tableau. III.5. Caractéristiques du système Bt.

La figure ci-dessous résume les caractéristiques mentionnées dans le tableau précédent.

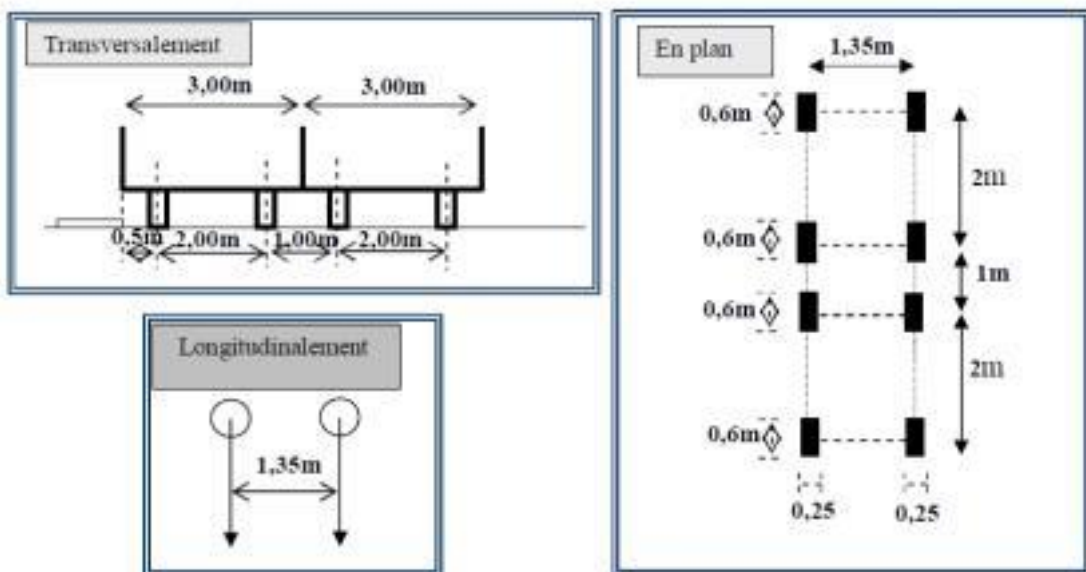


Figure. III.7. Caractéristiques du système Bt.

Pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems (pas plus) sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent peuvent être séparés de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Alors :

$$S_{Bt} = 32 * 2 = 64t \dots\dots\dots (II-5)$$

En fonction de la classe du pont, la valeur de la charge du système Bt est multiplié par un

Coefficient d'éduit du tableau suivant :

Classe du pont	Bt
Première classe	1,2
Deuxième classe	1

Tableau. III.6. Tableau des indices du système Bt

Donc :

$$S_{Bt}=64*1.2=76.8t$$

$$\delta= 1 + (0,4 / (1 +0,2 \times 30))+0,6 / (1 + 4(571.5/ 76,8)) = \mathbf{1,078}$$

c) Système Br

Le système B_r se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0.6*0.3 m , qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable



Figure II.8. Système Br

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0,2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L : la portée de travée $L=30m$

G : La charge permanente.

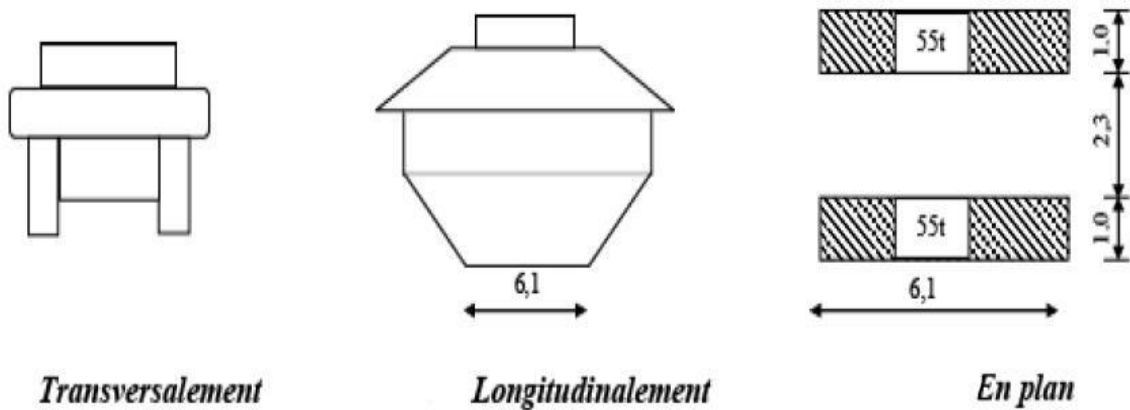
$$G = 558.9 t$$

$$\delta= 1 +(0,4 / (1 +0,2 \times 30))+0,6 / (1 + 4(571.5/ 10))=1,06$$

III .2.3.3. Système militaire Mc120

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type Mc120, les véhicules MC 120 peuvent circuler en convois : Dans le sens transversal : un seul convoi.

Dans le sens longitudinal : la limite entre deux convois est environ de 36,6 m.

Figure II.9. Syst ème MC₁₂₀

Masse totale de la chenille est 110t

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 30)) + 0,6 / (1 + 4(571,5 / 110)) = 1,086$$

$$Q = 110 \times 1,086 = 119,46 \text{ t.}$$

$$Q/ml = 119,46 / 6,1 = 19,59 \text{ t/ml}$$

III.2.3.4. Syst ème de convoie D240

C'est une charge de 240 t réparties uniformément sur un rectangle (18,60 x 3,20) m² cette surcharge n'est pas frappé d'un coefficient de majoration dynamique.

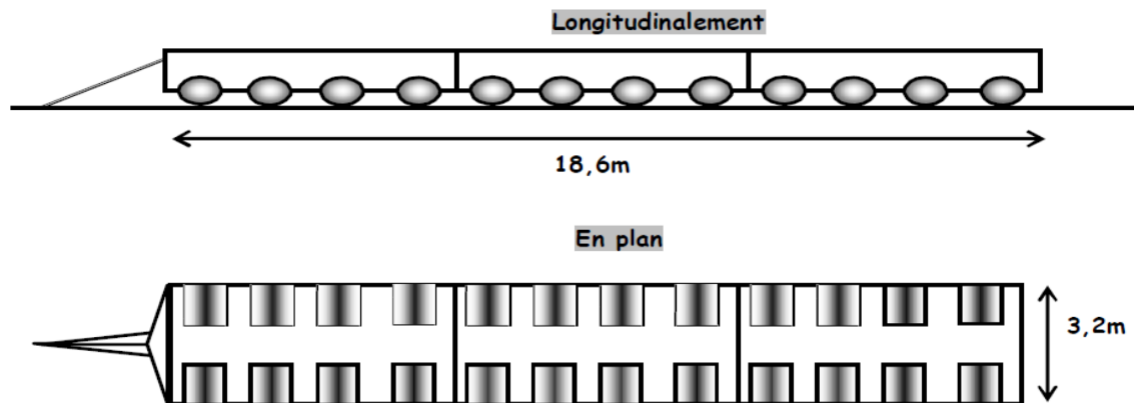


Figure III.10. Syst ème D240

$$Q/ml = 240 / 18,6 = 12,903 \text{ t/ml.}$$

III .2.3.5. Surcharge sur trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

$$\text{Trottoirs chargés : } P_2 = 0,15 * 1,65 = 0,25 \text{ t/ml.}$$

III.2.3.6. Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B sont multipliées par le coefficient de majorations dynamique, ce Coefficient est applicable aux trois systèmes B_t, B_r, B_c Il est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

L : Longueur de l'élément

P : Charge permanente

S : Surcharge

Dans le cas d'une dalle on calcule L1 tel que

$L1 = \max(L_r ; e(\text{entre axe des poutre de rive}))$

$L1 = \max(8 ; (1.65 * 5))$

Donc : $L1 = 8.25m$

Et :

$L' = \min(L1 ; \text{porte de travée})$

$L' = (8 ; 30m)$

Donc $L' = 8m$

Le poids total de tablier (poutre, amorces, entre toise non comprise) correspond à L' :

$P = [(1.13 + 0.23 + 0.81) + (1.13 + 0.03 + 1.51) + 4 * (1.04 + 0.30)] * 8$

$P = 81.6t$

		P	S	L	δ
Système B	Poutre	571.5	B max=132t	30m	1.09
	Dalle	81.6	B max=64t	8m	1.253
Système M	Poutre	571.5	M max=110t	30m	1.086
	Dalle	81.6	M max=110t	8m	1.306

Tableau. III.7. Valeurs de coefficient de majoration



Chapitre IV :
R épartition
Longitudinal des Efforts

Chapitre IV :

REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

IV.1. Introduction [6]

Le calcul se fait en utilisant la méthode de BARRE, qui consiste à déterminer les efforts internes dans les différentes sections des poutres et cela en considérant le tablier comme une seule poutre reposant sur deux appuis simples. Les efforts ainsi obtenus seront divisés par le nombre de poutres.

Les charges et surcharges à prendre en considération sont calculées dans le chapitre précédent.

IV.2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux [6]

IV.2.1. Moments engendrés par les charges permanentes G

Poids total du tablier : 571.5t

Poids total du tablier / ml : $gt = \frac{571.5}{30} = 19.05t/m$

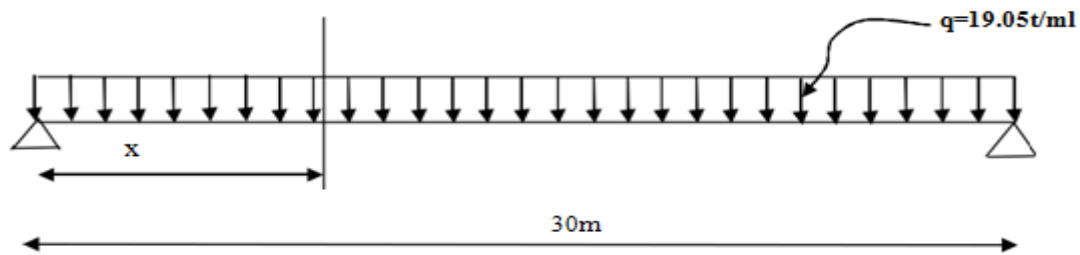


Figure. IV.1. Répartition longitudinale de la charge permanente G

La valeur du moment fléchissant d'une section située à une distance(x) de l'appui est donnée par la formule suivante :

$$M(x) = q \cdot x \cdot (1-x)/2 \dots\dots\dots (IV.1)$$

Les valeurs des moments fléchissant dans différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Section	0.00L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
a	0	3	6	9	12	15
M(t/m)	0	771.53	1371.6	1800.23	2057.4	2143.13

Tableau. IV.1. Valeurs des moments dans les différentes sections sous les charges permanentes

IV.2.2. Moment engendré par la surcharge A(L) [6]

$$A = 951.3kg/m^2 = 0.9513$$

$$V = 4m \text{ Largeur d'une voie}$$

n=2 Avec n : nombre de voies

q A: La surcharge A par mètre linéaire

$$q A = 2 \cdot 4 \cdot 0.9513 = 7.62t/ml$$

En tenant compte de la pente qui est égale à 2,5%, soit un angle $\alpha=1.432^\circ$.

En multipliant la charge q_A par $\cos \alpha$ nous aurons :

- Pour deux voies chargées : 7.618t/ml
- Pour une voie chargée : 3.809t/ml.

NB : On remarque que : $q_A=7.62\text{t/ml} \approx 7.618\text{t/ml}$ soit une différence de 0.002t/ml alors la pente est négligeable dans nos calculs

On prend : $q_A=7.62\text{t/ml}$

Par la formule (IV-1) précédente, on peut calculer la valeur du moment fléchissant dans les différentes sections, présentées dans le tableau suivant :

section		0.00L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
a		0	3	6	9	12	15
M(t.m)	1 voie charge	0	154.305	274.32	360.045	411.48	428.625
	2 voies charges	0	308.61	548.64	720.09	822.96	857.25

Tableau. IV.2. Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge « A »

IV.2.3. Moments engendrés par les surcharges sur trottoirs

Un seul trottoir $q_t=0.25\text{t}$

Par la formule (IV.1) précédente, on peut calculer les valeurs du moment fléchissant dans les différentes sections qui sont présentées dans le tableau suivant :

Section	0.00L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
a	0	3	6	9	12	15
M(t/m)	0	10.13	18	23.63	27	28.13

Tableau. IV.3. Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge sur trottoir

IV.2.4. Moment engendré par les surcharges Bc

On utilise le théorème de **BARRE** pour déterminer la section dangereuse.

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale des charges du convoi occupent des positions symétriques par rapport au milieu de la poutre. Généralement ; le maximum absolu a lieu au droit de l'un des essieux les plus voisins de la résultante générale

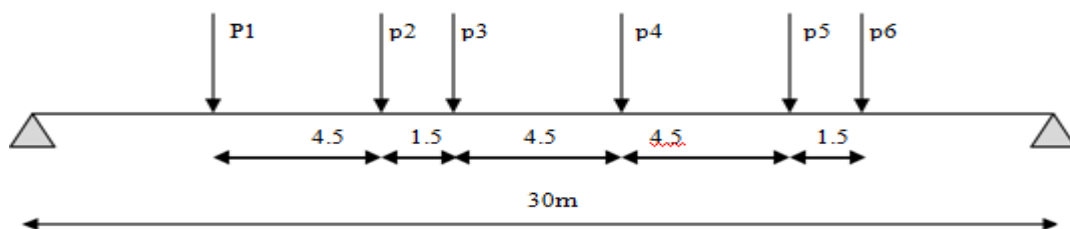


Figure. IV.2. Système disposition de deux camions sur la chaussée (sens longitudinal)

IV.2.4.1. Application de la Méthode de BARRE

➤ Section dangereuse

La charge au droit de la section doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{k-1} p_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^k p_i \dots \dots \dots (IV.2)$$

Charge	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Valeurs	6	12	12	6	12	12
Inégalité	$0 \leq 30 \leq 6$	$6 \leq 30 \leq 18$	$18 \leq 30 \leq 30$	$30 \leq 30 \leq 36$	$36 \leq 30 \leq 48$	$48 \leq 30 \leq 60$
Vérification	non	non	oui	oui	non	non

Tableau. IV.4. Détermination de la section dangereuse

Résultat : la section dangereuse sera donnée soit par p3 ou p4

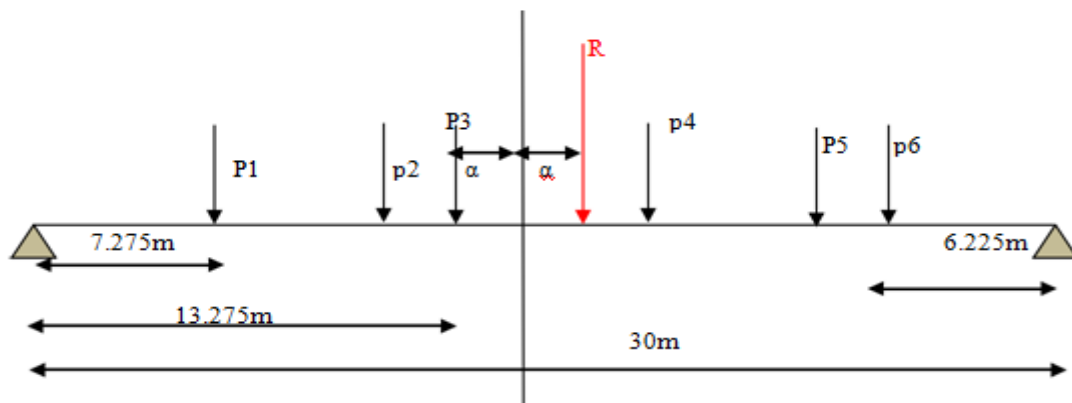


Figure. IV.3. Recherche du moment maximal

$$\sum \frac{M}{R} = p_1 * (6 + 2\alpha) + p_2 * (1.5 + 2\alpha) + p_3 * 2\alpha - p_4(4.5 - 2\alpha) * p_5(9 - 2\alpha) + p_6(10.5 - 2\alpha) = 0 \dots \dots \dots (IV.3)$$

$\alpha = 1.725m$

$X_1 = 15 - (1.725 + 1.5 + 4.5) = 7.275m$

$X_2 = 30 - (7.275 + 4.5 + 1.5 + 4.5 + 4.5 + 1.5) = 6.225m$

- Le moment sous P3 :

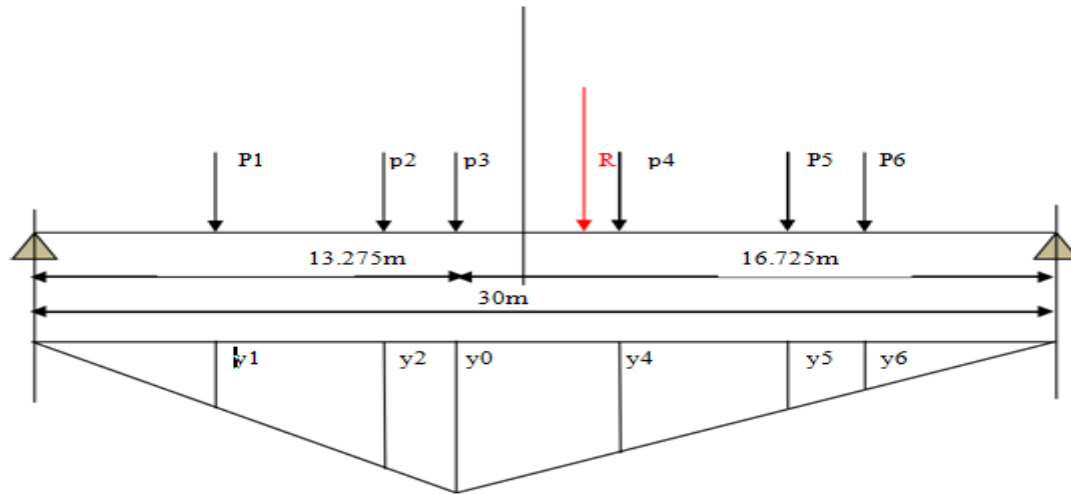


Figure. IV.4. Ligne d'influence du moment sous P3

D'après la similitude des triangles semblables :

La valeur de Y0 est donnée par la formule suivante

$$Y_0 = \left(\frac{L-X}{L}\right)X \dots\dots\dots (IV-4)$$

$$Y_0 = \left(\frac{30-13.275}{30}\right) * 13.275 = 7.41m$$

$$0 \leq X \leq 13.275$$

$$Y_i = \frac{Y_0}{a} X_i = \frac{7.41}{13.275} X_i \quad 13.275 \leq X \leq 30$$

$$Y_i = \frac{Y_0}{b} X_i = \frac{7.41}{16.725} X_i \dots\dots\dots (IV-5)$$

Y_i	$Y1$	$Y2$	$Y0$	$Y4$	$Y5$	$Y6$
Valeurs	4.07	6.58	7.41	5.42	3.43	2.76

Tableau. IV.5. Lignes d'influence du moment sous P3

Le moment max sous p3 est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \sum_{i=1}^6 p_i * Y_i \dots\dots\dots (IV-6)$$

$$M_{\max} = 6 * (6.58 + 5.42) + 12 * (4.07 + 7.41 + 3.43 + 2.76) = 299.1t.m$$

- Le moment sous P4 :

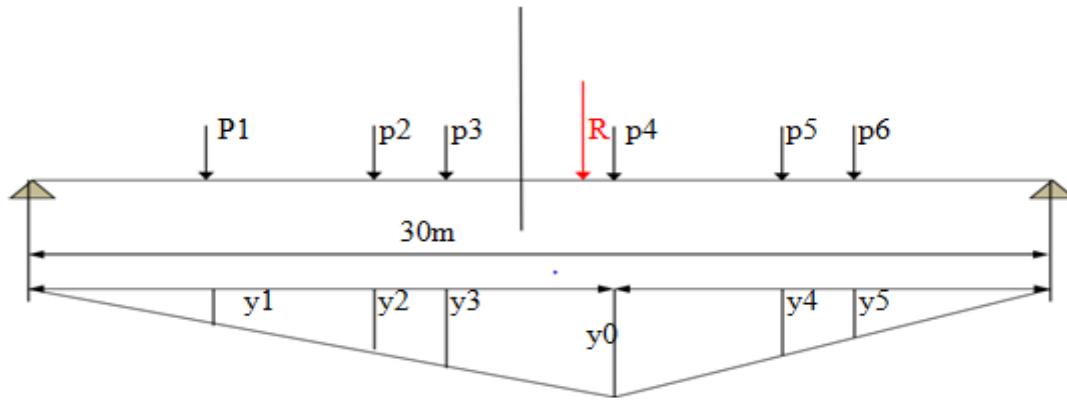


Figure. IV.5. Lignes d'influences sous P4

La valeur de Y_0 est donnée par la formule suivante

$$Y_0 = \left(\frac{L-X}{L}\right)X$$

$$Y_0 = \left(\frac{30-17.775}{30}\right) * 17.775 = 7.24m$$

$$0 \leq X \leq 17.775$$

$$Y_i = \frac{Y_0}{a} X_i = \frac{7.24}{17.775} X_i$$

$$17.775 \leq X \leq 30$$

$$Y_i = \frac{Y_0}{b} X_i = \frac{7.24}{12.225} X_i$$

Y_i	$Y1$	$Y2$	$Y3$	$Y0$	$Y5$	$Y6$
valeurs	2.97	4.80	5.41	7.24	3.15	2.54

Tableau. IV.6. Lignes d'influence du moment sous P4

Le moment max sous p_3 est donné par la formule suivante

$$M_{max} = \sum_{i=1}^6 p_i * Y_i$$

$$M_{max} = 6*(2.97+7.24)+12*(4.80+5.41+3.15+2.54)=252.06t.$$

• **Conclusion :**

Le moment max est $M_{max}=299.1t.m$. Il se produit sous la charge $P_3=12t$ au droit de la section (c) avec : $X_c=13.275m$

• **Remarque :**

Ce calcul est fait pour une seule voie, alors pour deux voies $M_{max}=598.2t.m$

➤ **Détermination des moments fléchissant dans les différentes sections :**

Pour déterminer la section critique (C), qui correspond à la charge critique P, qui engendre le moment fléchissant max au niveau de (C), cette charge doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\sum_{i=1}^{i=j} p_i/a \geq \sum_{i=j+1}^{i=n} p_i/b ; \sum_{i=j}^{i=j-1} p_i/a \leq \sum_{i=j}^{i=1} p_i/b \dots \dots \dots (IV-7)$$

$$\begin{cases} a = 3 \\ b = 27 \end{cases}$$

.Exemple de calcul :

P	P1(k=1)	P2(k=2)	P3(k=3)	P4(k=4)	P5(k=5)	P6(k=6)
(1)	6/3 ≥ 54/27	18/3 ≥ 42/27	30/3 ≥ 30/27	42/3 ≥ 18/27	54/3 ≥ 6/27	60/3 ≥ 0/27
(2)	0/3 ≤ 60/27	6/3 ≤ 54/27	18/3 ≤ 42/27	30/3 ≤ 30/27	42/3 ≤ 18/27	54/3 ≤ 6/27
Vérification	oui	oui	non	non	non	non

Tableau. IV.7. Recherche la section dangereuse

D'après ce tableau, constate que c'est la charge P1 et P2 qui engendrent le moment maximal au droit de cette section (0.1L)

Pour : P1

$$Y_0 = \frac{Lc - Xc}{Lc} * Xc = \frac{30 - 3}{30} * 3 = 2.7m$$

- Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

$$0 \leq x \leq 3$$

$$Y_i = \frac{y_0}{a} X_i = 0.9 X_i$$

$$3 \leq x \leq 30$$

$$Y_i = \frac{y_0}{b} X_i = 0.1 X_i$$

L=30m		Sous p1				
Y	Y ₀	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆
	a			b		
	3	27	27	27	27	27
Y ₀	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
X	3	22.5	21	16.5	12	10.5
Valeur de Y	2.7	2.25	2.1	1.65	1.2	1.05
Charge	6	12	12	6	12	12
Y*P	16.2	27	25.2	9.9	14.4	12.6

Tableau. IV.8. Ligne d'influence de moment sous p1

Le moment max est de :

$$Mt_{\max} = \sum_{i=1}^{i=6} p_i * Y_i$$

$$Mt_{\max} (p1) = p1 * Y0 + p2 * Y2 + p3 * Y3 + p4 * Y4 + p5 * Y5 + p6 * Y6$$

$$Mt_{\max} = 16.2 + 27 + 25.2 + 9.9 + 14.4 + 12.6$$

$$Mt_{\max} = 105.3t.m$$

Pour p2 : Appliquant la même méthode des triangles semblable, on trouve

L=30m		Sous p2				
y	Y ₁	Y ₀	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆
	a			b		
	0	3	27	27	27	27
Y ₀	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
X	0	2.7	25.5	21	16.5	15
Valeur de Y	0	2.7	2.55	2.1	1.65	1.5
Charge	6	12	12	6	12	12
Y*P	0	32.4	30.6	12.6	19.8	18

Tableau. IV.9. Ligne d'influence de moment sous P2

Le moment max est de :

$$Mt_{\max} = \sum_{i=1}^6 p_i * Y_i$$

$$Mt_{\max}(p_1) = p_1 * Y_1 + p_2 * Y_0 + p_3 * Y_3 + p_4 * Y_4 + p_5 * Y_5 + p_6 * Y_6$$

$$Mt_{\max} = 32.4 + 30.6 + 12.6 + 19.8 + 18$$

$$Mt_{\max} = 113.4 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 113.4 \text{ t.m}$$

Le moment fléchissant après majoration comme suit :

$$M = \delta p * bc * Mt_{\max} \dots\dots\dots \text{(IV-8)}$$

Avec : δ : coefficient dynamique de la poutre

$$bc = \begin{cases} 1.2 \text{ pour un seul convoi} \\ 1.1 \text{ pour deux convoi} \end{cases}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} \dots\dots\dots \text{(IV-9)}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} p = 571.5 \text{ t} \\ S = 132 \text{ t} \\ L = 30 \text{ m} \end{cases}$$

$$\delta p = 1.09$$

	section	0.00L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
	a	0.00	3.00	6.00	9.00	12.00	15.00
M TM	Non courge	0	113.4	201.6	241.02	286.2	274.5
	bc	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
	δp	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09
	1 Convoi	0	135.97	241.72	288.99	343.16	329.13
	2 Convoi	0	271.94	483.44	577.98	686.32	658.26

Tableau. IV.10. Moments de la surcharge dans les différentes sections

IV.2.5. Les moments engendrés par les surcharges Bt

Pour les ponts comportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée. Soit 4 files de 8t, la section dangereuse peut être obtenue sous p1 et p2.

$$P_1 = P_2 = 8 \text{ t} \Rightarrow R = \sum_{i=1}^2 p_i = 16 \text{ t}$$

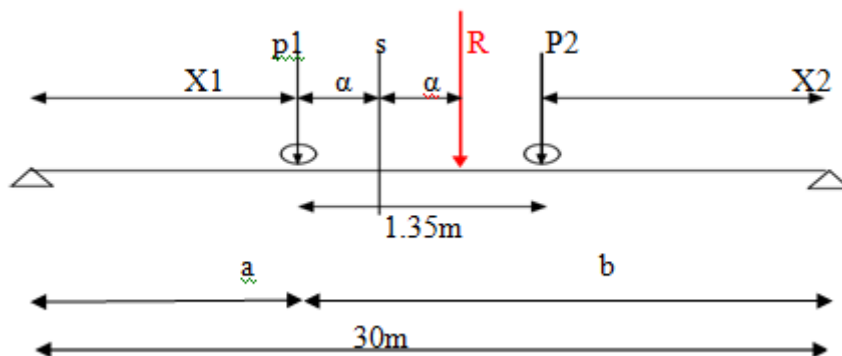


Figure. IV.6. Chargement type sous un tandem (système Bt)

La résultante $R = P_1 + P_2 = 16 \text{ t}$.

$$\Sigma M/P_1 = P_2 \times 1.35 = R \times 2\alpha \Rightarrow 2\alpha = \frac{p_2 \times 1.35}{R} = 0.675 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{0.675}{2} = 0.337m$$

$$a = 30/2 + \alpha = 14.663m$$

$$b = 30/2 - \alpha = 15.337m$$

Calcul du moment max. sous P_1 (Pour une seule file de roue) :

<i>Sous p1</i>			
<i>Yi</i>	<i>Y0</i>	<i>Y2</i>	<i>moment</i>
<i>valeur</i>	7.497	6.838	114.68

Tableau. IV.11. Ligne d'influence et moments sous P_1 .

Calcul du moment max. sous P_2 (Pour une seule file de roue) :

<i>Sous p2</i>			
<i>Yi</i>	<i>Y1</i>	<i>Y0</i>	<i>moment</i>
<i>Valeur</i>	6.837	7.466	114.424

Tableau. IV.12. Ligne d'influence et moments sous P_2 .

Le moment max. est engendré sous la charge P_1 et P_2 avec une valeur de 114.68 tm. Cette valeur sera en suite multiplié par un coefficient correcteur b_t , et le coefficient dynamique $\delta = 1,078$

Notre pont est de 1^{er} classe $\Rightarrow b_t = 1,2$.

Donc : $M_{\max} = 114.68 \times 1,2 \times 1,078 = 148.36$ tm.

De la même façon, on procède pour les autres sections de la travée. Les valeurs du moment dans chacune sont :

							M_{\max}	
<i>Section</i>		<i>0.00L</i>	<i>0.10L</i>	<i>0.20L</i>	<i>0.30L</i>	<i>0.40L</i>	<i>0.49</i>	<i>0.50L</i>
<i>a</i>		0.00	3	6	9	12	14.663	15
<i>M</i>	<i>Non corrige</i>	0	42.12	74.64	97.56	110.88	114.68	114.6
	<i>1tandem</i>	0	108.97	193.11	252.40	286.87	296.71	296.50
	<i>2tandem</i>	0	217.94	368.22	504.81	573.74	593.41	593

Tableau. IV.13. Moments des surcharges B_t dans les différentes sections

IV.2.6. Moment engendré par les surcharges M_c 120

Les véhicules du système M_c peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelque soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre n'est pas limité sauf que la distance libre entre les points de contacts des chenilles de deux véhicules consécutifs doit avoir au moins 30,50 m.

De ce fait, un seul véhicule est considéré pour le calcul du moment.

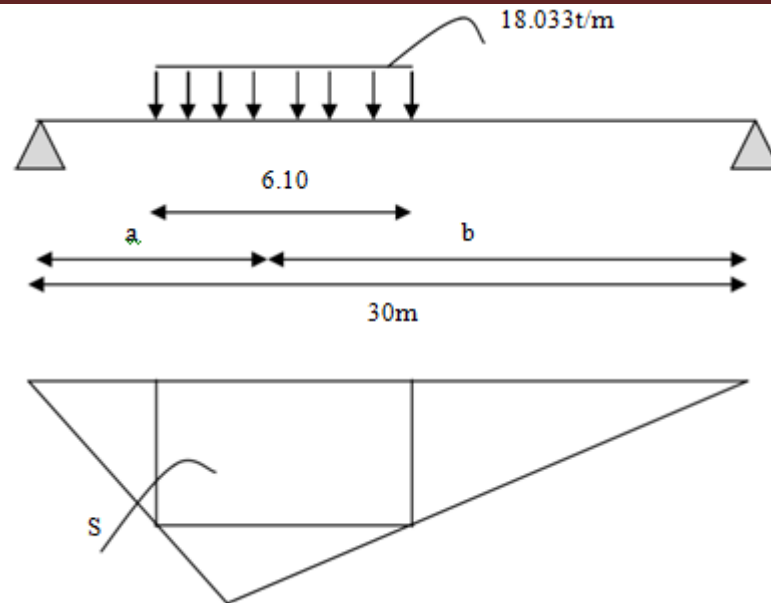


Figure .IV.7. Position deMC120

Le convoiMc120 comporte 2 chenilles et représente une charge totale de 1100 KN

Alors : $q \frac{110}{6,1} = 18.033t/ml$

Exemple de calcul : $X= 0.1L : \begin{cases} a = 3m \\ b = 27m \end{cases}$

$M_{max}=q*S$ avec $S=\frac{a*b}{L} * Lc(1 - \frac{Lc}{2L})$

$S= 14.78 \Rightarrow M_{max}=266.53t$

Calcul du coefficient de majoration dynamique :

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

L : Longueur de l'élément $\Rightarrow L = 30 m$.

P : poids de l'élément concerné par la flexion longitudinale, $P = 571.5 t$

S : Charge du système considéré $\Rightarrow S = 110 t$.

$\delta=1.086$

De la même méthode, on calcul le moment max pour les autres sections :

	Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	a	0	3	6	9	12	15
	δ	1.086	1.086	1.086	1.086	1.086	1.086
Mmax	Non corrige	0	266.53	474.35	622.56	711.49	741.14
	corrige	0	289.46	515.15	676.11	772.68	804.88

Tableau. IV.14. Moments des surcharges Mc120 dans les différentes sections

• **Remarque :**

Le moment max. est obtenu au milieu de la travée.

IV.2.7. Moment engendré par les surcharges D240

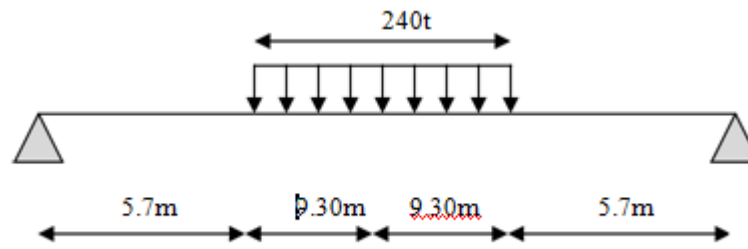


Figure IV.8. Position de D240 sur la travée

$$q = \frac{240}{18.60} = 12.904 \text{ t/ml}$$

On procède de la même manière que la surcharge Mc120 pour déterminer les moments dans les différentes sections.

Section	0.00L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
a	0	3	6	9	12	15
M _{max}	0	447.15	794.93	1043.35	1192.40	1242.08

Tableau. IV.15. Moments des surcharges D240 dans les différentes sections

IV.3. Calcul des efforts tranchants [6]

IV.3.1. Efforts tranchants engendrés par les charges permanentes

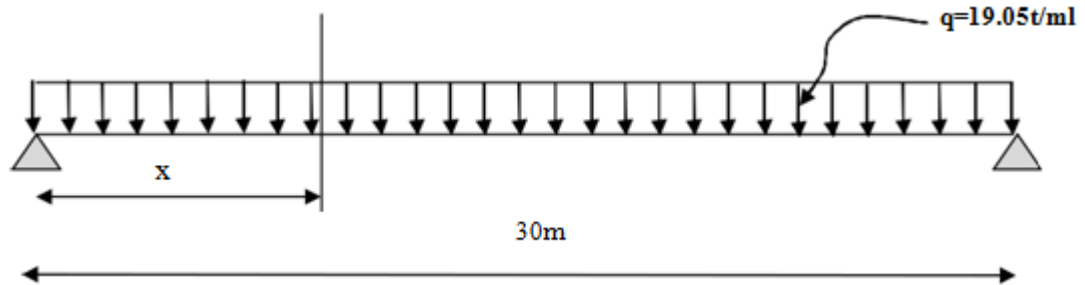


Figure. IV.9. Schéma statique d'une poutre.

La valeur de l'effort tranchant d'une section située à une distance X de l'appui gauche est donnée par l'expression suivante :

$$T(x) = q\left(\frac{L}{2} - X\right) \dots\dots\dots (IV-9)$$

$$T(X) = 18.63 * (15 - X)$$

$$T(X=0) = \frac{q * L}{2} = \frac{18.63 * 30}{2} = 279.45 \text{ t}$$

Les valeurs de l'effort tranchant aux différentes sections sont données dans le tableau ci après :

section	0.00L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
a	0	3	6	9	12	15
T _{max} (t)	285.75	228.6	171.45	114.3	57.15	0

Tableau. IV.16. Efforts tranchants dans les différentes sections sous la charge permanente G.

IV.3.2. Efforts tranchants engendrés par les surcharges A(L)

- Exemple de calcul :

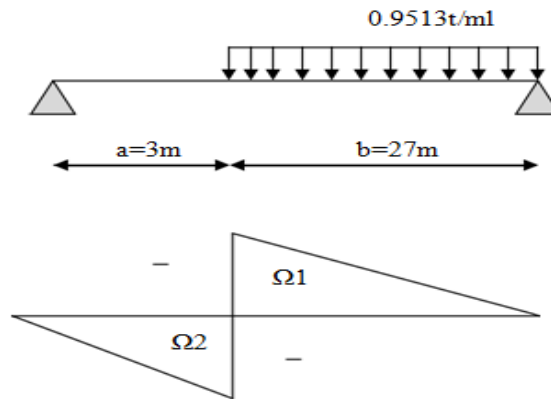


Figure. IV.10. Lignes d'influence de l'effort tranchant à 0,1L

$$T=q*\Omega=q\left(\frac{b}{L} * \frac{b}{2}\right) = q * \frac{b^2}{2L} \dots\dots\dots(IV-10)$$

a=3 ; b=27

A=A(l)*a1*a2=0.9513t/ml

Pour une voie charge

qa=A*V avec V=4m

qa=0.9513*4=3.81t/ml

T max=3.81* $\frac{27^2}{2*30}$ = 49.30t

Pour deux voies charge Tmax =98.60t

On procédera de la même manière pour le calcul de l'effort tranchant aux différentes sections et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	a	0	3	6	9	12	15
Tmax	1voie	57.15	49.30	36.58	28.01	20.58	14.29
	2voie	114.30	98.60	73.16	56.02	41.16	28.58

Tableau. IV.17. Efforts tranchants dans les différentes sections sous la surcharge A(l)

IV.3.3. Efforts tranchants engendrés par la surcharge sur les trottoirs

En suivant le même cheminement que la surcharge A(l), en appliquant la méthode des lignes d'influence

- un trottoir chargé q=0.25t/ml

T max = $\frac{q}{2L}(L-X)^2$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Section	0.0L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
a	0	3	6	9	12	15
T _{MAX}	3.75	3.04	2.4	1.84	1.35	0.94

Tableau. IV.18. Efforts tranchants dans les différentes sections engendrés par la surcharge sur les trottoirs

IV.3.4. Efforts tranchants engendré par la Bc

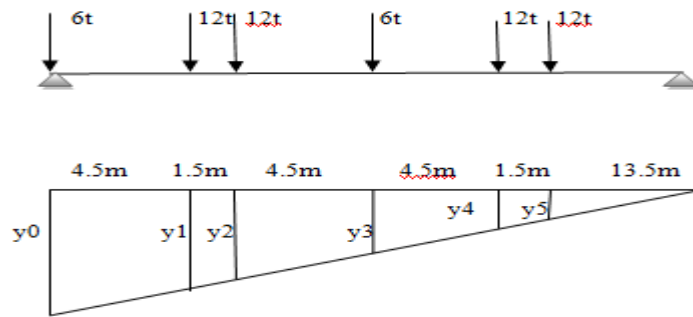


Figure. IV.11. Position du système Bc donnant à 0,0L

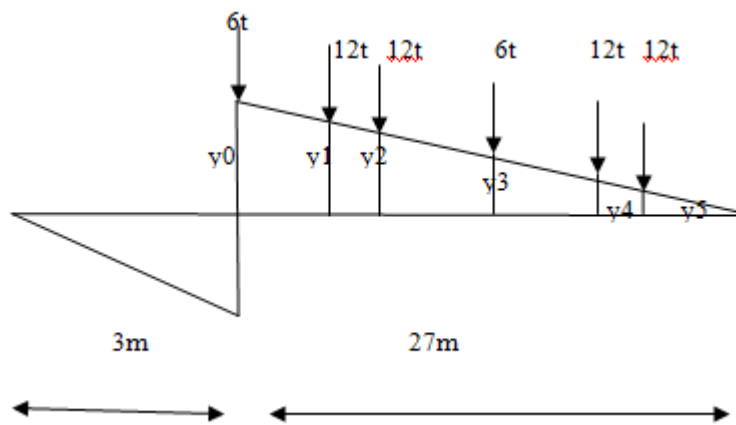


Figure. IV.11.bis. Position du système Bc donnant à 0,1L

- Exemple de calcul :

Section 0,0L :

$$Ii = \frac{b}{L}$$

a=0m

b=30m

D'après la similitude des triangles semblables : $Ii = \frac{I1}{L} * Xi$

<i>Ii</i>	<i>I1</i>	<i>I2</i>	<i>I3</i>	<i>I4</i>	<i>I5</i>	<i>I6</i>
valeur	1	0.85	0.8	0.65	0.5	0.45

Tableau. IV.19. Lignes d'influence du à la surcharge Bc

$$Tmax = \sum_{i=1}^6 pi * Ii \dots\dots\dots(IV.11)$$

01 Convoi : Tmax= 41.1t

02 Convois : Tmax=82.2t

Section	0.00L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
a	0	3	6	9	12	15
1convoi	41.1	32.13	24.24	17.43	11.7	7.35
2convoi	82.2	64.26	48.48	34.86	23.4	14.7

Tableau. IV.20. Efforts tranchants dus à la surcharge Bc dans les différentes sections

IV.2.5. Effort tranchants engendré par la surcharge Bt

Avec la même méthode appliquée dans le calcul de l'effort tranchant sous la surcharge Bc

- Exemple de calcul :

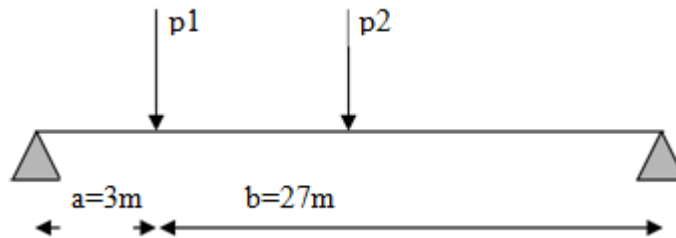


Figure. IV.12. Position du système Bt donnant T_{max} à 0,1L

$X=0.1L$
 $a=3m$
 $b=27m$
 et $I1 = \frac{b}{L} = 0.9$
 $I2 = \frac{I1}{L-a} * Xi = 0.855$
 $T_{max} = 16 * 0.9 + 16 * 0.855 = 28.56t$

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4	0.5L
X(m)	0	3	6	9	12	15
Tendam1	31.28	28.56	24.88	21.68	18.48	15.28
Tendam2	62.56	57.12	49.76	43.36	36.96	30.56

Tableau. IV.21. Effort tranchants engendré par la surcharge Bt

IV.3.6. Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc120

En utilise méthode de RDM :

Exemple x=0.0 $\left\{ \begin{array}{l} a = 0 \\ b = 30 \\ q = \frac{110}{6.1} = 18.033 \end{array} \right.$
 $\sum \frac{M}{B} = RA * L - q * 6.10 \left(b - \frac{6.10}{2} \right) = 0$
 $\Rightarrow RA = \frac{q * 6.10}{L} \left[b - \frac{6.10}{2} \right]$
 $T_{max} = RA$

AN : T_{max} = 98.82t Engendrés par la surcharge

Les résultats des différentes sections sont données dans le ci-dessous :

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
a	0	3	6	9	12	15
$T_{max}(t)$	98.82	87.82	76.82	65.82	54.82	43.82

Tableau. IV.22. Efforts tranchants engendrés par la surcharge Bt

IV.3.7. Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc120

En utilise méthode de RDM :

- Exemple x=0.0L :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0 \\ b = 30 \\ q = \frac{110}{6.1} = 18.033 \end{array} \right.$$

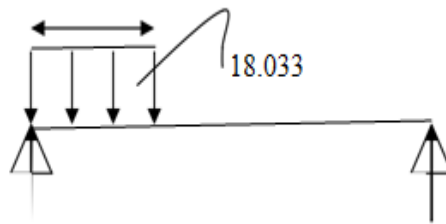


Figure. IV.13. Efforts tranchants

$$\sum \frac{M}{B} = RA * L - q * 6.10 \left(b - \frac{6.10}{2} \right) = 0$$

$$\Rightarrow RA = \frac{q * 6.10}{L} \left[b - \frac{6.10}{2} \right]$$

$$T_{max} = R.A$$

$$AN : T_{max} = 98.82t$$

Les résultats des différentes sections sont données dans le ci-dessous :

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
a	0	3	6	9	12	15
$T_{max}(t)$	98.82	87.82	76.82	65.82	54.82	43.82

Tableau. IV.23. Efforts tranchants engendrés par la surcharge

IV.3.8. Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240

Avec la méthode utilisée précédemment on calcule l'effort tranchant du à la surcharge :

- Exemple de calcul

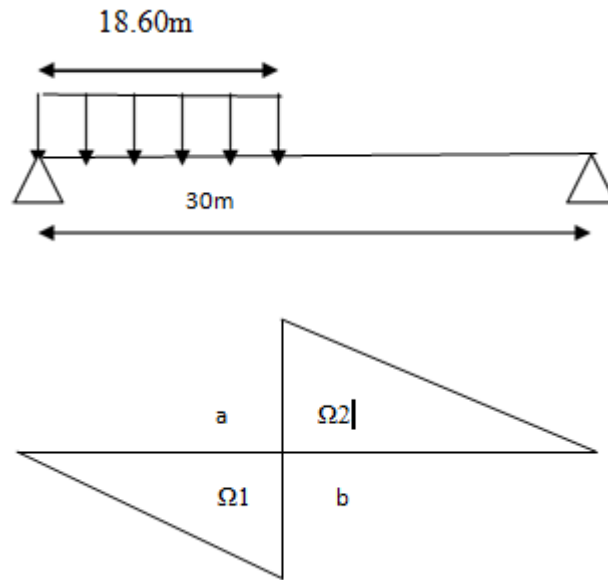


Figure. IV.14. Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0 \\ b = 30 \\ q = \frac{240}{18.60} = 12.91 \end{array} \right.$$

$$\sum \frac{M}{B} = RA * L - q * 18.60 \left(b - \frac{18.60}{2} \right) = 0$$

$$\Rightarrow RA = \frac{q * 18.60}{L} \left[b - \frac{18.60}{2} \right]$$

$$T_{max} = R \cdot A$$

$$AN : T_{max} = 165.69t$$

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
a	0	3	6	9	12	15
T _{max} (t)	165.69	141.68	117.67	93.65	69.64	45.63

Tableau. IV.24. Efforts tranchants engendré par la surcharge D240



Chapitre V :
Mod éisation

Chapitre V :**MODELISATION****V.1. Introduction**

Pour modéliser le tablier du pont, on a opté pour le calcul numérique on utilisant le programme aux éléments finis ROBOT 2016.

V.2. Présentation du logiciel robot

Le logiciel *Autodesk Robot Structural Analysis* est un programme destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Le logiciel *Robot* permet :

- La création des Structures.
- Dimensionner les éléments spécifiques de la structure
- Calculer les structures.
- La vérification des résultats obtenus.
- La création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Le logiciel *Robot* utilise la méthode d'analyse par éléments finis, pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

V.3. Modèle de calcul

Pour calculer les efforts dans la structure (M, N, T), Le modèle numérique a été généré en utilisant un ensemble d'éléments finis.

Des éléments finis bidimensionnels ont été utilisé pour la dalle (élément plaque) et éléments barres pour les poutres.

Chaque élément fini est décrit par nœuds et des caractéristiques mécaniques données calculées à partir des matériaux et des sections adéquatement introduites dans le modèle de calcul.

En ce qui concerne les conditions aux limites, le tablier est reposé sur des appuis simples.

Vu que le pont est constitué de 06 travées isostatiques, chaque travée travaille toute seule d'où on a modélisé qu'une seule, la travée la plus grande pour ensuite englobé les résultats sur toute la structure.

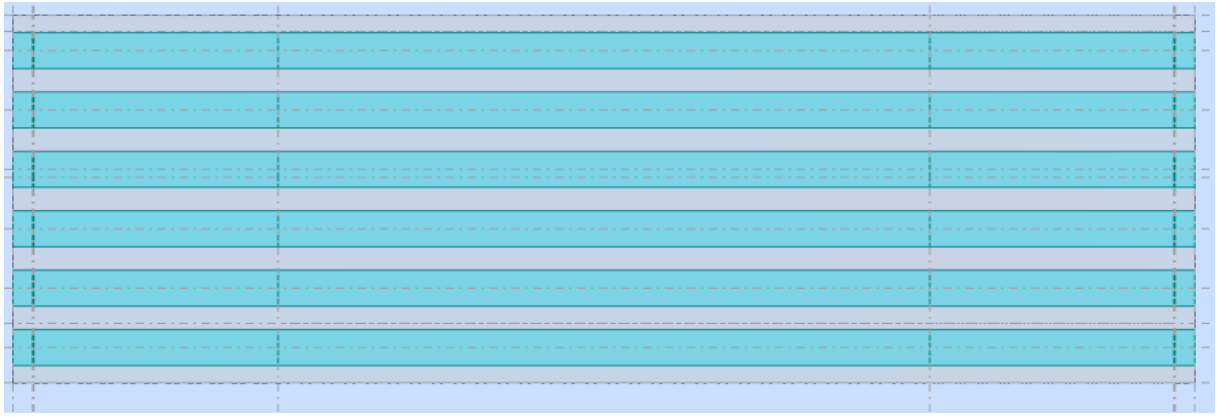


Figure. V.1 : vue model de tablier

V.4. Charges considérées

Désignation	Valeur
Poid propre de tablier	19.05t/ml
Charge Q trottoir	Charge uniforme 0.15t/m ²
Charge A(l)	Charge uniforme 0.9513t/m ²
Bc	Charge concentre essieux avant de 3t et de 6t pour arrière
MC120	Charge uniforme de 9.016t/m ² par chnille
D240	Charge uniforme de 4.03t/m ²

Tableau. V.1 : valeurs des charges considérées

V.5. Combinaisons de charge

Pour le calcul des efforts dans la structure, on prend en considération les combinaisons de charges selon le B.P.A.E.L (le béton précontraint aux états-limites).

Action prépondérante	Combinaison
<i>ELU</i>	1.35G + 1.6 (A(l) + QTrot)
	1.35G + 1.6 (BC + QTrot)
	1.35G + 1.35MC120
	1.35G + 1.35D240
<i>ELS</i>	G + 1.2 (A(l) + QTrot)
	G + 1.2 (BC + QTrot)
	G + MC120
	G + D240

Tableau. V.2. Combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS

➤ Diagramme des moments fléchissant sous l'effet de combinaison défavorable (ELU)

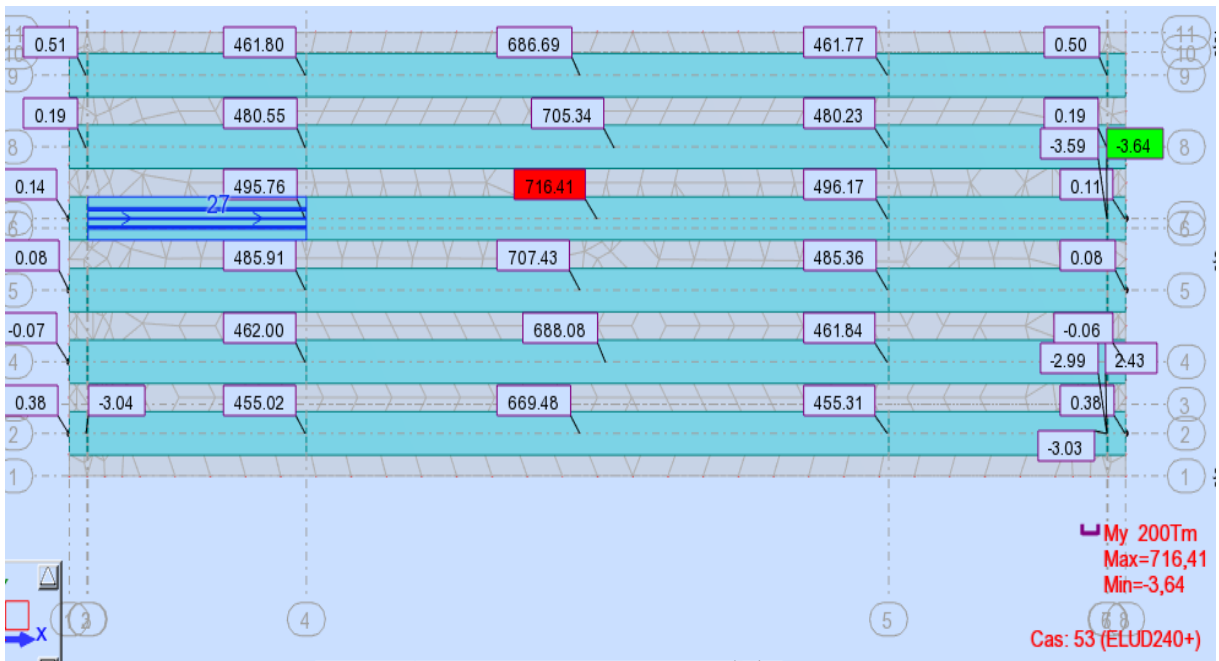


Figure. V.2. Diagramme des moments fléchissant sous l'effet de combinaison défavorable (ELU)

➤ Diagramme de moment fléchissant sous l'effet de combinaison défavorable (ELS)

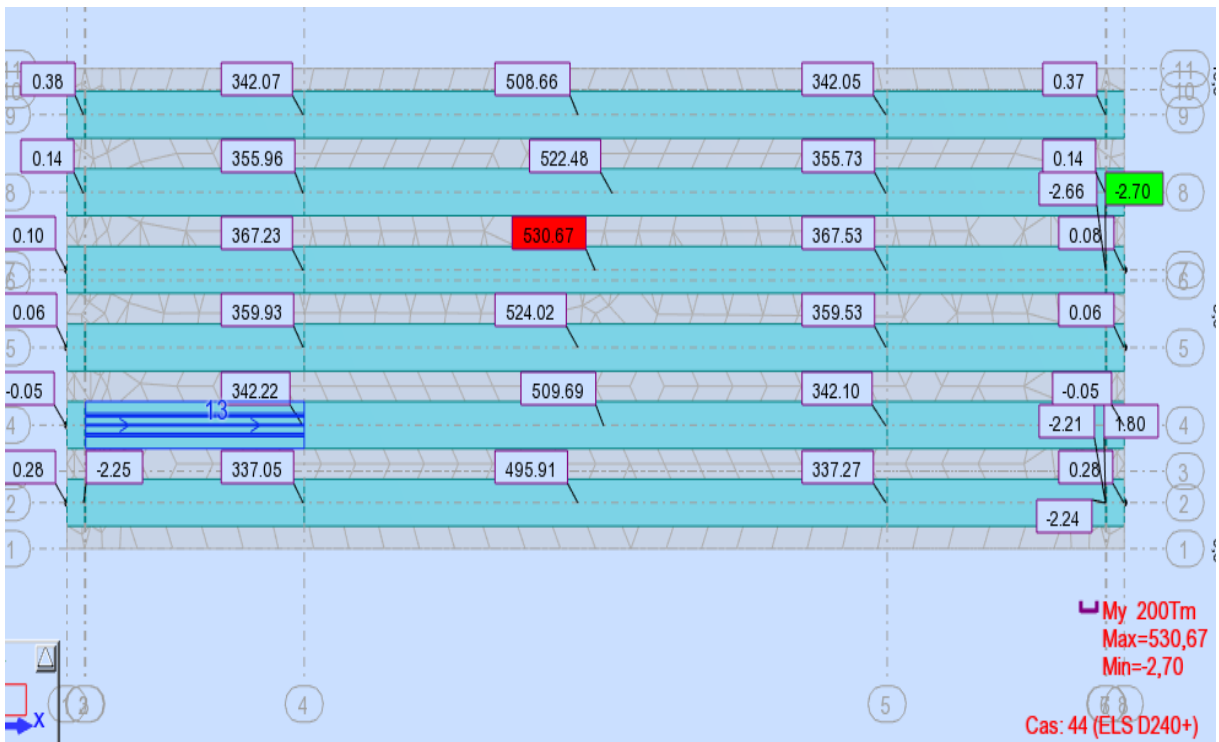


Figure. V.3. Diagramme des moments fléchissant sous l'effet de combinaison défavorable (ELS)

➤ Diagramme des efforts tranchant sous l'effet de la combinaison la plus défavorable(ELU)

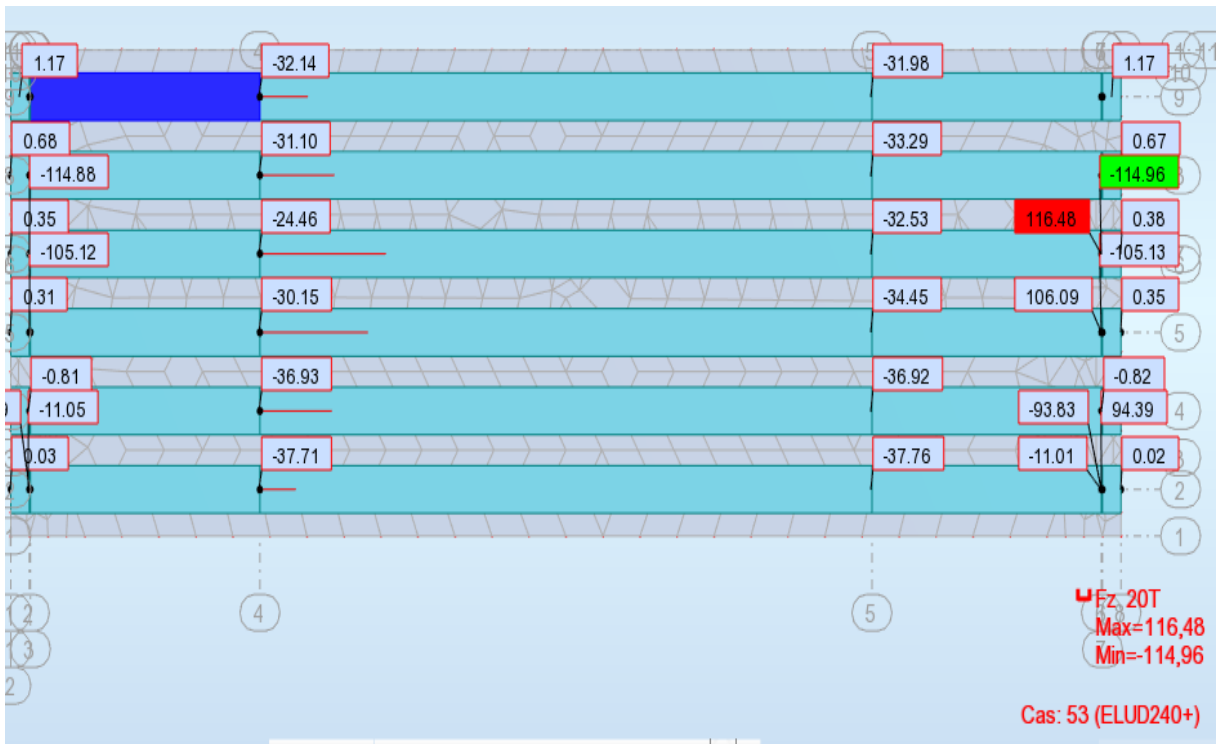


Figure .V.4. Diagramme des efforts tranchant sous l'effet de la combinaison la plus défavorable (ELU)

➤ Diagramme des efforts tranchant sous l'effet de la combinaison la plus défavorable(ELS)

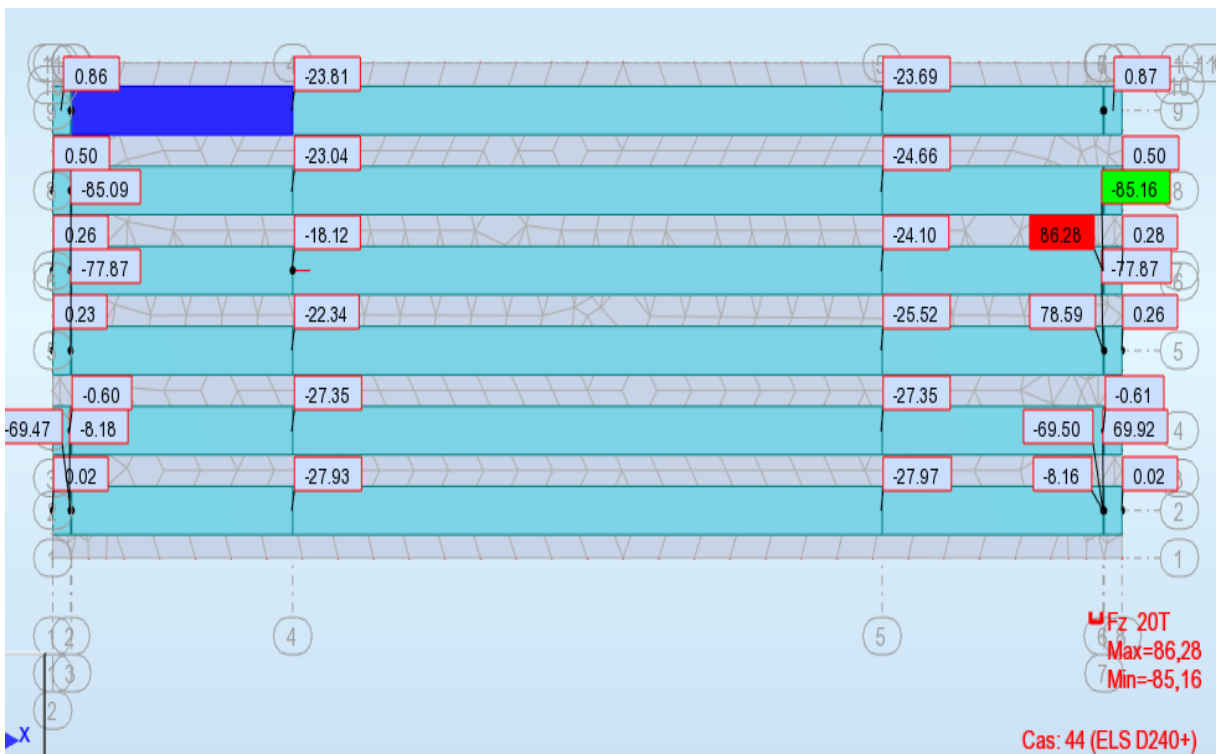
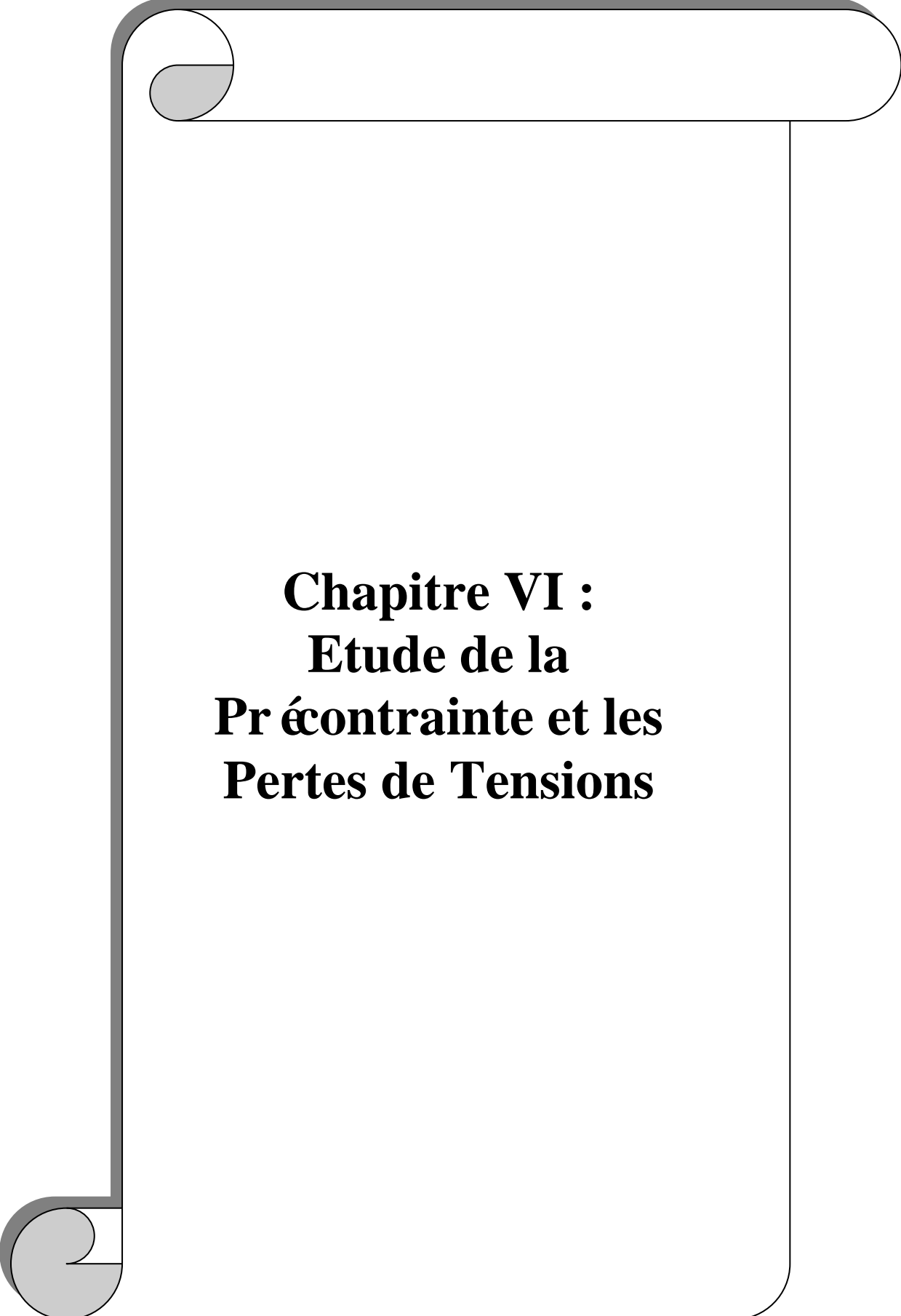


Figure .V.5. Diagramme des efforts tranchant sous l'effet de la combinaison la plus défavorable (ELS)

les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	<i>Moment fléchissant</i>	<i>Effort tranchant</i>
<i>ELU</i>	716.41	116.48
<i>ELS</i>	530.67	86.28

Tableau .V.3.les efforts tranchant et les moments fléchissant de la combinaison la plus défavorable



Chapitre VI :
Etude de la
Pr écontrainte et les
Pertes de Tensions

Chapitre VI :

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE ET LES PERTES DE TENSIONS

VI.1. Principe de la précontrainte [3]

Le béton précontraint, comme le béton armé fait appel à la résistance du béton et de l'acier, mais leurs fonctionnements sont différents.

Le béton armé est un matériau mixte dans lequel le béton doit résister aux contraintes de compression et l'acier aux contraintes de traction.

Le béton précontraint n'est pas un matériau mixte, c'est essentiellement du béton que l'on a rendu grâce à un traitement mécanique préalable, apte à résister à deux sollicitations (compression et traction).

Ce traitement mécanique consiste à soumettre le béton à une compression permanente (précontrainte), qui composée avec les contraintes dues aux charges extérieures, donne des contraintes résultantes comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment en toute sécurité

Il existe deux modules de précontraintes : précontrainte par pré-tension, précontrainte par post-tension.

VI.1.1. Précontraintes par post-tension

Ce type de précontraintes consiste à la mise en tension des câbles déjà empilés dans des câbles. Le coulage et le durcissement du béton s'effectue à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

VI.2. Dimensionnement de la précontrainte [3]**VI.2.1. Précontrainte minimale**

Le dimensionnement de la précontrainte se fera dans la section la plus dangereuse, la valeur minimale de la précontrainte qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage est :

$$P_{min} = \sup \{PI, PII\} \dots\dots\dots(VI-1)$$

Avec :

PI: Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sous critique.

PII: Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sur-critique.

VI.2.2. Valeurs caractéristique de la précontrainte

Le tracé de câble n'est pas connu, donc on ne peut déterminer les pertes avec précision.

➤ **Détermination de P0**

D'après le B.P.E.L, la valeur de la précontrainte P min doit être respectée pour :
 Le cas le plus défavorable et celui qui apparait en « exploitation à long terme » sous l'effet de la précontrainte minimale susceptible d'exister les pertes sont estimées à 30% d'où :

$$0.7P_0 > \sup \{PI, PII\} \dots\dots\dots (VI-2)$$

On déterminera le nombre entier « n » de câbles de précontrainte tel que :

$$nP_0 \geq \sup \{PI, PII\}/0.7 \dots\dots\dots (VI-3)$$

VI.2.3. Détermination de l'intensité de la précontrainte

	B (cm²)	Ig (cm⁴)	V (cm)	V' (cm)	ρ (%)	h (cm)	r²(cm²)
POUTRE SEULE	4883.95	12654049.08	67.35	82.65	49.14	150	2734.89
POUTRE +OURDIS	8802.7	25975258.7	118.2	56.8	46.40	175	3114.77

Tableau.VI.1. Caractéristique de la section nette

Les moments développés dans la section médiane
 M max=530.67t.m (le moment G+D240 à l'ELS)
 M min=361.89t/m(le moment de poids propre)
 ΔM=Mmax-Mmin=530.67-361.89=168.78t.m

➤ **Dimensionnement de la précontrainte [3]**

$$P \text{ min} = \sup \{PI, PII\}$$

a) Cas d'une section sous critique

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (v \cdot \overline{\sigma_{ti}} + v' \cdot \overline{\sigma_{ts}}) \dots\dots\dots (VI-4)$$

fc28=35Mpa

ft28=0.6+0.06fc28=2.7Mpa

Les contraintes limites :

σti=-ft28=0.6+0.06fc28=-2.7Mpa (dans la section d'enrobage)

σti=-1.5ft28=-4.05Mpa (hors la section d'enrobage)

PI=(168.78*10³/(0.4914*150))+(4883.95/150)(150*(-2.7*10⁻¹))=971.11KN

b) Cas d'une section sur critique

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma_{ti}}}{\rho \cdot v + v' - d'} \dots\dots\dots (VI.5)$$

Avec : d'=10cm l'enrobage des armatures de précontraintes

PII=[530.67*10³+(0.4914*4883.95*67.35*(-2.7*10⁻¹))]/[(0.4914*67.35)+82.6-10]

PII = 4605.65KN

PII>PI ⇒ la section est sur critique le fuseau de passage du câble à une de ses frontière qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique **PI** n'est plus suffisant.

La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre donc :

$$P_{\min} = \sup \{P_I, P_{II}\} \Rightarrow P_{\min} = 4605.65 \text{ KN}$$

Alors l'excentricité

$$e_p = V' - d' = 82.65 - 10 = 72.65 \text{ cm}$$

- **c) Calcul du nombre de câbles**

On suppose une perte de précontrainte de 30%

$$P_0 = P_{\min} / 0.7 \Rightarrow P_0 = 6579.5 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

$$n = P_0 / P_{01} \dots \dots \dots \text{(VI-6)}$$

On choisira comme armature de précontrainte des câbles de 7T15 de type FREYSSINET.

Diamètre extérieur de la gaine = 6,6 cm

$$\text{Section du câble } 7 * 139 \text{ mm}^2 = 973 \text{ mm}^2$$

$$f_{prg} = 1770 \text{ Mpa}$$

$$f_{peg} = 1583 \text{ Mpa}$$

E = 200000 Mpa module d'élasticité de l'acier

$$\text{Avec: } \sigma_{p0} = \min \{0.8 f_{prg}; 0.9 f_{peg}\} = 1416 \text{ Mpa}$$

$$P_{01} = A * \sigma_{p0} = 1377.77 \text{ kn}$$

$$n = 6579.5 / 1377.77 = 4.78$$

soit : n = 5 câbles (7T15)

$$P_0 = 5 * 1377.77 = 6888.85 \text{ KN}$$

On doit vérifier si la valeur de P ne conduit pas à une précontrainte excessive.

$$P \leq B \sigma_M + (\Delta M / \rho h) \dots \dots \dots \text{(VI-7)}$$

$$\sigma_M = 21 \text{ Mpa} \Rightarrow P = 6888.85 \text{ KN} \leq 14037.61 \Rightarrow \text{vérifier}$$

VI.2.3. Vérification des contraintes [3]

En construction : mise en tension au 14^{ème} jour (50%) Contraintes limites:

➤ **Compression**

$$\sigma_c = 0.6 f_{cj} = 0.6 (14 / 4.76 + 0.83 * 14) * 35 = f_{c28} < 40 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ci} = \sigma_{cs} = 17.949 \text{ Mpa}$$

➤ **Traction**

$$f_{t14} = (14 / (4.76 + 0.83 * 14)) * 35 = 29.91 \text{ Mpa}$$

$$f_t = 0.6 + 0.06 * f_{t14} = 2.394 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_t = \begin{cases} \sigma_{ts} = -1.5 f_t = -3.591 \text{ Mpa hors la section enrobage} \\ \sigma_{ti} = -f_t = -2.394 \text{ Mpa dans la section enrobage} \end{cases}$$

VI.2.4. Détermination du nombre de câble à l'about [3]

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% d'avant le coulage de la dalle, les pertes instantanées sont estimées à 10%.

Valeurs caractéristiques de la précontrainte

La précontrainte est représentée principalement par trois valeurs

$$P = P_0 - \Delta P_0 = 0.90 P_0 = 6199.97 \text{ KN}$$

Soit $p=6199.97\text{KN}$

A la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre

$q=1.475\text{t/ml}$

$Mg=M_{\min}=ql^2/8=(1.475*30^2)/8=165.94\text{t/ml}=1659.4\text{KN/ml}$

Pour déterminer le nombre de câble à l'about on doit vérifier les contraintes sur les deux fibres supérieur et inférieur.

Soit la vérification des deux inégalités

VI.2.4.1. Vérification fibre supérieure

$$\sigma_{ts} = \frac{p}{B} + \frac{pe_0*v}{I} + \frac{M_{\min}*v}{I} \geq \sigma_{ts} = -3.591 \dots \dots \dots \text{(VI-8)}$$

$e_0 = -(V' - d') = -(99.36 - 10) = -89.36\text{cm}$

$$\sigma_{ts} = \frac{6199.97}{4883.95} + \frac{6199.97 * (-72.65) * 67.35}{12654049.08} + \frac{1659.4 * 10^2 * 67.35}{12654049.08} = -0.245 = -2.45\text{Mpa}$$

$$\geq \sigma_{ts} = -3.591$$

⇒ Condition vérifiée

VI.2.4.2. Vérification fibre inférieure

$$\sigma_{ci} = \frac{p}{B} - \frac{pe_0*v'}{I} - \frac{M_{\min}*v'}{I} \leq \sigma_{ci} = 17.949\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{(VI-9)}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{6199.97}{4883.95} - \frac{6199.97*(-72.65)*82.65}{12654049.08} - \frac{1659.4*10^2*82.65}{12654049.08} = 4.10\text{KN/cm}^2 = 41\text{Mpa} \geq \sigma_{ci} = 17.949\text{Mpa}$$

Condition non vérifiée

On ne peut pas disposer tous les câbles à l'about la mise en tension se fera donc à deux familles

$$\sigma_{ts} = \frac{p}{B} + \frac{pe_0 * v}{I} + \frac{M_{\min} * v}{I} \geq \sigma_{ts} = -3.591$$

$$\sigma_{ci} = \frac{p}{B} - \frac{pe_0*v'}{I} - \frac{M_{\min}*v'}{I} \leq \sigma_{ci} = 17.949\text{Mpa}$$

$P=0.9*P_0=0.9*n*1374.849$

$$\sigma_{ts} = \frac{0.9 * n * 1377.77}{4883.95} + \frac{0.9 * n * 1377.77 * (-72.65) * 67.35}{12654049.08} + \frac{1659.4 * 10^2 * 67.35}{12654049.08}$$

$$\geq \sigma_{ts} = -3.591$$

$$\sigma_{ts} = (0.253n - 0.478n + 0.883) * 10 \geq \sigma_{ts} = -3.591 \Rightarrow n \leq 5.52 \dots \dots \dots (1)$$

$$\sigma_{ci} = \frac{0.9*n*1377.77}{4883.95} - \frac{0.9*n*1377.77*(-72.65)*82.65}{12654049.08} - \frac{1659.4*10^2*82.65}{12654049.08} \geq \sigma_{ci} = 17.949\text{Mpa}$$

$$\sigma_{ci} = (0.253n + 0.588n - 1.083) * 10 \geq 17.949 \Rightarrow n = 3.42 \dots \dots \dots (2)$$

D'après (2), on constate que l'on ne peut disposer que trois câbles à l'about.

VI.2.4.3. Conclusion

La mise en tension se fera en deux familles de câbles, trois câbles à l'about et deux câbles à l'extrados.

VI.3. Tracés des câbles

VI.3.1. Positionnement

On dispose de trois câbles à l'about et deux câbles à l'extrados.

VI.3.2 : Principe

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e » en vue de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs, ces derniers sont maximums et positifs au droit de la section médiane de la poutre et vont en s'annulant vers les appuis. La meilleure solution pour contrebalancer les moments extérieurs est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane et, diminue en allant vers les appuis.

➤ **Les câbles de la 1^{ère} famille :** sont régulièrement espacés sur la section d'about, de manière à réaliser une précontrainte aussi centrée que possible, et à réduire les efforts de diffusion de la précontrainte. L'angle de relevage des câbles de la 1^{ère} famille est compris entre 2° et 20°.

➤ **Le câble de l'extrados « 2^{ème} famille » :** est ancré dans les encoches situées à l'extrados de la poutre entre l'about et 1/4L ou 1/3L de cette dernière. L'angle de relevage est comprise entre 20° et 30° ce qui limite la dimension longitudinale des encoches et réduit l'effort tranchant.

a) Câble d'about

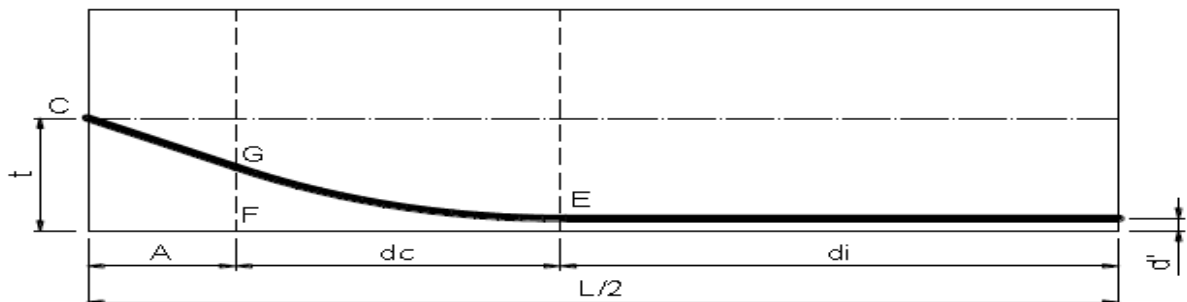


Figure.VI.1. Tracé d'un câble d'about

E : point du début de relevage.

t : Hauteur du point C par rapport à la fibre inférieure.

EG : tronçon parabolique d'équation $y=ax^2$

GC : tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble.

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de $y=ax^2$ pour $x=dc$

Donc : $y'(dc)=2*a*dc=tg\alpha \Rightarrow a=tg\alpha/(2*dc)$

$GC=a*dc^2=t-d-GC \sin\alpha$

$A=GC*\cos\alpha \Rightarrow GC=A/\cos\alpha \Rightarrow GC \sin\alpha=A*tg\alpha$ (VI-10)

$\Rightarrow a*dc^2=t-d'-A*tg\alpha \Leftrightarrow (tg\alpha/2dc)*dc^2=t-d'-A*tg\alpha$

$\Rightarrow dc = (2/tg\alpha) (t-d'-A*tg\alpha)$

A est choisi de manière à limiter la courbe de la gaine, soit=1m

$dc = (2/tg\alpha) (t-tg\alpha-d')$

b) Câble émergent extradoss

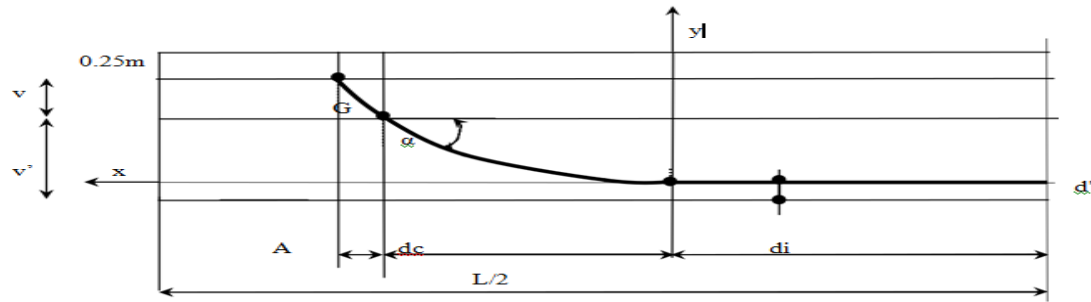


Figure.VI.2. Tracé d'un câble émergent

EG : tronçon parabolique d'équation $y=a*x^2$

Pour $x=dc \Rightarrow \begin{cases} Y = a * dc^2 \dots \dots \dots (1) \\ Y = V' - d' \dots \dots \dots (2) \end{cases} \dots \dots \dots (VI-11)$

$Y(dc)=2*a*dc=tg \alpha \Rightarrow a=tg \alpha/2*dc$

On remplace (3) dans (1)

$y= (tg \alpha*dc^2)/(2*dc) \Rightarrow dc=2*y/tg \alpha \dots \dots \dots (VI-12)$

On remplace (2) dans (4) : $dc=2(v'-d')/ tg \alpha$

Application au projet :

➤ **Câbles d'about (aux appuis)**

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

Nous avons une seule file d'ancrage à l'about : trois câbles disposés verticalement.

La force à l'ancrage lors de la mise en tension vaut 1374.849KN.

L'enrobage minimal est prise égale : $c = 10 \text{ cm}$.

Compte tenu de la disposition :

$P_1 + P_2 + P_3 = R \qquad P_1 = P_2 = P_3 = P$

$v' = a' + d$

$a' = v' - d = 82.65 - 30 = 52.65 \text{ cm}$.

$v - a' = 67.35 - 52.65 = 14.7 \text{ cm} > c = 10 \text{ cm}$.

La disposition à adopter est données comme suit :

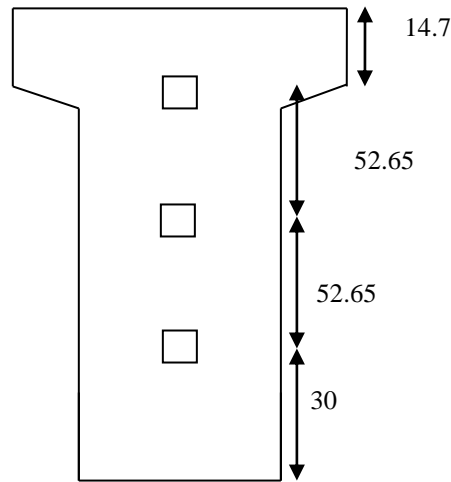


Figure .VI.3. Disposition des câbles de la 1ère famille (à l'about)

On prend comme angle de relevage : $\alpha_1 = 5^\circ$; $\alpha_2 = 12^\circ$; $\alpha_3 = 17^\circ$

Exemple de calcul :

➤ **Câble d'about**

$$dc = 2/tg \alpha (t - tg \alpha \cdot d') = dc = (2/tg 5)(0.30 - tg 5 \cdot 0.10) = 2.58 \text{ m}$$

$$a = tg \alpha / (2dc) = tg 5 / (2 \cdot 2.58) = 0.017$$

➤ **Câble émergent (extrados) :**

$$dc = 2/tg \alpha (v' - d') = dc = (2/tg 25)(0.8265 - 0.166) = 2.84 \text{ m}$$

Avec $d' = 16.6 \text{ cm}$

$$a = tg \alpha / (2dc) = tg 25 / (2 \cdot 2.84) = 0.080$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

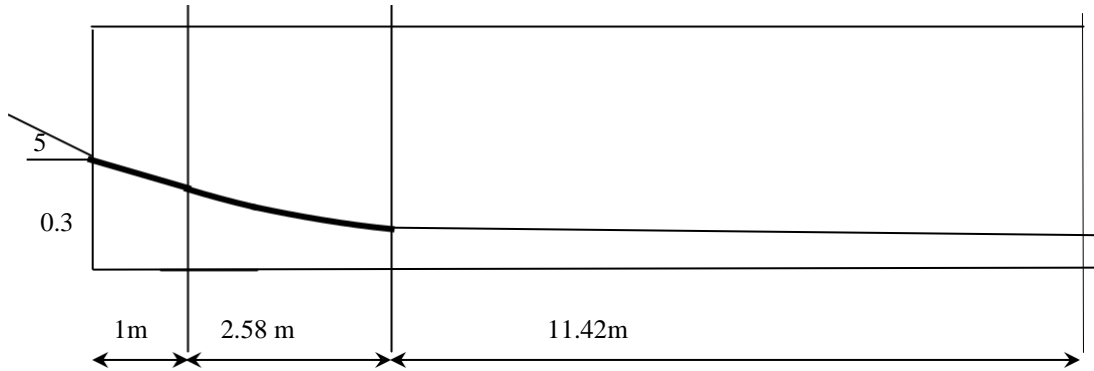
	<i>N</i> cable	α (°)	<i>tga</i>	<i>t</i> (m)	<i>d'</i> (m)	<i>dc</i> (m)	<i>a</i>
<i>1^{er} famille</i>	1	5	0.088	0.30	0.10	2.58	0.017
	2	12	0.212	0.8265	0.10	4.84	0.022
	3	17	0.305	1.353	0.10	6.2	0.025
<i>2^{ème} famille</i>	4	25	0.466	1.50	0.166	2.84	0.082
	5	25	0.466	1.50	0.166	2.84	0.082

Tableau. VI.2. Paramètres de calcul de la 1ère et 2ème famille de câbles

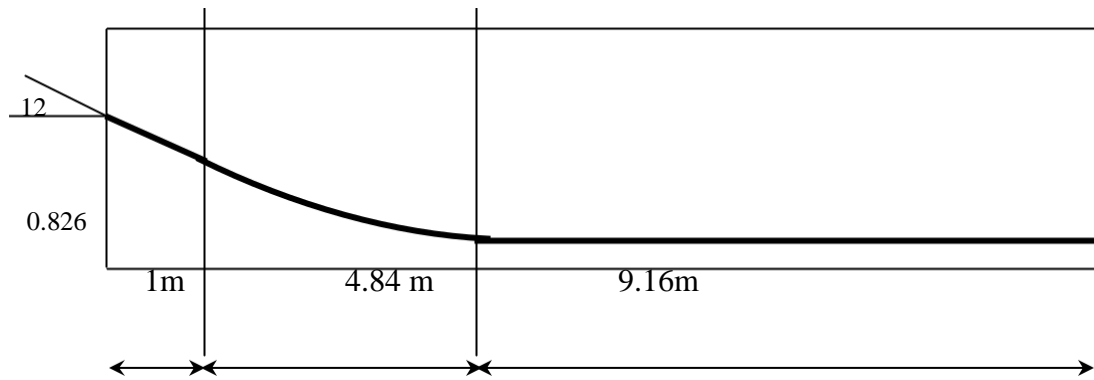
Pour la 2^{ème} famille : $b = v/tg 25 = 67.35/tg 25 = 145 \text{ cm} = 1.45 \text{ m}$

VI.3.3 : Tracés câbles

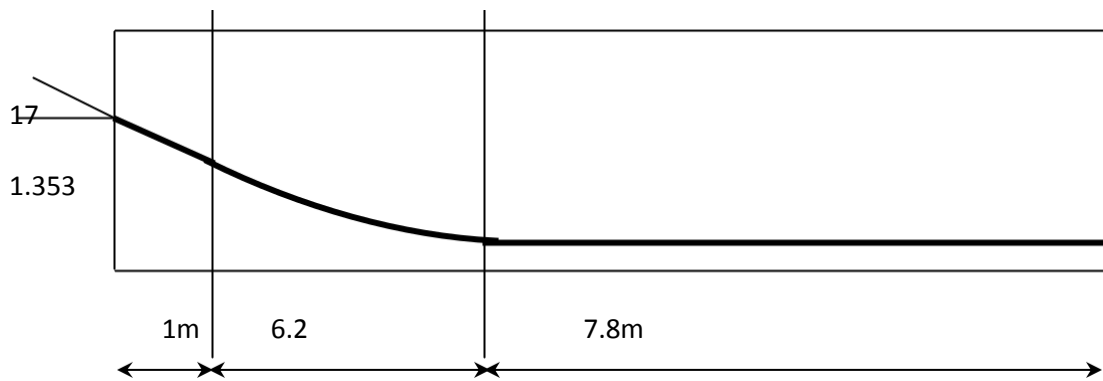
Câble 1 :



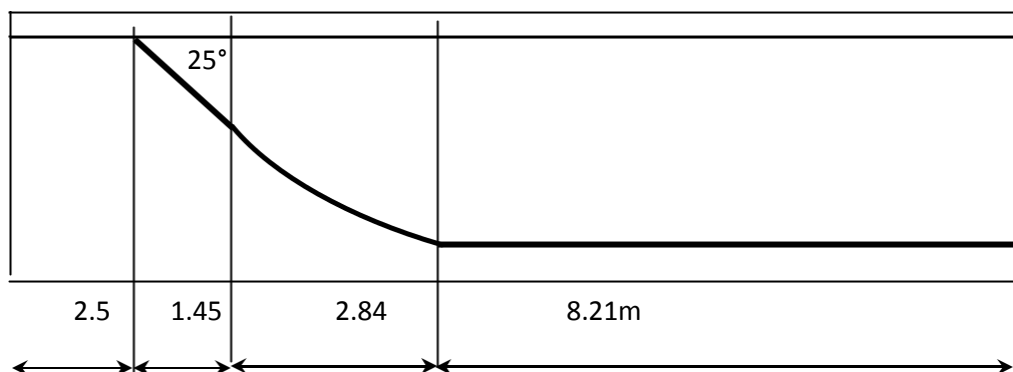
Câble 2 :



Câble 3 :



Cable4 :



Câble 5 :

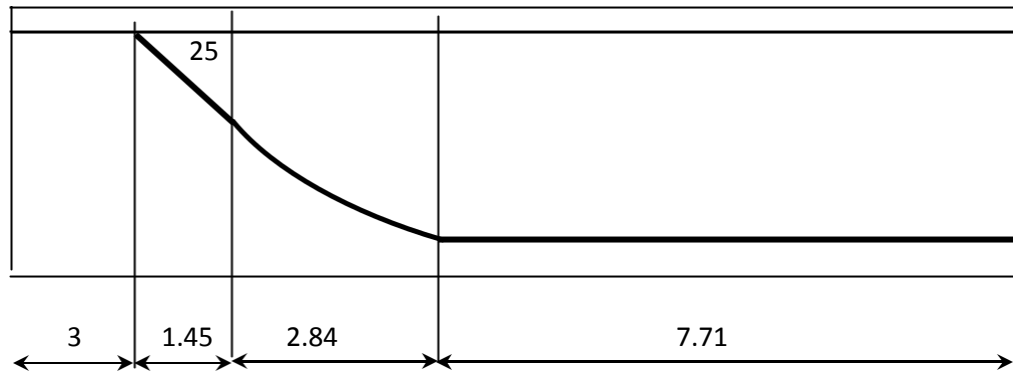


Figure .VI.4. Tracé des câbles

➤ **Longueur totale du câble**

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

L_r: Longueur du tronçon rectiligne.

L_c: Longueur du tronçon parabolique.

L_d : Longueur du tronçon droit

$$L_c = (1/4a)[\ln(2*a*dc + \sqrt{1 + (2 * a * dc)^2}) + 2 * a * dc \sqrt{1 + (2 * a * dc)^2}] \dots\dots\dots(VI-13)$$

$$L_r = \begin{cases} \frac{0.5+A}{\cos\alpha} \dots\dots \text{pour les câbles de 1er famille} \\ \frac{A}{\cos\alpha} \dots\dots \text{pour les câbles de 2eme famille} \end{cases} \dots\dots\dots (VI-14)$$

$$L_d = d_i$$

Exemple de calcul :

$$L_r = \begin{cases} \frac{0.5+1}{\cos 5} = 1.504 \text{ pour 1er famille} \\ \frac{1.45}{\cos 25} = 1.56 \text{ pour 2eme famille} \end{cases}$$

$$L_c = (1/4 * 0.017)[\ln(2 * 0.017 * 2.58 + \sqrt{1 + (2 * 0.017 * 2.58)^2}) + 2 * 0.017 * 2.58 * \sqrt{1 + (2 * 0.017 * 2.58)^2}] = 3.533m$$

N câble	L _r (m)	L _c (m)	L _d (m)	L _t	L _t *2
1	1.506	2.59	11.42	15.516	31.032
2	1.534	4.88	9.16	15.574	31.148
3	1.569	6.3	7.8	15.669	31.338
4	1.56	2.94	8.21	12.71	25.42
5	1.56	2.94	7.71	12.21	24.42

Tableau.VI.3. Récapitulatif des longueurs des câbles

VI.3.4 : Câble moyen fictif

Dans tout élément en BP, traversé par plusieurs câbles et dans toute section de ce dernier,

on peut remplacer, d'une manière fictive, l'ensemble des câbles traversant ses sections par un seul, passant par le point d'application de la résultante des forces de précontraintes. Les points de passage du câble équivalent sont déterminés, dans chaque section, par le calcul de la distance e du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure.

La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

Section d'about : $t_{moy} = \sum t_i / n$

Section à X_m de l'appui : $t_i = d' + a_i + x_i^2$

Avec $x_i = d_c + 1 - (x)$

Remarque : à la section médiane $t_i = d'$

Exemple de calcul :

➤ **Section d'appui**

Câble n°(1) : $t_1 = 0.30m$

Câble n°(2) : $t_2 = 0.8265m$

Câble n°(3) : $t_3 = 1.353m$

➤ **Section à 1m de l'appui**

Câble n°(1) : $t_1 = 0.239m$

Câble n°(2) : $t_2 = 0.616m$

Câble n°(3) : $t_3 = 1.2865m$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Section d'about			Section 1m de l'about			Section a2.5m de l'about					
N câble	t_i	t moy	N câble	t_i	t moy	Sans câble émergent			Avec câble émergent		
						N câble	t_i	t moy	N câble	t_i	t moy
1	0.3	1.24	1	0.214	0.631	1	0.12	0.374	1	0.12	0.656
2	0.8265		2	0.616					2	0.35	
3	1.353		3	1.061					3	0.653	
				4	1.5						
						/	/	/			

Section a 3.5m de l'about						section du câble équivalent à la section 0,5 L de l'about					
Sans câble émergent			Avec câble émergent			Sans câble émergent			Avec câble émergent		
N câble	t_i	t moy	N câble	t_i	t moy	N câble	t_i	t moy	N câble	t_i	t moy
1	0.101	0.255	1	0.115	0.5874	1	0.1	0.1	1	0.10	0.1264
2	0.221		2	0.221		2	0.1		2	0.10	
3	0.443		3	0.531		3	0.1		3	0.10	
			4	0.762		4	0.166		4	0.166	
			5	1.5		5	0.166		5	0.166	

Tableau.VI.4. Câble moyen fictif

VI.4 : Caractéristiques géométriques des sections nettes

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat.

Pour cela il faut que les contraintes dans toutes les sections soient respectées. d'où on détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites

➤ **Composante de la précontrainte à la section d'appui**

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :

$$\begin{cases} V = \sum p_i * \sin \alpha_i = p * \sum \sin \alpha_i \\ N = \sum p_i * \cos \alpha_i = p * \sum \cos \alpha_i \end{cases}$$

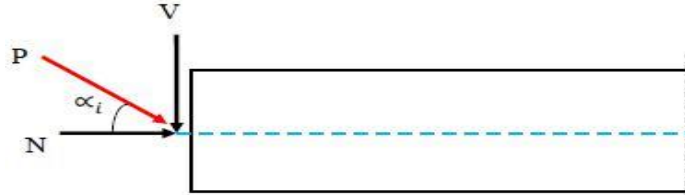


Figure.VI.5. Composantes de la force de précontrainte

Z : la distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravité de la poutre.

Z_i : la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section (Z_i = t_i).

$$P * \sum Z_i * \cos \alpha_i = N * Z \Rightarrow Z = \frac{\sum Z_i * \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} \dots \dots \dots (VI-15)$$

Avec : N = P $\sum \cos \alpha_i$

➤ **Section d'about (poutre seule)**

n° du câble	α (°)	sin	cos	Z _i (m)	Z _i x cos	Z _i ² (m ²)
1	5	0.0872	0.9962	0.30	0.2989	0.09
2	12	0.2079	0.9781	0.8265	0.8084	0.6831
3	17	0.2923	0.9563	1.353	1.2939	1.8306
Σ	/	/	2.9306	2.4795	2.4012	2.6037

Tableau.VI.5. Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule)

$$Z = \frac{\sum Z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{2.4012}{2.9306} = 0.82m$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{gaine} = n * \frac{\pi \phi^2 gaine}{4} \dots \dots \dots (VI-16)$$

Avec : $\phi_{gaine} = 6.6cm$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donné par :

$$I_g(\Delta) = \frac{n * \pi \phi^4}{64} + \frac{\pi \phi^2 gaine}{4} * \sum Z_i^2 \dots \dots \dots (VI-17)$$

$$I_g(\Delta) = \frac{3 \cdot \pi \cdot 0.066^4}{64} + \frac{\pi \cdot 0.066^2}{4} \cdot 2.6039 = 891124.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = \frac{\pi \phi^2 \text{ gaine}}{4} = \frac{\pi \cdot 6.6^2}{4} = 34.212 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi^2 \text{ gaine}}{4} = 34.212 \cdot 3 = 102.636 \text{ cm}^2$$

$$S = Z \times B = 82 \times 102.636 = 8416.152 \text{ cm}^3$$

Désignation	B (cm ³)	Z (cm)	SΔ (cm ³)	IΔ (cm ⁴)
Section brute	8177	82	659413.37	70134328.01
Gaines	102.636		8416.152	891124.24
Section nette	8074.364		650997.218	69243203.77

IG (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	ep	ρ (%)
16756422.42	80.63	69.37	1.37	37.12

Tableau.VI.6. Caractéristiques de la section d'about sans hourdis

$$V' = \frac{S\Delta}{B} = \frac{650997.218}{8074.364} = 80.63$$

$$V = h - V' = 150 - 80.63 = 69.37 \text{ cm}$$

$$IG = I\Delta - \frac{S\Delta^2}{B} = 69243203.77 - \frac{650997.218^2}{8074.364} = 16756422.42 \text{ cm}^4$$

$$\rho = IG / (V' \cdot V \cdot B) \dots\dots\dots (VI-18)$$

$$ep = Z - V' = 82 - 80.63 = 1.37 \text{ cm}$$

➤ Section d'about (poutre + hourdis)

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculés.

Désignation	B (cm ³)	Z (cm)	SΔ (cm ³)	IΔ (cm ⁴)
Section brute	12302	82	1329725.87	179274953
Gaines	102.636		8416.152	891124.24
Section nette	12199.364		1321309.718	178383828.8

IG (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	ep	ρ (%)
35273141.15	108.31	66.69	-26.31	34.4

Tableau. VI.7. Caractéristiques de la section d'about + hourdis

$$V' = \frac{S\Delta}{B} = \frac{1321309.718}{12199.364} = 108.31$$

$$V = h - V' = 150 - 108.31 = 41.69 \text{ cm}$$

$$IG = I\Delta - \frac{S\Delta^2}{B} = 178383828.8 - \frac{1321309.718^2}{12199.364} = 35273141.15 \text{ cm}^4$$

$$\rho = IG / (V' \cdot V \cdot B)$$

$$ep = Z - V' = 82 - 108.31 = -26.31 \text{ cm}$$

Pour les différentes sections leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux ci-dessous.

section	Section d'about		Section à 1m de l'about	
	Poutre seule	Poutre +dalle	Poutre seule	Poutre +dalle
B (cm ³)	8074.364	12199.364	6384.364	10509.364
v' (cm)	80.63	108.31	82.06	113.63
v (cm)	69.37	66.69	67.94	61.37
I_G (cm ⁴)	16756422.42	35273141.15	15106946.81	320605510.16
ρ (%)	37.12	34.4	-18.77	43.74
e_p (cm)	1.37	-26.31	42.45	-49.31

section	Section 0.25L d'about		Section à 0.5Lm de l'about	
	Poutre seule	Poutre +dalle	Poutre seule	Poutre +dalle
B (cm ³)	4964.94	9094.94	4964.94	9094.94
v' (cm)	85.13	120.24	85.13	120.24
v (cm)	64.87	54.76	64.87	54.76
I_G (cm ⁴)	13190578.43	26890270.22	13190578.43	26890270.22
ρ (%)	48.11	44.90	48.11	44.90
e_p (cm)	72.61	-107.72	-72.61	-107.72

Tableau .VI.8. Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections

VI.5. Fuseaux limites

Les fuseaux limites sont les zones où doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Chacun est limité par deux courbes. Il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des courbes limitant les zones ou fuseaux limites.

VI.5.1 Fuseau limite

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'ait pas de traction (quelque soit le cas de charge). Pour cela il faut que :

Avec : $-c' \leq e_0 \leq c$

$$c' = \rho v' \quad c = \rho v \quad e_0 = e_p + M/N \dots\dots\dots (VI-19)$$

c, c' : Limite du noyau central.

e_p : Excentricité du câble moyen.

e_0 : Centre de pression.

M min: Moment du aux charges permanentes.

M max: Moment du aux charges permanentes et aux surcharges.

P : Tension finale dans le câble après perte (estimées à 25%)

$$\text{Donc : } P = 0.75 \cdot p_0 = 0.75 \cdot 1483.65 = 1112.7375 \text{ KN} = 111.274 \text{ t}$$

$$P = \sum p_i \cdot \cos \alpha_i$$

Remarque : Le tracé du fuseau limite se fera par rapport à la ligne des centres de gravité Le long de la poutre. Pour le tracé on prendra en considération les trois points suivants (section à l'appui, section à L/4 de l'appui (0,25L), et la section médiane).

La vérification des sections est résumé dans le tableau suivant :

Section	0.00L	0.25L	0.50L
Mmax (t.m)	0	398.87	530.67
Mmin (t.m)	0	285.91	361.89
P (t)	326.1	527.80	527.80
ρ	0.344	0.449	0.449
c (cm)	22.28	24.59	24.59
c' (cm)	36.18	53.98	53.98
Mmax/P (cm)	0	75.57	100.54
Mmin/P (cm)	0	54.17	68.65
- c' - (Mmin/P) (cm)(I)	-36.18	-108.15	-97.76
c - (Mmax/P)(cm) (II)	22.28	-50.98	-75.95
ep	-26.31	-107.72	-107.72
$I \leq ep \leq II$	$-36 \leq -26.31 \leq 22.28$	$-108.15 \leq -107.72 \leq -50.98$	$-122.63 \leq -107.72 \leq -75.95$
Observation	v é r i f i e	v é r i f i e	v é r i f i e

Tableau.VI.9. Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre + hourdis)

VI.5.2. Fuseau limite

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit passer le câble équivalent pour que les contraintes extrêmes restent inférieures à leurs valeurs limites en compression.

$$a' - (M \min / p) \leq ep \leq a - (M \max / p) \dots\dots\dots (VI-20)$$

Avec :

$$\begin{aligned}
 a &= \min(e1 ; e2) \\
 a' &= \min(e'1 ; e'2) \\
 -e'1 &= \rho * v * (1 - \sigma c * B / p) \\
 -e'2 &= \rho v' * (-1 + \sigma t * B / p) \dots\dots\dots (VI-21) \\
 e1 &= \rho * v * (1 - \sigma t * B / p) \\
 e2 &= \rho * v' * (-1 + \sigma c * B / p)
 \end{aligned}$$

La vérification des sections est résumé dans le tableau suivant :

$\sigma cs = \sigma ci$	21	21	21
σt	2.7	2.7	2.7
M max (t.m)	0	398.87	530.67
M min (t.m)	0	285.91	361.89
P(t)	326.1	527.80	527.80
-e'1	-157.3	-64.39	-64.39
-e'2	0.38	-28.86	-28.86
a'	-157.3	-64.39	-64.39
e1	-0.23	13.15	13.15
e2	255.44	141.41	141.41
a	-0.23	13.15	13.15
-a' - Mmin/p(I)	-157.3	-118.56	-118.56
a - M max/p(II)	-0.23	-62.42	-62.42
ep	-26.31	-107.72	-107.72
$I \leq ep \leq II$	$-157.3 \leq -26.31 \leq -0.23$	$-118.56 \leq -107.72 \leq -62.42$	$-118.56 \leq -107.72 \leq -62.42$
observation	v é r i f i e	v é r i f i e	v é r i f i e

Tableau.VI.10. Caractéristiques du fuseau limite de compression

VI.6. Pertes de tension [3]

VI.6.1. Introduction

Dans les calculs de précontraintes, on ne peut déterminer, de façon précise, le taux de travail des aciers de précontraintes, les raisons s'expliquent par un certain nombre de phénomènes qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles. Ces phénomènes engendrent des pertes dans l'effort de traction des câbles appelées « perte de tension ».

Cette perte désigne la différence entre la force exercée, en un point donné des câbles, par le vérin lors de la mise en tension, et la force qui s'exerce, sur le même point du câble, après une durée d'exploitation déterminée.

Ces pertes sont :

➤ **Les pertes instantanées** : Elles se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues aux :

Frottements.

Recul des encrages.

Raccourcissement instantané du béton (non-simultanément des différents câbles).

➤ **Les pertes différées** : Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage, elles sont dues aux :

Retrait de béton.

Relaxation des aciers.

Fluage du béton.

VI.6.2. Pertes instantanées [3]

VI.6.2.1. Perte par frottement

Au moment de la mise en tension du câble, se dernier se met en contact avec la gaine, il en résulte un frottement qui réduit la tension du câble.

La tension à n'importe quel point d'abscisse x , après la mise en tension est :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} - \sigma_{p0} * e^{(-f\alpha - \varphi x)} \dots\dots\dots (VI-22)$$

Avec :

σ_{p0} : Tension à l'origine $\sigma_{p0}=1416\text{mpa}$

f : Coefficient de frottement angulaire. $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$

α : Somme des angles du point étudié d'abscisse (x) à l'ancrage.

φ : Coefficient de frottement linéaire. $= 0,002\text{m}^{-1}$

Donc la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_p(x) = \sigma_{p0} - \sigma_p(x) = \sigma_{p0} * e^{(-f\alpha - \varphi x)} \dots\dots\dots(VI-23)$$

Section	α	σ_{p0} mpa	$X=0.00L$		$X=0.25L$		$X=0.5L$	
			X	$\Delta\sigma\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma\varphi(x)$
Cable1	5	1416	0	0	7.5	42.73	15	63.13
Cable2	12	1416	0	0	7.5	72.53	15	92.5
Cable3	17	1416	0	0	7.5	93.43	15	113.07
Cable4	25	1416	/	/	5	119.73	12.5	138.98
Cable5	25	1416	/	/	4	117.14	11.5	136.43
v.m.3cable	/	/	/	/	/	69.56	/	89.57
v.m.5cable	/	/	/	/	/	89.112	/	108.822

Tableau.VI.11. Perte par frottement

VI.6.2.2 : Perte par recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons dans les clavettes et celles-ci dans les plaques d'ancrages lors de la détension du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque, par effet de coin, les clavettes dans les ancrages. Ce glissement (tassement) prend des valeurs de 1 à 12 mm, suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

Le tassement des câbles provoque un raccourcissement du câble, c'est-à-dire une perte de tension. Cette perte ne prend effet que sur une distance « x » appelée longueur d'influence, au-delà de cette distance, le raccourcissement est empêché par les frottements des câbles au gainé.

➤ Cable1

La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1416 \text{ Mpa}$

$\sigma_i = \sigma_{p0} (1 - \alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (tronçon rectiligne)

$\sigma_B = 1416(1 - 0.18 \cdot 0 - 0.002 \cdot 1) = 1413.168 \text{ Mpa}$

$\sigma_C = 1416(1 - 0.18 \cdot 0.0873 - 0.002 \cdot 3.58) = 1383.61 \text{ Mpa}$

$\sigma_D = 1416(1 - 0.18 \cdot 0.0873 - 0.002 \cdot 15) = 1351.26 \text{ Mpa}$

$g_{Ep} = 6 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5 = 1200 \text{ Mpa.m}$

Calcul des aires

$$s_1 = (1416 - 1413.168) \cdot 1/2 = 1.416 \text{ Mpa.m}$$

$$s_2 = (1413.168 - 1383.61) \cdot 1 = 29.56 \text{ Mpa.m}$$

$$s_3 = (1413.168 - 1383.61) \cdot 2.58/2 = 38.12 \text{ Mpa.m}$$

$$s_4 = (1383.61 - 1351.26) \cdot 3.58 = 115.81 \text{ Mpa.m}$$

$$s_5 = (1383.61 - 1351.26) \cdot 11.42/2 = 184.72 \text{ Mpa.m}$$

$$s = 2 \cdot \sum s_i = 2 \cdot 369.63 = 739.26 \text{ Mpa.m}$$

$$g_{Ep} = s + \Delta\sigma m \cdot A \dots\dots\dots (VI-24)$$

$$\Delta\sigma m = (1200 - 739.26) / 15 = 30.71$$

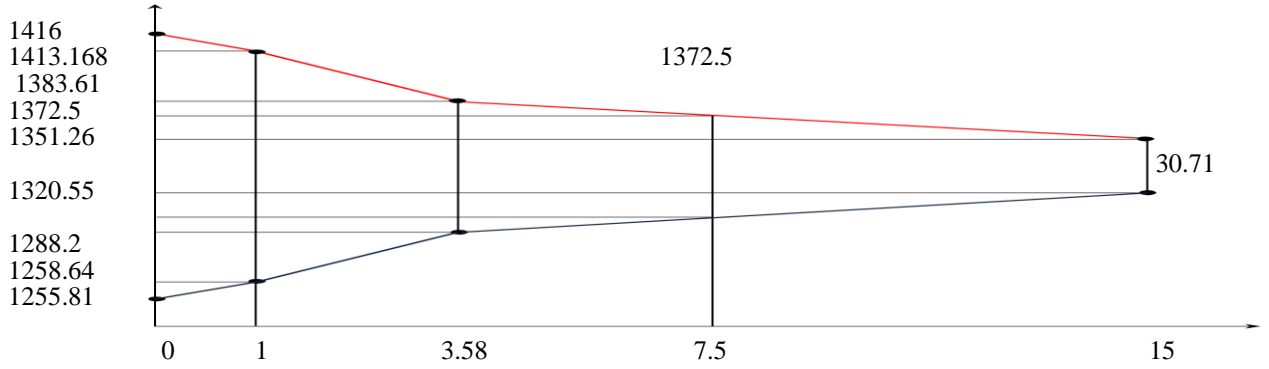


Figure.VI.6. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N 1

➤ Câble 2

$$\sigma_B = 1416(1 - 0.18 \cdot 0 - 0.002 \cdot 1) = 1413.168 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_C = 1416 \cdot (1 - 0.18 \cdot 0.2094 - 0.002 \cdot 5.84) = 1346.09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = 1416 \cdot (1 - 0.18 \cdot 0.2094 - 0.002 \cdot 15) = 1320.19 \text{ Mpa}$$

$$g_{Ep} = 6 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5 = 1200 \text{ Mpa.m}$$

Calcul des aires

$$s_1 = (1416 - 1413.168) \cdot 1/2 = 1.416 \text{ Mpa.m}$$

$$s_2 = (1413.168 - 1346.09) \cdot 1 = 67.078 \text{ Mpa.m}$$

$$s_3 = (1413.168 - 1346.09) \cdot 4.84/2 = 162.33 \text{ Mpa.m}$$

$$s_4 = (1346.09 - 1320.19) \cdot 5.84 = 151.256 \text{ Mpa.m}$$

$$s_5 = (1346.09 - 1320.19) \cdot 9.16/2 = 118.62 \text{ Mpa.m}$$

$$s = 2 \cdot \sum s_i = 2 \cdot 500.7 = 1001.4 \text{ Mpa.m}$$

$$g_{Ep} = s + \Delta\sigma \cdot A$$

$$\Delta\sigma = (1200 - 1001.4) / 15 = 13.24 \text{ Mpa}$$

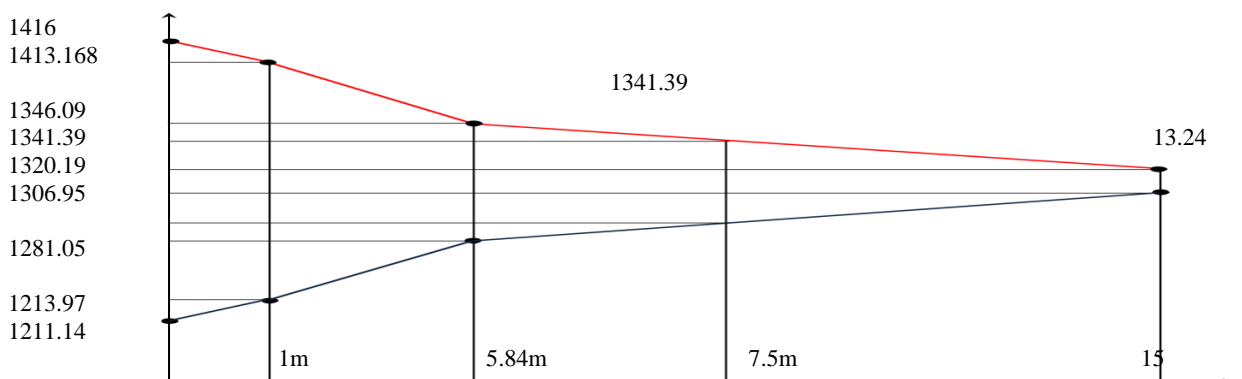


Figure. VI.7 Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N 2

➤ Cable3

$$\sigma_B = 1416(1 - 0.18 \cdot 0 - 0.002 \cdot 1) = 1416.168 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_C = 1416 \cdot (1 - 0.18 \cdot 0.2967 - 0.002 \cdot 7.2) = 1319.98 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = 1416 \cdot (1 - 0.18 \cdot 0.2967 - 0.002 \cdot 15) = 1297.9 \text{ Mpa}$$

Calcul des aires:

$$s_1 = (1416 - 1413.168) * 1/2 = 1.416 \text{ Mpa.m}$$

$$s_2 = (1413.168 - 1319.98) * 1 = 93.188 \text{ Mpa.m}$$

$$s_3 = (1413.168 - 1319.98) * 6.2/2 = 288.88 \text{ Mpa.m}$$

$$s_4 = (1319.88 - 1297.9) * 7.2 = 160.41 \text{ Mpa.m}$$

$$s_5 = (1319.88 - 1297.9) * 7.8/2 = 86.9 \text{ Mpa.m}$$

$$s = 2 * \sum s_i = 2 * 630.8 = 1261.6 \text{ Mpa.m}$$

$s > g E_p \Rightarrow$ le point M n'appartient pas à BC

Le point (M) appartient à CD

Détermination de x (longueur d'influence) :

$g E_p = s$ Air (ABCMC'B'A')

$$s_1 = 1.416 \text{ Mpa.m}$$

$$s_2 = 93.188 \text{ Mpa.m}$$

$$s_3 = 288.88 \text{ Mpa.m}$$

$$s_4 = (1319.98 - \sigma_M) * 7.2$$

$$s_5 = (1319.98 - \sigma_M) * (x - 7.2)/2$$

$$1/2 s = 383.48 + (1317.2 - \sigma_M)(7.2 + ((x - 7.2)/2))$$

$$s = 766.96 + (1317.2 - \sigma_M)(7.2 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_p0 (1 - f\alpha - \varphi x) = 1416 * [1 - 0.18 * 0.2967 - 0.002 * x] \Rightarrow \sigma_M = 1340.37 - 2.826x$$

Donc :

$$s = 766.96 + [1319.98 - (1340.37 - 2.826x)] * (7.2 + x)$$

$$s = 766.96 + 9503.85 + 1319.98x - 9650.66 - 1340.37x + 20.34x + 2.826x^2$$

$$2.826x^2 + 620.15 - 1200 = 0 \Rightarrow x = 14.32$$

$$\sigma_M = 1340.37 - 2.826 * 14.32 \Rightarrow \sigma_M = 1299.9 \text{ Mpa}$$

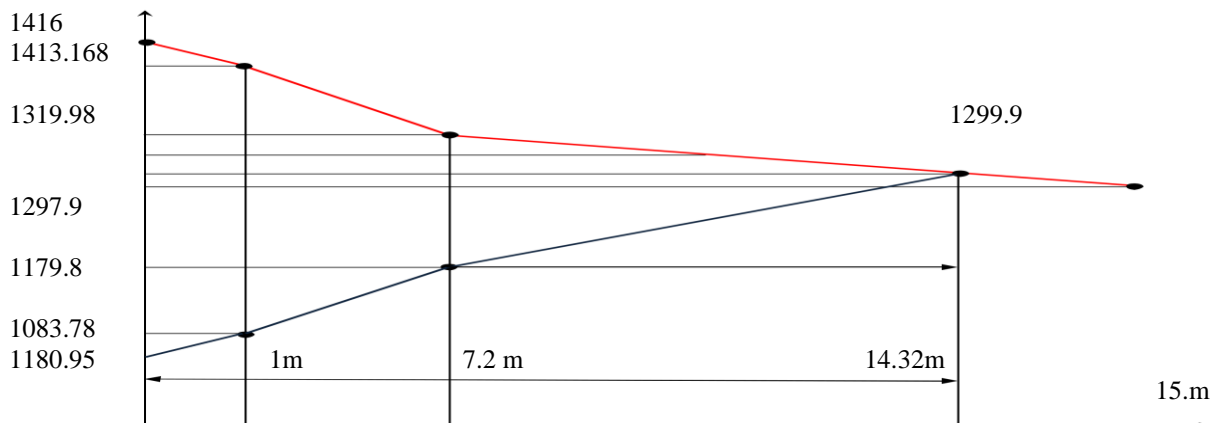


Figure.VI.8. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N 3

➤ Câble 4

$$\sigma_B = 1416(1 - 0.18 * 0 - 0.002 * 1.45) = 1411.9 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_C = 1416 * (1 - 0.18 * 0.4363 - 0.002 * 4.29) = 1292.65 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = 1416 * (1 - 0.18 * 0.4363 - 0.002 * 12.5) = 1269.4 \text{ Mpa}$$

Calcul des aires :

$$s_1 = (1416 - 1411.9) * 1.45 / 2 = 2.97 \text{ Mpa.m}$$

$$s_2 = (1411.9 - 1292.65) * 1.45 = 172.91 \text{ Mpa.m}$$

$$s_3 = (1411.9 - 1292.65) * 2.84 / 2 = 169.33 \text{ Mpa.m}$$

$$s_4 = (1292.65 - 1269.4) * 4.29 = 99.74 \text{ Mpa.m}$$

$$s_5 = (1292.65 - 1269.4) * 8.21 / 2 = 95.44 \text{ Mpa.m}$$

$$s = 2 * \sum s_i = 2 * 540.4 = 1080.8 \text{ Mpa.m}$$

$$g \text{ } E_p = s + \Delta \sigma m * A$$

$$\Delta \sigma m = (1200 - 1080.8) / 12.5 = 9.53 \text{ Mpa}$$

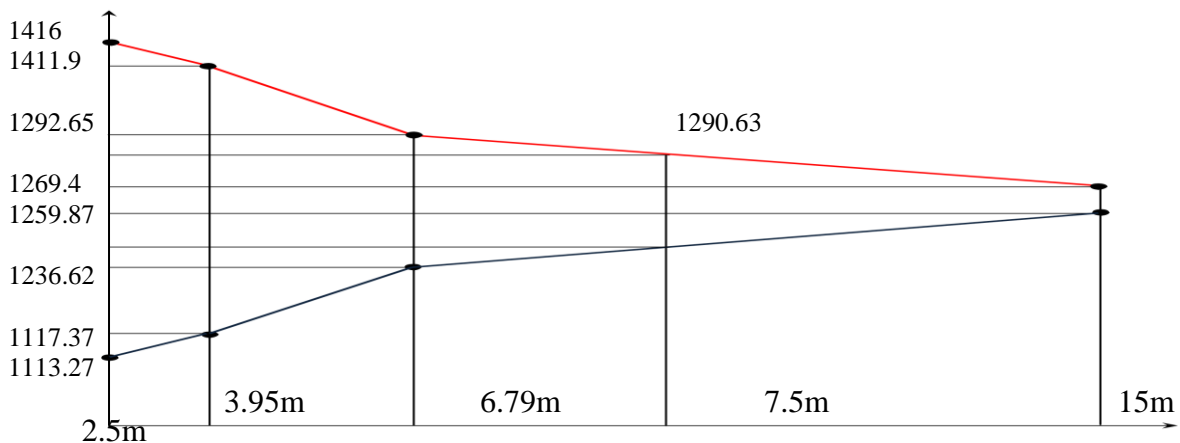


Figure. VI.9. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N 4

➤ **Câble 5**

$$\sigma_B = 1416(1 - 0.18 * 0 - 0.002 * 1.45) = 1411.9 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_C = 1413 * (1 - 0.18 * 0.4363 - 0.002 * 4.29) = 1292.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = 1413 * (1 - 0.18 * 0.4363 - 0.002 * 12) = 1270.81 \text{ Mpa}$$

calcul des aires

$$s_1 = (1416 - 1411.9) * 1.45 / 2 = 2.97 \text{ Mpa.m}$$

$$s_2 = (1411.9 - 1292.64) * 1.45 = 172.92 \text{ Mpa.m}$$

$$s_3 = (1411.9 - 1292.64) * 2.84 / 2 = 169.35 \text{ Mpa.m}$$

$$s_4 = (1292.64 - 1270.81) * 4.29 = 93.65 \text{ Mpa.m}$$

$$s_5 = (1292.64 - 1270.81) * 7.21 / 2 = 78.7 \text{ Mpa.m}$$

$$s = 2 * \sum s_i = 2 * 517.59 = 1035.18 \text{ Mpa.m}$$

$$\Delta \sigma m = (1200 - 1035.18) / 11.5 = 14.33 \text{ Mpa}$$

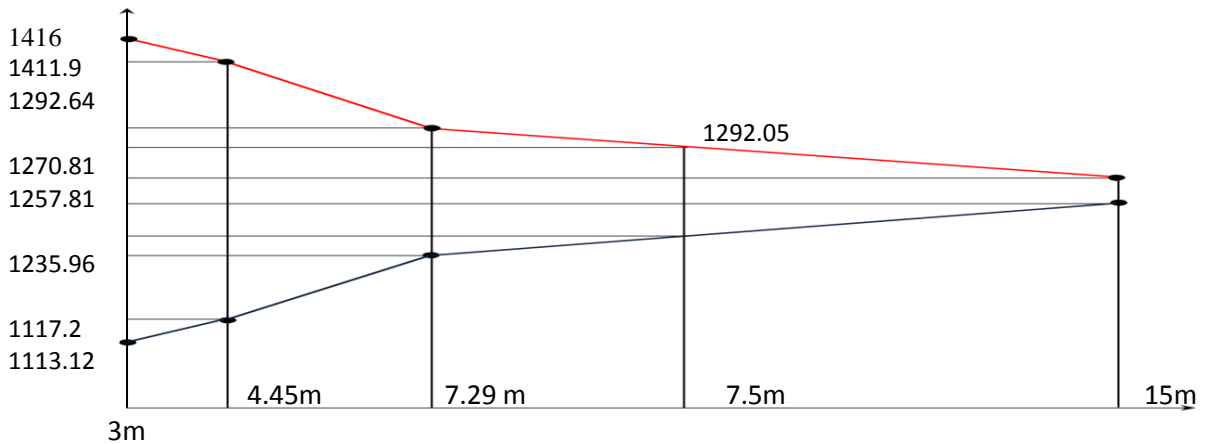


Figure.VI.10. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N 5

VI.6.2.3. Pertes par recul d’ancrage

➤ **Cable1**

$\Delta\sigma(x = 15) = 30.84 \text{Mpa}$

$\Delta\sigma(x = 7.5) = (1369.6 - 1348.41) * 2 + 30.84 = 73.22$

$\Delta\sigma(x = 0m) = (1413 - 1258.75) = 160.25$

Section	0.00L	0.25L	0.5L
abscisse	0	7.5	15
Cable1	160.19	73.19	30.71
Cable2	204.86	55.64	13.24
Cable3	235.05	42.46	0.00
Cable4	/	51.99	9.53
Cable5	/	56.81	14.33
Valeur moyennede3cable	200.03	57.1	14.65
Valeur moyennede5cable	/	56.02	13.56

Tableau.VI.12. Récapitulatif des pertes par recul d’ancrage.

VI.6.2.4. Pertes par raccourcissement instantané du béton

L’application d’une contrainte sur le béton entraîne une déformation instantanée de celui-ci, en conséquence, les armatures de précontraintes vont aussi subir une déformation, donc une perte de tension.

La mise en tension des câbles se fera en deux phases :

- La première famille sera tendue au 14^{ème} jour (n = 3 câbles).
- La deuxième famille sera tendue au 28^{ème} jour (n = 2 câbles).

a) 1^{ère} famille de câbles

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultané de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{n-1}{2n} * \sigma_{bn}(x) * \frac{E_p}{E_{bij}} \dots\dots\dots(VI-25)$$

Avec :

$\Delta\sigma_{pi}(x)$: Perte de tension moyenne de n câbles.

E_{bij} : Module instantané de déformation du béton

$$E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{Mg * ep}{IG} + n * A_p * \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} * \left(1 + \frac{B(ep)^2}{IG}\right) \dots\dots\dots (VI-26)$$

ep : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

$\sigma_{Pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toute pertes.

n : Nombre de câble par familles.

E_p : Module d'élasticité longitudinale de câble.

IG : Inertie de la poutre seule

$Mg(x)$: Moment dû au poids propre de la poutre seule+amorce à l'abscisse (x).

$\sigma_{Pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toutes les pertes déjà déterminées.

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bi}} * \frac{Mg * ep}{IG} + \frac{E_p}{3E_{bi}} * \frac{nA_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} * \left(1 + \frac{B(ep)^2}{IG}\right) \dots\dots\dots (VI-27)$$

Exemple de calcul

➤ **Section d'about**

$B = 8074.366 \text{ cm}^2$

$f_{c(14)} = 29,915$

$E_{bi(14)} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 * \sqrt[3]{29.915} = 34147.246 \text{ Mpa}$

$A_p = 973 \text{ mm}^2$

$ep = 1.37 \text{ cm}$.

$IG = 16756422.42 \text{ cm}^4$.

$E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

$q = 1.475 \text{ t/ml}$

$Mg = \frac{ql}{2} * x - \frac{qx^2}{2}$; pour $x=0$ $Mg=0$

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{2 * 10^5}{3 * 34147.246} * \frac{0 * 1.37}{16756422.42} + \frac{2 * 10^5}{3 * 34147.246} * \frac{3 * 973(1416 - 0 - 199.1)}{8074.366 * 10^2} * \left(1 + \frac{8074.366 * (1.37)^2}{16756422.42}\right)$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

Cable de la 1 ^{er} famille	section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	9.56	30.52	27.01

Tableau.VI.13. Pertes par raccourcissement instantané du béton (1 ère famille).

b) 2^{ème} famille de câbles

La mise en tension de la 2^{ème} famille des câbles se fera après la mise en place des poutres et le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre + hourdis.



➤ Perte subie par la 1^{ère} famille lors de la mise en tension de la 2^{ème} famille

La perte subie par chaque câble de la 1^{ère} famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \sigma_{bn}(x) * \frac{E_p}{E_{bi}} \dots\dots\dots(VI-28)$$

$\Delta\sigma_{pi}(x)$: Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2^{ème} famille.

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{Mg * e_p}{IG} + n * A_p * \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} * (1 + \frac{B(e_p)^2}{IG}) \dots\dots\dots (VI-29)$$

$$E_{bi}(28) = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 * \sqrt[3]{35} = 35981.729 \text{ Mpa}$$

$Mg(x)$: Moment dû au poids (hourdis+entretoises).

Après transformation, la relation précédente devient :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{E_p}{E_{bi}} * \frac{Mg * e_p}{IG} + \frac{E_p}{E_{bi}} * \frac{n A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} * (1 + \frac{B(e_p)^2}{IG}) \dots\dots\dots (VI-30)$$

Exemple de calcul : Section à $x = 0,5L$ ($x = 16.7$ m)

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$B = 9694.94 \text{ cm}^2$

$IG = 26890270.22 \text{ cm}^4$.

$e_p = - 107.72 \text{ cm}$.

$E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

$q_g = 1,475 \text{ t/ml}$

Les valeurs des pertes pour les autres sections sont résumées dans le tableau suivant :

Câble de la 2eme famille	section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	0.00	44.57	37

Tableau.VI.14. Pertes subies par la 1^{ère} famille lors de la mise en tension de la 2^{ème} famille.

➤ Pertes instantanées totales « $\Delta \sigma_i(x)$ »

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_{\phi}(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{pi}(x) \dots\dots\dots(VI-31)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	0.00L	0.25L	0.5L
abscisse	0.00	7.5	15
Câble 1	169.81	146.47	120.98
Câble 2	210.91	158.48	122.56
Câble 3	245.26	181.14	140.08
Câble 4	/	216.41	185.71
Câble 5	/	220.03	139.39
Valeur moyenne 3cable	208.66	162.03	127.88
Valeur moyenne 5cable	/	184.506	151.744

Tableau.VI.15. Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa)

Donc, les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Section	0.00L	0.25L	0.5L
abscisse	0.00	7.5	15
Câble 1	1246.89	1269.53	1295.02
Câble 2	1205.09	1257.52	1293.44
Câble 3	1170.74	1234.86	1275.92
Câble 4	/	1199.59	1230.29
Câble 5	/	1195.97	1276.61
Valeur moyenne 3cable	1207.58	1253.97	1288.13
Valeur moyenne 5cable	/	1231.5	1274.26

Tableau.VI.16. Tensions initiales probables « σ_{pi} (Mpa) »

VI.6.3. Pertes différées [3]

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers.

VI.5.6.1. Perte due au retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 »

Indépendamment de tout chargement et par l'évaporation des eaux excédentaires contenues dans le béton, celui-ci subit, par retrait, un raccourcissement qu'à pour conséquence de détendre les câbles de précontraintes et de fait, une perte de tension qui se mesure par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] * E_p \dots\dots\dots (VI-32)$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t+9rm} : \text{Loi d'évolution du retrait} \dots\dots\dots (VI-33)$$

$r_m = B/U$: rayon de la section ; B = air de la section ; U périmètre de la section

t : Age du béton à la mise en tension des câbles.

ε_r : Le retrait final du béton tel que $r(t) = r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$ (nord Algérien). « B.P.E.L 91 Art.2.1.51 »

Section d'about : $r_m = 8074.364/490.86 = 16.45$

Section médiane : $r_m = 4964.94/455.68 = 10.9$

a) Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille

Section d'about : $r(14j) = 14/(14+9*16.45) = 0.087$

Donc : $\Delta\sigma_r^1 = 3*10^{-4}[1-0.087]*2*10^5 = 54.78 \text{Mp}$

Section médiane : $r(14j) = 14/(14+9*10.9) = 0.125$

Donc : $\Delta\sigma_r^1 = 3*10^{-4}[1-0.125]*2*10^5 = 52.5 \text{Mpa}$

b) Perte dans les câbles de la 2^{ème} famille

$r(28j) = 28/(28+9*10.9) = 0.223$

Donc : $\Delta\sigma_r^1 = 3*10^{-4}[1-0.223]*2*10^5 = 46.62 \text{Mpa}$

La perte totale moyenne due au retrait de béton, pour l'ensemble des câbles à ($x = 0.5L$) est égale à :

$$\Delta\sigma_r^{\text{moy}} = [(3*52.5) + (2*46.62)]/5 = 50.148 \text{Mpa}$$

	$\Delta\sigma$	0.00L	0.25L	0.5L
1 ^{er} famille	14 ^{eme} jour	54.78	52.5	52.5
2 ^{eme} famille	28 ^{eme} jour	/	46.62	46.62

Tableau.VI.17. Valeurs des pertes dues au retrait de béton

VI.6.3.2. Pertes dues à la relaxation des armatures : «B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisé en béton précontraint que pour les contraintes supérieure de 30 à 40% de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- à relaxation normale, RN ;
- à très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, on choisit en général les aciers TBR. La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma p = \frac{6}{100} \rho_{1000} * \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) * \sigma_{pi}(x) \dots\dots\dots (VI-34)$$

Avec:

ρ_{1000} : Relaxation des aciers à 1000 heures en %. ($\rho_{1000}=2.5\%$)

$\mu_0 = 0.43$ Pour les aciers T.B.R (très basse relaxation).

$\sigma_{pi}(x)$: Tension initiale probable après toutes les pertes instantanées.

$f_{prg}=1770\text{Mpa}$ $\sigma_{p0} = 1413\text{Mpa}$

a) Perte les câbles de la 1^{er} famille

$$\Delta\sigma p = \frac{6}{100} * 2.5 * \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{1770} - 0.43 \right) * \sigma_{pi}(x) \dots\dots\dots (VI-35)$$

Câble de la 1 ^{er} famille	section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	7.5	15
	σ_{pi} (Mpa)	1207.58	1253.97	1288.13
	$\Delta\sigma_{pi}$ (Mpa)	45.27	52.35	57.49

Tableau.VI.18: Pertes dans les câbles de la 1^{ère} famille

Câble de la 2 ^{eme} famille	section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	7.5	15
	σ_{pi} (Mpa)	/	1231.5	1274.26
	$\Delta\sigma_{pi}$ (Mpa)	/	49.08	55.38

Tableau.VI.19. Pertes dans les câbles de la 2^{eme} famille

VI.6.3.3 : Pertes dues au fluage : «B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »

Le béton est maintenu sous charge fixe indéfiniment appliquée, sa déformabilité n'est pas constante mais augmente lentement, et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage.

La perte de tension due au fluage proposée par le B.P.E.L 91 est la suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) * \frac{E_p}{E_{bij}} \dots\dots\dots (VI-36)$$

Avec :

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

a) Pertes dans les câbles de la 1^{ère} famille

Exemple de calcul : $x=0,5L$

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{Mg * ep}{IG} + n * A_p * \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} * \left(1 + \frac{B(ep)^2}{IG}\right) \dots\dots\dots (VI-37)$$

On considère, à ce niveau, que le pont reçoit la totalité des charges qui lui sont revenues, donc:

$q_G = 1,475$ t/ml (poutre seule)

$M_G = 165.9375$ t.m

$B = 4964.94$ cm²

$IG = 13190578.43$ cm⁴

$ep = -72.61$

$E_p = 2 \times 10^5$ MPa. $A_p = 973$ mm²

$\sigma_{pi} = 1285.13$ Mpa

Donc :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{165.937 * (-72.61) * 10^4}{13190578.43} + 3 * 973 * \frac{1288.13}{4964.94 * 10^2} \left(1 + \frac{4964.94 * (-72.61)^2}{13190578.43}\right) = 13.42 \text{ Mpa}$$

D'après le BPEL91, [art3.3.2.4] la perte différée totale « $\Delta\sigma_d$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p \dots\dots\dots (VI-38)$$

$$\Delta\sigma_d = 52.5 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} 57.07 \Rightarrow \Delta\sigma_d = 100.06 + \Delta\sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(0.5L) = \frac{Mg * ep}{IG} + n * A_p * \frac{(\sigma_{pi} - \Delta\sigma_d)}{B} * \left(1 + \frac{B(ep)^2}{IG}\right) \dots\dots\dots (VI-39)$$

Avec $\sigma_{pi} - \Delta\sigma_d = \sigma_{p\infty}$ tension finale probable à la section médiane

La formule(*) devient alors :

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2\sigma_M - n * A_p * \frac{\Delta\sigma_d}{B} * \left(1 + \frac{B(ep)^2}{IG}\right)\right] * \frac{E_p}{E_{bij}} \dots\dots\dots (VI-40)$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 * 13.42 - 3 * 973 * \frac{100.06 + \Delta\sigma_{fl}}{4964.94 * 10^2} * \left(1 + \frac{4964.94}{13190578.43}\right)\right] * \frac{2 * 10^5}{34147.246} = 148.55 \text{ Mpa}$$

$$\frac{2 * 10^5}{34147.246} = 148.55 \text{ Mpa}$$

On procédera de la même manière pour les autres :

Cable de la 1 ^{er} famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0	7.5	15
	$\Delta\sigma d(x)$ (Mpa)	92.505+ $\Delta\sigma fl$	95.775+ $\Delta\sigma fl$	100.06+ $\Delta\sigma fl$
	Mg(t.m)	0	124.47	165.9375
	$\sigma pi(x)$ (Mpa)	1207.58	1253.97	1288.13
	$\sigma M(x)$ (Mpa)	4.36	15.1	13.42
	$\Delta\sigma fl(x)$ (Mpa)	48.1	167.81	148.55

Tableau.VI.20. Pertes par fluage " $\Delta \sigma p$ " dans les câbles de la 1^{ère} famille.

b) Perte dans les câbles de la 2^{ème} famille

De la même façon on calculera les pertes dans le câble de la 2^{ème} famille.

Cable de la 2 ^{ème} famille	section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	7.5	15
	$\Delta\sigma d(x)$ (Mpa)	/	87.17+ $\Delta\sigma fl$	92.42+ $\Delta\sigma fl$
	Mg(t.m)	0	211.46	281.95
	$\sigma pi(x)$ (Mpa)	/	1231.5	1274.26
	$\sigma M(x)$ (Mpa)	/	4.47	2.1
	$\Delta\sigma fl(x)$ (Mpa)	/	48.05	21.94

Tableau. VI.21. Pertes par fluage " $\Delta \sigma p$ " dans les câbles de la 2^{ème} famille.

➤ **Pertes différées totales et tension finale probable**

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma d = \Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + \frac{5}{6}\Delta\sigma p$$

Remarque : Pour calculer la perte à un temps « t » intermédiaire, on peut utiliser la formule suivante :

$$\Delta\sigma d(x, t) = i(x). \Delta\sigma d(x) \dots\dots\dots (VI-41)$$

	section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	7.5	15
Cable de la 1 ^{er} famille	$\Delta\sigma r$ (Mpa)	54.78	52.5	52.5
	$\Delta\sigma p$ (Mpa)	45.27	51.93	57.07
	$\Delta\sigma fl(x)$ (Mpa)	48.1	167.81	148.55
	$\Delta\sigma d(x)$ (Mpa)	140.605	263.58	248.6
Cable de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma r$ (Mpa)	/	46.62	46.62
	$\Delta\sigma pi$ (Mpa)	/	48.66	54.96
	$\Delta\sigma fl(x)$ (Mpa)	/	48.05	21.94
	$\Delta\sigma d(x)$ (Mpa)	/	135.22	114.36

Tableau.VI.22. Pertes différées totales " $\Delta \sigma d$ ".

Pour l'ensemble des câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = \frac{n_1 \cdot \Delta\sigma_{diff1} + n_2 \cdot \Delta\sigma_{diff}}{n_1 + n_2} \dots\dots\dots (VI-42)$$

Avec :

n₁ : Nombre de câble de la première famille.

n₂ : Nombre de câble de la deuxième famille

Δσ_{diff} : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.

<i>Section</i>	<i>0.00L</i>	<i>0.25L</i>	<i>0.5L</i>
<i>Δσ_{diff}</i>	140.605	199.4	181.48

Tableau.VI.23. Moyenne de pertes différées dans les différentes sections

Avec:

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(X) - \Delta\sigma_{diff}(x) \dots\dots\dots (VI-43)$$

$$\%de\ perte = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}} \dots\dots\dots (VI-44)$$

<i>Section</i>	<i>0.00L</i>	<i>0.25L</i>	<i>0.5L</i>
<i>Abscisse</i>	0.00	7.5	15
<i>σ_{pi moy}(Mpa)</i>	1207.58	1242.75	1281.195
<i>Δσ_{diff}</i>	140.605	199.4	181.48
<i>σ_{p∞}(Mpa)</i>	1066.97	1043.33	1099.72
<i>%de perte</i>	24.70	26.37	22.38
<i>verification</i>	v é r i f i e	v é r i f i e	v é r i f i e

Tableau.VI.24. Pourcentage des pertes

Conclusion :

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 22.38et 26.37%de σ_{p0}, qu'elles sont inférieure à la valeur prise en considération lors du calcul de P₀qui et 30% de σ_{p0}.



Chapitre VII :
Etude de Platelage

Chapitre VII :

ETUDE DE PLATELAGE

VII.1. Introduction

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur place. Cette dernière assure deux rôles essentiels :

L'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises intermédiaires ainsi que la répartition transversale des efforts.

La réception des charges permanentes engendrées par les différentes couches de roulement ainsi que les surcharges appliquées et la transmission des efforts résultants aux poutres.

L'étude du platelage nécessite l'étude des deux flexions suivantes :

- Flexion transversale.
- Flexion longitudinale.

Le calcul du platelage se fait avec le logiciel *Robot*, après avoir effectuées les étapes citées dans le chapitre précédent : modélisation, chargement et combinaison, on lance le calcul pour le ferrailage du platelage avec la manière suivante.

➤ **Sélection du tablier à étudier**

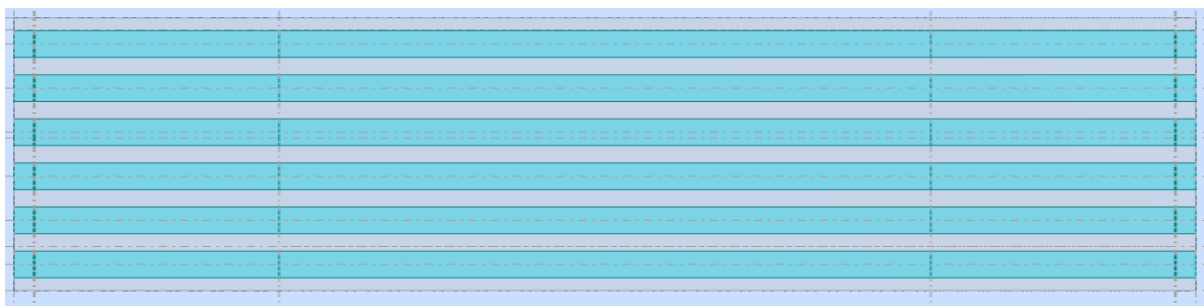


Figure.VII.1. Tablier à étudier

VII.2. Résultats obtenus avec le logiciel robot

VII.2.1. Résultats cartographie à l'ELS

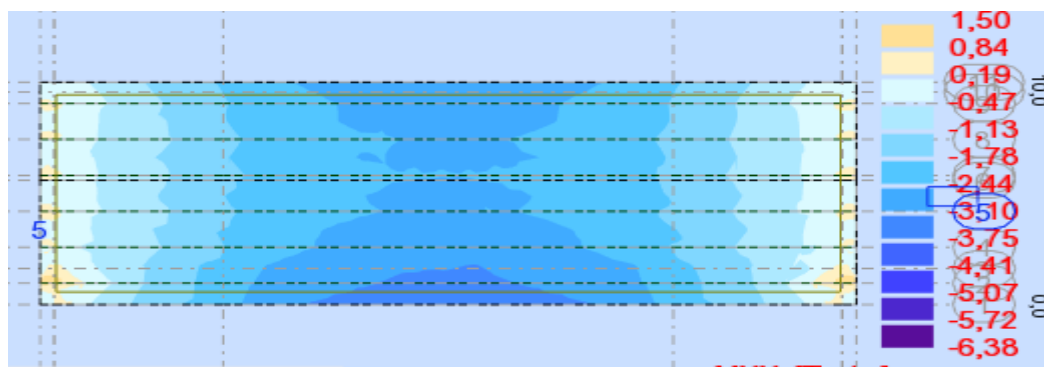


Figure VII.2. Moment fléchissant transversal

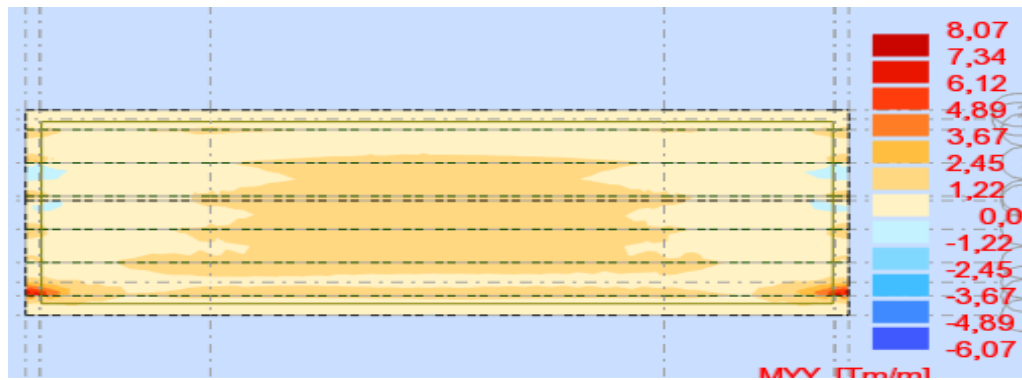


Figure VII.3. Moment fléchissant longitudinal

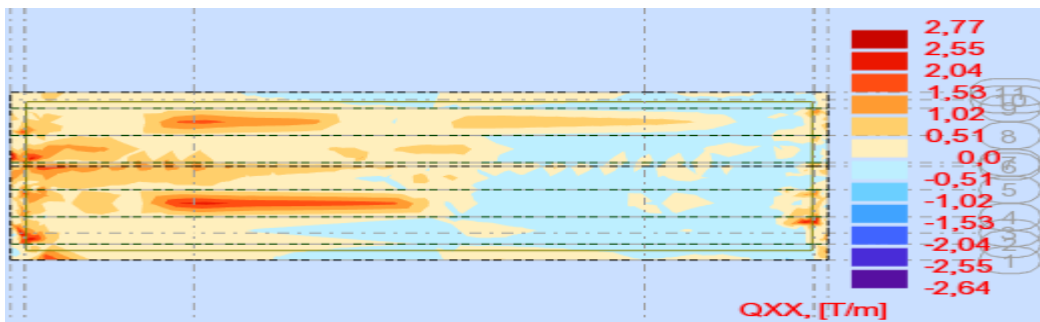


Figure VII.4. Effort tranchant transversal

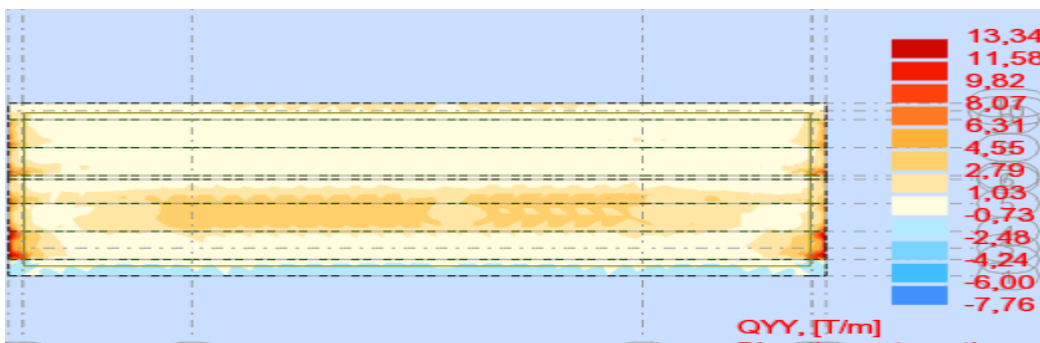


Figure VII.5. Effort tranchant longitudinal

VII.2.2. Les résultats cartographie à l'ELS

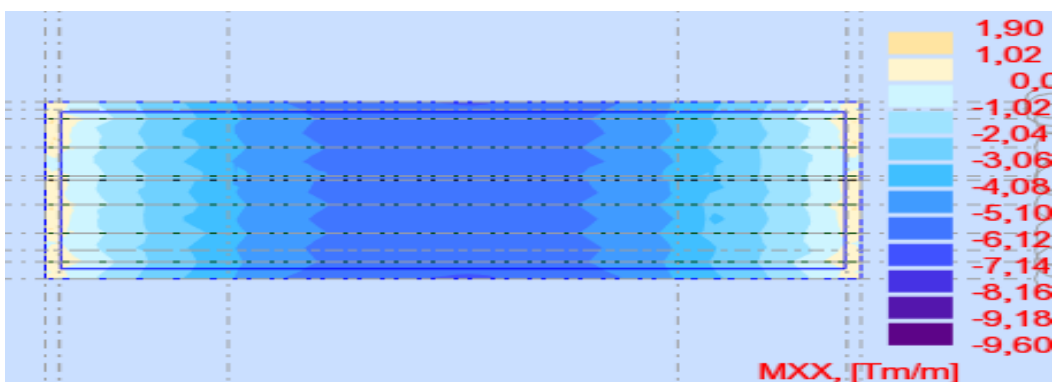


Figure VII.6. Moment fléchissant transversal

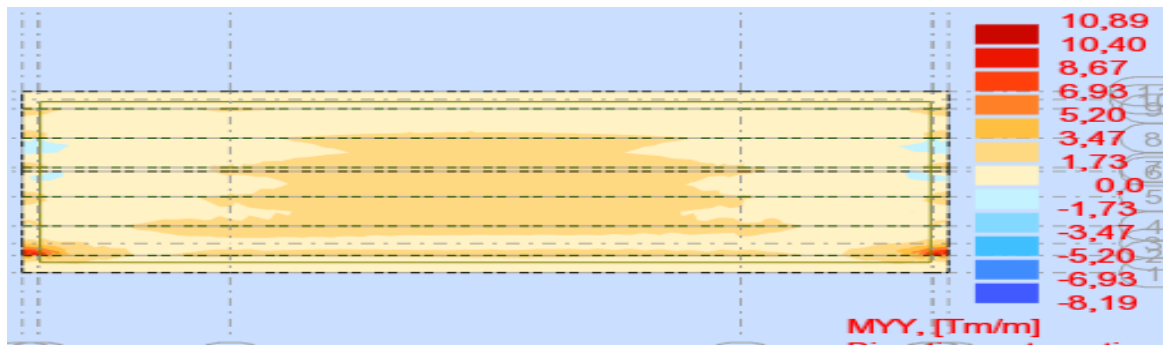


Figure VII.7. Moment fléchissant longitudinal

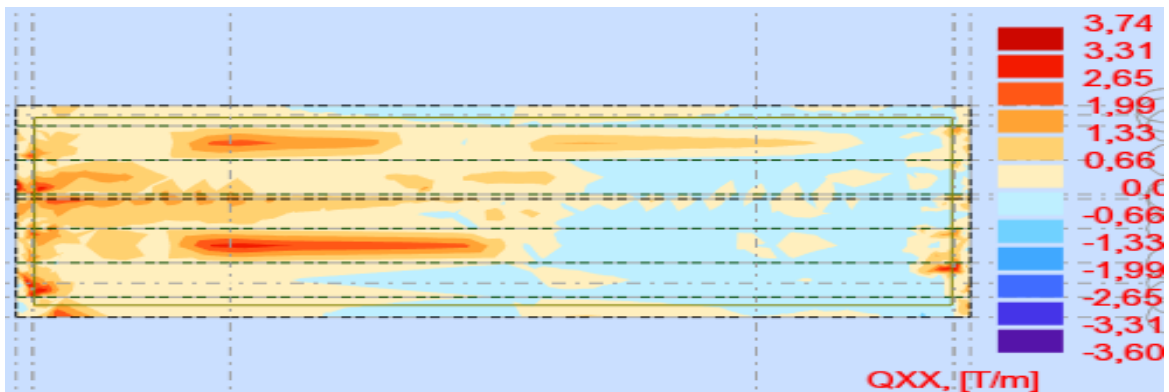


Figure VII.8. Effort tranchant transversal

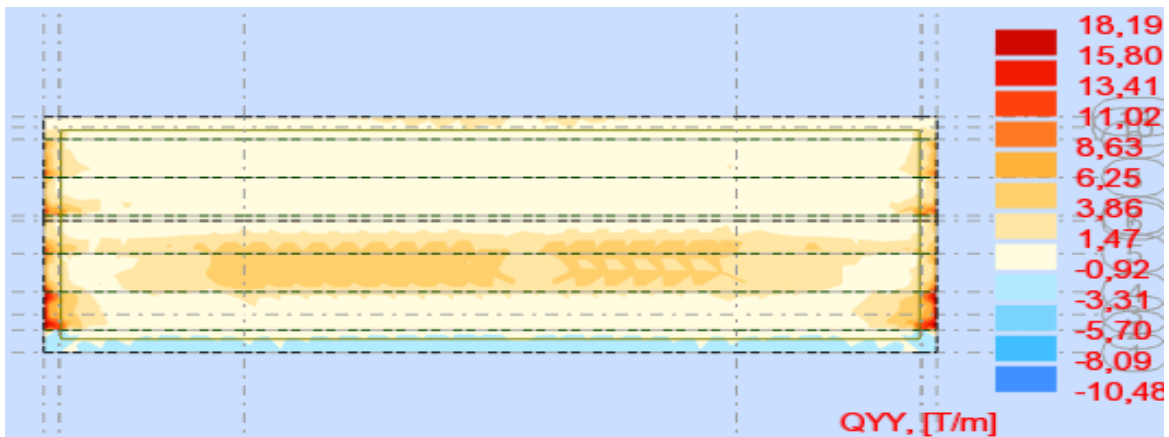


Figure VII.9. Effort tranchant longitudinal

VII.3. Ferrailage de l'hourdis [2]

La dalle sera calculée en flexion simple, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

VII.3.1. Dans le sens transversal petite portée L_x

a) En travée armatures inférieures à l'E.L.U

$$M_u = t.m \quad M_u = 9.6t. \quad m/ml = 9.6 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

$$c = \max(e; \phi; 1cm)$$

$$e = 3cm$$

ϕ : diamètre de l'armature

On prend $c = 3\text{cm}$

Donc : $d = 25 - 3 = 22\text{cm}$

$b = 100\text{ cm}$ (pour un mètre linéaire)

$f_e = 400 \Rightarrow \gamma_s = 1.15 \Rightarrow f_e / \gamma_s = 348\text{MPa} = 348 \times 10^6 \text{ N/m}^2$

$f_{c28} = 35\text{ MPa}$

$$f_{bu} = (0.85 \times f_{c28}) / (\gamma_b \times \theta) \dots \dots \dots (VII.1)$$

$$f_{bu} = (0.85 \times 35) / 1.5 = 19.83\text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) \dots \dots \dots (VII.2)$$

$$\mu_{bu} = 9.6 \times 10^4 / (100 \times 22^2 \times 19.83) = 0.1 < \mu_u = 0.392$$

Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.1 \text{ De l'abaque } \beta = 0.947$$

Alors la section d'Armatures tendus sera :

$$A_u = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}) \dots \dots \dots (VII.3)$$

$$A_u = (9.6 \times 10^4) / (0.947 \times 22 \times 348)$$

$$A_u = 13.24\text{ cm}^2$$

➤ Vérification des contraintes à l'E.L.S

$$M_S = 6.38\text{ t.m/ml} = 6.38 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7\text{MPa}$$

$\eta = 1.6(HA)$: Fissuration préjudiciable.

$$\rho_1 = (100 \cdot A_u) / (b \cdot d) \dots \dots \dots (VII.4)$$

$$\rho_1 = (100 \times 13.24) / (100 \times 22) = 0.602$$

$$\beta_1 = 0.885 \quad K_1 = 28.48$$

$$\sigma_{st} = M_s / A_u \times \beta_1 \times d \dots \dots \dots (VII.5)$$

$\sigma_{st} = (6.38 \times 10^4) / (13.24 \times 0.885 \times 22) = 247.5\text{MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 228.63\text{MPa}$ Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S

$$\mu_1 = M_s / b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots (VII.6)$$

$$\mu_1 = 6.38 \times 10^4 / (100 \times 22^2 \times 228.63) = 0,00576$$

$$K_1 = 27.02; \beta_1 = 0,881$$

$$A_s = M_s / (\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}) \dots \dots \dots (VII.7)$$

$$A_s = 6.38 \times 10^4 / (0.881 \times 22 \times 228.63) = 14.39\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{st} / K_1 \dots \dots \dots (VII.8)$$

$$\sigma_{bc} = 228.63 / 27.02 = 8.46 < \bar{\sigma}_{bc} = 21\text{MPa}$$

Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s) = 14.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}20 = 15.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF)**

$$A_{\min} = 0.23(f_{t28}/f_e) \times b \times d \dots\dots\dots(\text{VII.9})$$

$$A_{\min} = 0.23 \times (2.7/400) \times 100 \times 23 = 3.57 < A \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = T_u / (b \times d) < \min \{0.15(f_{c28}/\gamma_b); 4 \text{ MPa}\} \dots\dots\dots(\text{VII.10})$$

$$\tau_u = 18.19 \times 10^2 / (100 \times 23) = 0.79 < \min \{0.15(f_{c28}/\gamma_b); 4 \text{ MPa}\} = 3.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma u) \leq \bar{\tau}_{s\bar{e}} ; U : \text{périmètre utile pour les armatures utilisées} \dots\dots\dots(\text{VII.11})$$

$$\bar{\tau}_{s\bar{e}} = 2\Psi_s \cdot f_{t28} \dots\dots\dots(\text{VII.12})$$

$$\bar{\tau}_{s\bar{e}} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 18.19 \times 10^4 / (0.9 \times 220 \times 314.179) = 2.92 \text{ MPa}$$

$$2.92 \text{ MPa} < 8.1 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures transversales**

Si le béton est coulé en même moment (pas de reprise de bétonnage), et la formule suivante est vérifiée, alors on n'aura pas besoin des armatures transversales :

$$V_u \leq 0.07(f_{c28}/\gamma_b) \times d \dots\dots\dots(\text{VII.13})$$

$$= 0.3757 \text{ MN} = 37.57 \text{ t} \quad V_u = 18.19 \text{ t} < 37.57 \text{ t} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Aux appuis Armatures supérieure à l'E.L.U

$$M_u = 1.9 \times 10^4 \text{ N. m/ml}$$

$$\mu_{bu} = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) \dots\dots\dots(\text{VII.14})$$

$$\mu_{bu} = (1.9 \times 10^4) / (100 \times 22^2 \times 19.83) = 0.02 < \mu_u = 0.392$$

Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.02 \text{ De l'abaque } \beta = 0.990$$

Alors :

$$A_u = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}) \dots\dots\dots(\text{VII.15})$$

$$A_u = (1.9 \times 10^4) / (0.979 \times 22 \times 348) = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S**

$$M_s = 1.5 \times 10^4 \text{ N. m/ml}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 21MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 228.63MPa$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7MPa$$

$\eta = 1.6(HA)$: Fissuration pr éjudiciable.

$$\rho_1 = (100 \cdot A_u) / (b \cdot d) \dots\dots\dots(VII.16)$$

$$\rho_1 = (100 \times 2.51) / (100 \times 22) = 0.113$$

$$\beta_1 = 0.944 \quad K_1 = 72.29$$

$$\sigma_{st} = M_s / (A_u \times \beta_1 \times d) \dots\dots\dots(VII.17)$$

$\sigma_{st} = (1.5 \times 10^4) / (2.51 \times 0.944 \times 22) = 287.75MPa > \bar{\sigma}_{st} = 228.63MPa$ Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S

$$\mu_1 = M_s / b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots(VII.18)$$

$$\mu_1 = 1.5 \times 10^4 / (100 \times 22^2 \times 228.63) = 0,00137$$

$$K_1 = 64.37; \beta_1 = 0,937$$

$$A_s = M_s / (\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}) \dots\dots(VII.15)$$

$$A_s = 1.5 \times 10^4 / (0.937 \times 22 \times 228.63) = 3.19cm^2$$

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{st} / K_1 \dots\dots\dots(VII.19)$$

$$\sigma_{bc} = 3.55 < \bar{\sigma}_{bc} = 21MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s) = 3.19cm^2$$

Soit **5HA14=7.7cm²**

➤ **V é r i f i c a t i o n d e l a c o n t r a i n t e d e n o n f r a g i l i t é d u b é t o n (C N F)**

$$A_{min} = 0.23 (f_{t28} / f_e) \times b \times d \dots\dots\dots(VII.20)$$

$$A_{min} = 0.23 \times (2.7 / 400) \times 100 \times 22 = 3.41 < A \Rightarrow \text{Condition v é r i f i é e}$$

➤ **V é r i f i c a t i o n à l' e f f o r t t r a n c h a n t**

$$\tau_u = T_u / (b \times d) < \min \{0.15(f_{c28} / \gamma_b); 4MPa\} \dots\dots\dots(VII.21)$$

$$\tau_u = 18.19 \times 10^2 / (100 \times 22) = 0.82 < \min \{0.15 (f_{c28} / \gamma_b); 4MPa\} = 3.5MPa$$

⇒ **Condition v é r i f i é e**

➤ **V é r i f i c a t i o n à l a c o n t r a i n t e d' a d h é r e n c e**

$$\tau_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma u) \leq \bar{\tau}_{se} ; U : p é r i m è t r e u t i l e p o u r l e s a r m a t u r e s u t i l i s é e s \dots\dots(VII.22)$$

$$\bar{\tau}_{se} = 2 \Psi_s \cdot f_{t28} \dots\dots\dots(VII.23)$$

$$\bar{\tau}_{se} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 MPa$$

$$\tau_{se} = 18.19 \times 10^4 / (0.9 \times 220 \times 219.96) = 4.17 \text{ MPa}$$

4.17 MPa < 8.1 MPa \Rightarrow Condition vérifiée.

VII.3.2. Dans le sens longitudinal Ly

a) En travée Armatures inférieures E.L.U

$$M\mu = 8.19 \text{ t.m/ml} = 8.19 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

$$dy = dx - 0.5 (\phi x + \phi y)$$

ϕx : diamètre de l'armature Lx

ϕy : diamètre de l'armature Ly; on le fixe à 10mm

$$dy = 22 - 0.5 (2 + 10) = 20.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = Mu / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) \dots\dots\dots (VII.24)$$

$$\mu_{bu} = 8.19 \times 10^4 / (100 \times 20.5^2 \times 19.83) = 0.081 < \mu_u = 0.392$$

Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.082 \text{ De l'abaque } \beta = 0.957$$

Alors la section d'Armatures tendus sera :

$$A_u = Mu / (\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}) \dots\dots\dots (VII.25)$$

$$A_u = 8.19 \times 10^4 / (0.957 \times 20.5 \times 348) = 11.99 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification des contraintes à l'E.L.S

$$MS = 6.07 \text{ t.m/ml} = 6.07 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \} \dots\dots\dots (VII.26)$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$\eta = 1.6(HA)$: Fissuration préjudiciable.

$$\rho_1 = (100 \cdot A_u) / (b \cdot d) \dots\dots\dots (VII.27)$$

$$\rho_1 = (100 \times 11.99) / (100 \times 20.5) = 0.585$$

$$\beta_1 = 0.886 \quad K_1 = 28.86$$

$$\sigma_{st} = Ms / A_u \times \beta_1 \times d \dots\dots\dots (VII.28)$$

$\sigma_{st} = (6.07 \times 10^4) / (11.99 \times 0.886 \times 20.5) = 278.73 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPa}$ Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S

$$\mu_1 = Ms / b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots (VII.29)$$

$$\mu_1 = 6.07 \times 10^4 / 100 \times 20.5^2 \times 228.63 = 0.00631$$

$$K1=25.65; \beta_1 = 0,877$$

$$A_s = M_s / (\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}) \dots\dots\dots(VII.30)$$

$$A_s = 6.07 \times 10^4 / (0.877 \times 20.5 \times 228.63) = 14.77 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}/K1} \dots\dots\dots(VII.31)$$

$$\sigma_{bc} = 228.63 / 25.65 = 8.91 < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s) = 14.77 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA20=15.71 cm²**

➤ **Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF)**

$$A_{min} = 0.23 (f_{t28} / f_e) \times b \times d \dots\dots\dots(VII.32)$$

$$A_{min} = 0.23 \times (2.7 / 400) \times 100 \times 20.5 = 12.73 < A \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = T_u / (b \times d) < \min \{0.15 (f_{c28} / \gamma_b); 4 \text{ MPa}\} \dots\dots\dots(VII.33)$$

$$\tau_u = 18.19 \times 10^2 / (100 \times 20.5) = 0.89 < \min \{0.15 (f_{c28} / \gamma_b); 4 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma u) \leq \bar{\tau}_{se} ; U : \text{périmètre utile pour les armatures utilisées} \dots\dots\dots(VII.34)$$

$$\bar{\tau}_{se} = 2 \Psi_s \cdot f_{t28} \dots\dots\dots(VII.35)$$

$$\bar{\tau}_{se} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 18.19 \times 10^4 / (0.9 \times 205 \times 314.179) = 3,13 \text{ MPa}$$

$$3.13 \text{ MPa} < 8.1 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Aux appuis armatures supérieures à l'E.L.U

$$M_u = 10.89 \times 10^4 \text{ N. m/ml}$$

$$\mu_{bu} = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) \dots\dots\dots(VII.36)$$

$$\mu_{bu} = (10.89 \times 10^4) / (100 \times 20.5^2 \times 19.83) = 0.13 < \mu_u = 0.392$$

Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.13 \text{ De l'abaque } \beta = 0.930$$

Alors :

$$A_u = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}) \dots\dots\dots(VII.37)$$

$$A_u = (10.89 \times 10^4) / (0.930 \times 20.5 \times 348) = 16.41 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S**

$$M_s = 8.07 \times 10^4 \text{ N. m/ml}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$\eta = 1.6(HA)$: Fissuration pr éjudiciable.

$$\rho_1 = (100 \cdot A_u) / (b \cdot d)$$

$$\rho_1 = (100 \times 16.41) / (100 \times 20.5) = 0.8$$

$$\beta_1 = 0.872 \quad K_1 = 24.06$$

$$\sigma_{st} = M_s / (A_u \times \beta_1 \times d) \dots\dots\dots (VII.38)$$

$\sigma_{st} = (8.07 \times 10^4) / (16.41 \times 0.872 \times 20.5) = 275.01 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPa}$ Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S

$$\mu_1 = M_s / b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots (VII.39)$$

$$\mu_1 = 8.07 \times 10^4 / (100 \times 20.5^2 \times 228.63) = 0,0084$$

$$K_1 = 21.23 \quad \beta_1 = 0,862$$

$$A_s = M_s / (\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}) \dots\dots\dots (VII.40)$$

$$A_s = 8.07 \times 10^4 / (0.862 \times 20.5 \times 228.63) = 19.97 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{st} / K_1 \dots\dots\dots (VII.41)$$

$$\sigma_{bc} = 10.77 < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \text{ vérifie}$$

Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s) = 19.97 \text{ cm}^2$$

Soit **10HA16=20.11cm²**

➤ **Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF)**

$$A_{min} = 0.23 (f_{t28} / f_e) \times b \times d \dots\dots\dots (VII.42)$$

$$A_{min} = 0.23 \times (2.7 / 400) \times 100 \times 20.5 = 3.18 < A \Rightarrow \text{Condition v érif i é.}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = T_u / (b \times d) < \min \{0.15 (f_{c28} / \gamma_b); 4 \text{ MPa}\} \dots\dots\dots (VII.43)$$

$$\tau_u = 18.19 \times 10^2 / (100 \times 20.5) = 0.89 < \min \{0.15 (f_{c28} / \gamma_b); 4 \text{ MPa}\} = 3.5 \text{ MPa}$$

⇒ **condition v érif i é.**

➤ **Vérification à la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = Vu / (0.9 \times d \times \Sigma u) \leq \bar{\tau}_{s\bar{e}} = ; U : \text{p érim ère utile pour les armatures utilis ées.....(VII.44)}$$

$$\bar{\tau}_{s\bar{e}} = 2\Psi_s . f_{t28}.....(VII.45)$$

$$\bar{\tau}_{s\bar{e}} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 18.19 \times 10^4 / (0.9 \times 205 \times 502.70) = 1.96 \text{ MPa}$$

1.96 MPa < 8.1 MPa ⇒ **Condition v érif i ée.**

VII.4. R écapitulatif

Le ferrailage de la dalle est donn é par la figure VII.10.

Suivant Lx:

En trav ée : **5HA 20**

Aux appuis : **5HA14**

Suivant Ly

En trav ée : **5HA20**

Aux appuis : **10HA16**

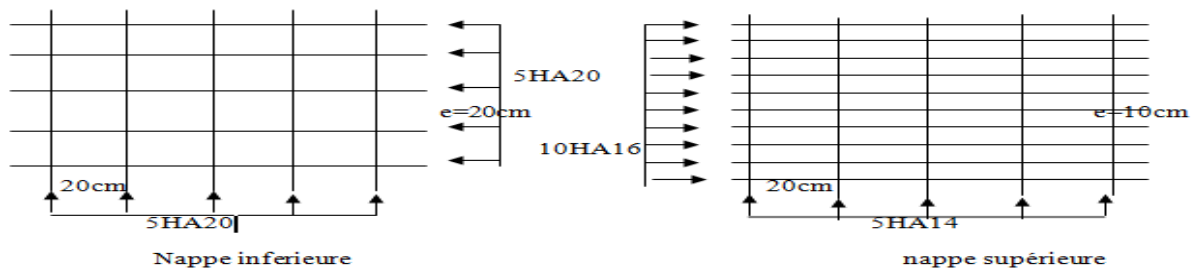


Figure VII-10. Ferrailage de la dalle



**Conclusion
Générale**

Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a aidés à améliorer et développer nos connaissances acquises durant notre cursus, en passant par les points suivants :

L'ensemble des éléments principaux ont été dimensionné, notamment la poutre conformément aux directives imposées par la réglementation.

Les dimensions de la poutre, à savoir : sa hauteur, son épaisseur et sa largeur sont limitées par les intervalles imposés par le règlement, afin d'aboutir à une stabilité, une résistance et économie optimale.

La répartition longitudinale des efforts dus aux charges et surcharges et après la modélisation déterminées par le logiciel de calcul Robot, nous a permis de déduire la poutre la plus sollicitée.

Le dimensionnement de la précontrainte a abouti à deux familles de câbles. La première est formée de trois câbles ancrés à l'about, la seconde de deux câbles à l'extrados.

L'estimation des pertes de tension prise initialement (30%) a été vérifiée puisque les pertes calculées n'atteignent pas les 30%.

Arrivé à terme, nous dirons que notre projet de fin d'étude nous a permis d'exploiter un ensemble de connaissances acquises durant notre formation, en plus de l'encadrement et de la documentation qui étaient à notre disposition. Ces connaissances nous ont conduits à assimiler l'étude de cet ouvrage.

Ainsi, nous espérons que ce travail apportera une contribution appréciable.

BIBLIOGRAPHIE

➤ Ouvrage

- BAEL..... [1]
- BPEL..... [2]
- COURS DE PONT 4^{eme} ANNEE..... [3]
- Différentes thèses UMMTO..... [4]
- FASICULE 61 TITRE II..... [5]
- SETRA [6]

➤ Logiciel utilise

- Robot
- Word 2007
- Auto cad