

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche**

**Scientifique Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**

**ⵜⴰⵎⴻⵔⴰⵏⵜ ⵏ ⵉⵎⵎⵓⵔ ⵏ ⵜⴰⵣⵣⵓⵏⵜ**



**Faculté de Génie de la Construction**

**Département des Travaux Publics**

**Mémoire de projet de fin d'études**

**Pour l'obtention du diplôme de Master en Travaux**

**Publics Option : Voies et Ouvrage d'Art**

**Étude de la Superstructure d'un Pont à Poutre mirassouli  
poutre multiples en Béton Précontraint**

**Viaduc 02 sur oued Bechar debdaba**

**Réalisé par:**

**M.HOUALI SYPHX**

**Composition du Jury:**

<b>Promoteur</b>	<b>M. sahoui hamza</b>	<b>MCB</b>
<b>Présidente</b>	<b>Mme. Belhoucine malika</b>	<b>MCB</b>
<b>Examinatrice</b>	<b>Mme. Boudjemia fazia</b>	<b>MAA</b>

**Présenté le 30/09/2025**

**en UMMTO2025**

## **REMERCIEMENTS ET DEDICACES**

**Je tiens a remercier et a exprimer ma profonde gratitude au chef département et l'ensemble des enseignant pour leur encouragement et leur précieux conseils**

**Qu'ils me soit permis de remercier profondément mon promoteur sahoui hamza**

**Je tiens a exprimer mes remerciement au membre de jury qui ont accepter mon travail**

**En fin merci a tous ce qui ont rendu possible ce travail et même s'ils ne se trouve pas dans cette petite liste il ont dans mes pensée**

**Houali syphax**

**Merci encore une fois**

## Résumé

L'objectif de mon projet est l'étude d'un ouvrage d'art, en béton précontraint, situé à l'intérieur du tissu urbain à travers les oueds de la wilaya de Bechar. Ce projet contribue au développement économique, social et touristique de la région, car les infrastructures sont des indicateurs clés du développement d'un pays en raison de leur complexité de réalisation, et de gestion et d'entretien.

Débutant par la présentation du site de réalisation, les principales caractéristiques de l'ouvrage, ensuite définir le redimensionnement, le calcul des éléments de la superstructure (poutres, hourdis, appareils d'appuis).

Une modélisation a été réalisée par le logiciel Autodesk Robot 2021 pour déterminer les différents efforts internes.

Enfin, les résultats obtenus sont ensuite expliqués sous forme de schémas représentant le ferraillement de la dalle dans le sens transversal.

**Mots clés :** Pont à poutres en béton précontraint – Autodesk Robot – Tablier – superstructure – conception – ferraillement – Béton .

## Agzul

Leqdic-a yerza tazrawt n yiwet n tmeškiwt n tmeškiwt, deg ubeṭun yettwasqedcen uqbel, deg Temnaḍt n Ussemyer n Yimerrayen (ZET) n Sidi Fredj d Palm Beach (Agmuḍ n Lezzayer Tamaneyt).

Axeddim-a yella deg-s uskasi n umkan n lebni, tignatin tigejdanin n uxeddim, asenqes uqbel, aḥseb n yiferdisen n tmeškiwt n tlemmast (tiybula, tifelwiyin, iḍarren).

AseqdecntmudemtdusneflintmacininyettwaxdemsuseqdecnusmelnAutodeskRobot2021 Iğmaḍ ay d-yettwasqedcen ttwasfehmen sakkın s talya n tfelwiyin ay d-yemmalen aseğhed n yiferdisen igejdanen ay d-yesbedden tayult n tmezdiyin.

Awalagejdan: Tizintmezdiyinbeṭunyettwasqedcenuqbel-Asenqesntmezdiyin-Tayeryert  
-lebnintmezdiyin-aseṃres-aseğhed-Beṭunyettwasfeḍen.



## **Abstract**

*The objective of my project is the study of a prestressed concrete engineering structure, located inside the urban fabric through the wadis of the wilaya of Béchar*

*Starting with the presentation of the construction site, the main characteristics of the structure, then defining the resizing, the calculation of the elements of the superstructure (beams, slabs, bearings).*

*A modeling was carried out by the Autodesk Robot 2021 software to determine the different internal forces.*

*Finally, the results obtained are then explained in the form of diagrams representing the reinforcement of the slab in the transverse direction*

*Keywords : Prestressed concrete girder bridge – autodesk robot – deck – superstructure – design – reinforcement – concrete .*

## *Table des matières*

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

### *Chapitre I : Présentation de l'ouvrage*

Introduction .....	2
Données fonctionnelles .....	2
Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	2
Tracé en plan.....	2
Profil en long.....	3
Profil en travers.....	3
Géologie locale de l'ouvrage.....	4
Données sismiques .....	5
Conclusion.....	5

### *Chapitre II : Caractéristiques des Matériaux*

Introduction.....	7
États limites.....	7
Etat limite ultime ELU .....	7
Etat limite de service ELS .....	8
Aciers .....	9
Aciers passifs.....	9
Diagramme des contraintes déformations.....	9
Contrainte de l'acier à l'ELU .....	9
Contrainte de l'acier à l'ELS .....	10
Aciers actifs .....	10
Caractéristiques des câbles (FREYSSINET).....	11
Caractères garantis.....	11
Béton.....	12
Résistance caractéristique à la compression .....	12
Résistance caractéristique à la traction .....	13
Module de déformation longitudinale de béton E .....	13
Coefficient de Poisson .....	13
Module de déformation transversale du béton G.....	14
Conclusion .....	14

### ***Chapitre III : Pré dimensionnement du Tablier***

III. 1.Introduction.....	15
III. 2.Pré-dimensionnement de la poutre .....	15
III. 2.1.Hauteur de la poutre « $h_p$ ».....	15
III. 2.2.Entre axe des poutres « $\lambda$ ».....	16
III. 2.3. Nombre de poutre « $N$ ».....	16
III. 2.4. Épaisseur de l'âme « $b_0$ ».....	16
III. 2.5.Dimensions du talon.....	17
III. 2.6.Dimensions du gousset.....	17
III. 2.7. Table de compression.....	18
Caractéristiques géométriques de la poutre .....	18
Caractéristique géométrique des sections brutes .....	19
Poutre sans hourdis.....	19
Section about .....	19
Section médiane .....	20
Section intermédiaire.....	21
Poutres avec hourdis.....	22
Poutre intermédiaire .....	22
Poutre de rive.....	23
Sections géométriques des sections nettes.....	23
Conclusion .....	24

### ***Chapitre IV : Calcul des Charges et Surcharges***

Introduction .....	25
Caractéristiques du pont .....	25
Largeur roulable « $L_r$ ».....	25
Largeur chargeable « $L_c$ » .....	25
Classe du pont .....	25
Nombre de voies « $N$ » .....	26
Largeur d'une voie « $L_v$ ».....	26
Evaluation des charges .....	26
Actions permanentes.....	26

Charges permanentes(CP) .....	26
Poids propre de la poutre .....	26
Calcul du poids de la dalle(hourdis).....	28
Calcul du complément des charges permanentes(CCP).....	29
Poids du revêtement .....	29
Poids de l'étanchéité.....	29
Poids de la corniche .....	30
Poids propre de la glissière des écurité .....	30
Le poids propre du garde-corps.....	30
Trottoir .....	30
Le poids des éléments non porteurs .....	30
Poids total de sections permanentes .....	31
Actions dues au Traffic .....	31
Système de charge A.....	31
Systèmes de charge B .....	32
Système de charge Bc .....	32
Système de charge Bt.....	34
Système de charge Br.....	35
Système de charge militaire Mc120.....	36
Convoi exceptionnel D240.....	37
Autres charges .....	38
Surcharge sur trottoir.....	38
Chargesur les garde-corps .....	38
Charge du vent .....	39
Charge thermique .....	39
Conclusion.....	39

### ***Chapitre V:Modélisationdu Tablier***

Introduction.....	40
Présentation du logiciel.....	40
Etapas de modélisation .....	40
Etape1: Définition des éléments.....	40
Etape2: Affectation des charges et surcharges .....	41

Etape3: Définition des combinaisons de charges .....	44
Résultats des moments et efforts tranchants .....	44
Moment et effort tranchant à l'ELU .....	44
Moment et effort tranchant à L'ELS .....	45
Conclusion .....	46

### ***Chapitre VI : Etude du platelage***

Introduction .....	47
Ferraillage de la dalle .....	47
Flexion dans le sens longitudinal .....	47
Flexion dans le sens transversal .....	49
Ferraillage transversale du platelage .....	51
Ferraillage a Entravée .....	51
Ferraillage a ELU .....	51
Ferraillage a ELS .....	52
Ferraillage Aux appuis .....	53
Ferraillage a ELU .....	53
Ferraillage à ELS .....	54
Ferraillage longitudinale du platelage .....	56
Ferraillage emni-travée .....	56
Ferraillage a ELU .....	56
Ferraillage à ELS .....	56
Ferraillage Aux appuis .....	58
Ferraillage a ELU .....	58
Ferraillage à ELS .....	58
Dessin du ferraillage .....	60

### ***Chapitre VII : Etude de la Précontrainte***

Introduction .....	63
Modalités de la précontrainte d'une structure .....	63
Précontrainte par pré-tension .....	63
La précontrainte par post-tension .....	65
Présentation des pertes de la précontrainte .....	66

Pertes instantanées .....	66
Pertes différées.....	67
Etude de la précontrainte.....	67
Précontrainte minimale .....	67
Moments développés dans la section médiane à l'ELS.....	67
Déterminations de nombres de câbles .....	69
Vérification des contraintes à la mise en tension.....	70
Positionnement des câbles .....	71
Application au projet.....	73
Câbles d'about(aux appuis) .....	73
Calcul des pertes tensions .....	75
Pertes instantanées.....	75
Perte par frottement .....	75
Pertes à la mise en charge de l'ancrage (rentréed'ancrage).....	76
Pertes de non-simultanéité .....	78
Récapitulatif des pertes instantanées .....	80
Pertes différées .....	80
Pertes par retrait.....	80
Pertes par fluage .....	81
Pertes par relaxation des aciers.....	82
Récapitulatif des pertes différées .....	83
Conclusion.....	84

### ***Chapitre VIII :Etude de l'appareil d'appui***

Introduction.....	85
Appareils d'appui en élastomère fretté de type B.....	85
Pré dimensionnement de l'appareil d'appui .....	86
Surface de l'appareil d'appui.....	86
Surface totale en plan de l'appareil .....	86
Surface réduite en plan de l'appareil .....	87
Épaisseur nominale et totale de l'élastomère.....	87
Épaisseur des frettes .....	87
Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions .....	88

Action statique(Efforts dus aux déformations).....	88
Déplacement dû au retrait.....	89
Déplacement dû au fluage .....	89
Déplacement dû à la variation de température .....	89
Action dynamique.....	90
Effort de freinage.....	90
Chargement A(l).....	90
Chargement Bc .....	90
Effort dû au vent .....	91
Critères de stabilité .....	91
Stabilité à la rotation.....	91
Stabilité au flambement.....	92
Condition de non-glissement.....	92
Etudes des dès d'appuis .....	94
Dimensionnement des dés d'appuis .....	94
Ferraillage des dés d'appui .....	95
VIII. Conclusion .....	96
Conclusion Générale .....	97

## REFERENCESBIBLIOGRAPHIQUES

## ANNEXES

## LISTE DES FIGURES

<i>Figure I-1:Tracée en plan.....</i>	<i>2</i>
<i>Figure I-2:Profil en long.....</i>	<i>3</i>
<i>Figure I-3:Profil en travers.....</i>	<i>3</i>
<i>Figure I-4 :Classement des zones des sismicité en Algérie par ordre croissant .....</i>	<i>5</i>
<i>Figure I-5 :Carte de zonage sismique en Algérie.....</i>	<i>5</i>
<i>Figure II-1:Diagramme des contraintes déformations du béton à l'E.L.U.....</i>	<i>8</i>
<i>Figure II-2:Diagramme contrainte déformation de l'acier passif .....</i>	<i>9</i>
<i>Figure II-3:Situation durable et situation accidentelles. ....</i>	<i>10</i>
<i>Figure III-1:Elément d'une poutre .....</i>	<i>15</i>
<i>Figure III-2:Caractéristique géométrique de la poutre .....</i>	<i>19</i>
<i>Figure III-3:Section d'about.....</i>	<i>19</i>
<i>Figure III-4:Section médiane .....</i>	<i>20</i>
<i>Figure III-5:Section intermédiaire .....</i>	<i>21</i>
<i>Figure IV-1: Variation de surface des sections de la poutre .....</i>	<i>26</i>
<i>Figure VI-2:Poutre intermédiaire et poutre de rive .....</i>	<i>28</i>
<i>Figure VI-3:Système de charges Bc .....</i>	<i>32</i>
<i>Figure VI-4:Système Bt.....</i>	<i>35</i>
<i>Figure VI-5:Système de charge Br. ....</i>	<i>36</i>
<i>Figure VI-6:Système de charge Mc120 .....</i>	<i>37</i>
<i>Figure IV-7:Convoi D240 .....</i>	<i>38</i>
<i>Figure IV-8 :Charge sur le garde-corps.....</i>	<i>39</i>
<i>Figure V-1:Définition des poutres , dalle ,appuis. ....</i>	<i>40</i>
<i>Figure V-2:Affectation des charge permanentes CP.....</i>	<i>41</i>
<i>Figure V-3 :Charges A(l) .....</i>	<i>41</i>
<i>Figure V-4:Charge BC2VC.....</i>	<i>42</i>
<i>Figure V-5:Charge BC3VC.....</i>	<i>42</i>
<i>Figure V-6:Charge D240. ....</i>	<i>43</i>
<i>Figure V-7:Charge Mc120.....</i>	<i>43</i>
<i>Figure V-8:Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sous charge A1 .....</i>	<i>44</i>
<i>Figure V-9:Diagramme des efforts tranchant a l'ELU sous charge D240.....</i>	<i>45</i>
<i>Figure V-10 :Diagramme du moment fléchissant a l'ELS sous charge A1.....</i>	<i>45</i>

<i>Figure V-11:Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sous charge D240+</i> .....	46
<i>Figure VI-1 :Section de l'hourdis</i> .....	47
<i>Figure VI-2:Moment maximum longitudinal ELUBC3VC+</i> .....	47
<i>Figure VI-3 :Moment maximum longitudinal ELSBC3VC+</i> .....	48
<i>Figure VI-4 :Effort tranchant longitudinal ELUBC3VC+</i> .....	48
<i>Figure VI-5:Effort tranchant longitudinal ELSBC3VC+</i> .....	49
<i>Figure VI-6 :Moment maximum transversal ELU D240+</i> .....	49
<i>Figure VI-7 :Moment maximum transversal ELSD240+</i> .....	50
<i>Figure VI-8:Effort tranchant transversal ELU BC3VC+</i> .....	50
<i>Figure VI-9:Effort tranchant transversal ELSBC3VC+</i> .....	51
<i>Figure VI-10:Ferraillage Nappes(supérieur et inférieur)</i> .....	60
<i>Figure VI-11 :Ferraillage dans le sens longitudinal</i> .....	61
<i>Figure VI-12:Ferraillage dans le sens transversal</i> .....	61
<i>Figure VII-1 :Représentations schématique de la précontrainte par pré-tension</i> .....	64
<i>Figure VII-2:Situation avant et après la mise en précontrainte par post-tension</i> .....	66
<i>Figure VII-3:Trace d'un câble</i> .....	72
<i>Figure VII-4:Disposition des câbles à l'about</i> .....	73
<i>Figure VII-5 :Tracés des câbles</i> .....	74
<i>Figure VII-6 : Tension le long du câble</i> .....	77
<i>Figure VII-7 : Variation de la contrainte du béton au niveau d'un câble</i> .....	81
<i>Figure VIII-1:Constitutions d'un appareil d'appui(S.E.T.R.A.2000)</i> .....	86
<i>Figure VIII-2: Dimensions de l'appareil d'appui</i> .....	88
<i>Figure VIII-3: Dimension de Dés d'appuis</i> .....	94
<i>Figure VIII-4:Ferraillage des dés d'appui</i> .....	96

## LISTEDESTABLEAUX

<i>Tableau II-1:Contraintes à l'état limite de service.....</i>	<i>10</i>
<i>Tableau II-2:Caractéristiques des aciers actifs.....</i>	<i>12</i>
<i>Tableau II-3:Modules de déformation instantanée et différée du béton.....</i>	<i>13</i>
<i>Tableau II-4: Valeurs de module de déformation E.....</i>	<i>13</i>
<i>Tableau II-5: Valeurs de module de déformation G.....</i>	<i>14</i>
<i>Tableau III-1:Calcul de l'inertie de la section ABOUT.....</i>	<i>20</i>
<i>Tableau III-2:Calcul de l'inertie de la section médiane.....</i>	<i>21</i>
<i>Tableau III-3:Calcul de l'inertie de la section intermédiaire.....</i>	<i>22</i>
<i>Tableau III-4:Inertie de la poutre intermédiaire avec hourdis.....</i>	<i>22</i>
<i>Tableau III-5 :Inertie de poutre de rive avec hourdis.....</i>	<i>23</i>
<i>Tableau III-6:Section géométrique des section nettes.....</i>	<i>24</i>
<i>Tableau IV-1:Classe de pont.....</i>	<i>25</i>
<i>Tableau IV-2:Caractéristiques du pont.....</i>	<i>26</i>
<i>Tableau IV-3: Valeur de <math>LV_0</math>.....</i>	<i>31</i>
<i>Tableau IV-4: Valeurs de <math>A(L)</math> en fonction du nombre de voies chargées.....</i>	<i>32</i>
<i>Tableau IV-5: Système de charge <math>Bc</math>.....</i>	<i>33</i>
<i>Tableau IV-6: Valeur de <math>bc</math>.....</i>	<i>33</i>
<i>Tableau VI-7 Coefficient <math>bt</math>.....</i>	<i>35</i>
<i>Tableau V-1:Les différentes combinaisons de charges.....</i>	<i>44</i>
<i>Tableau VI-1:Récapitulatif de ferrailage.....</i>	<i>60</i>
<i>Tableau VII-1:Caractéristiques des sections.....</i>	<i>68</i>
<i>Tableau VII-2:Disposition des câbles.....</i>	<i>74</i>
<i>Tableau VII-3:Récapitulatif des longueurs des câbles.....</i>	<i>75</i>
<i>Tableau VII-4:Pertes par frottement.....</i>	<i>76</i>
<i>Tableau VII-5: Valeur de <math>\lambda</math> pour chaque câble.....</i>	<i>77</i>
<i>Tableau VII-6:Pertes par recul d'ancrage.....</i>	<i>78</i>
<i>Tableau VII-7Excentricités des câbles.....</i>	<i>79</i>
<i>Tableau VII-8:Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.....</i>	<i>80</i>
<i>Tableau VII-9:Pertes instantanées.....</i>	<i>80</i>
<i>Tableau VII-10:Pertes par fluage.....</i>	<i>82</i>
<i>Tableau VII-11:Pertes par relaxation des aciers.....</i>	<i>83</i>
<i>Tableau VII-12:Pertes totales dues aux pertes différées.....</i>	<i>84</i>

<i>Tableau VII-13: Pertes totales .....</i>	<i>84</i>
<i>Tableau VIII-1: Efforts statiques des appareils d'appui.....</i>	<i>90</i>
<i>Tableau VIII-2: Les dimensionnement des dés d'appui.....</i>	<i>95</i>

# **INTRODUCTION GENERALE**

## **Introduction générale**

Les ponts à poutre également appelés ponts à travée unique ou ponts à poutre sont des structures essentielles en ingénierie civile. Ils permettent de franchir des vallées ou d'autres infrastructures tout en offrant un passage sécurisé aux véhicules piétons ou train.

La conception d'un pont à poutre repose sur le principe fondamental la distribution des charges à travers des éléments horizontaux soutenus par des appuis à chaque extrémité.

Le principe de base d'un pont à poutre est relativement simple une poutre généralement rectiligne et horizontale est supportée par deux piliers ou supports situés à ses extrémités. Lorsqu'une charge est appliquée sur la poutre cela engendre des contraintes internes principalement des efforts de flexion qui déforment la poutre l'objectif est que celle-ci soit suffisamment robuste pour supporter ces efforts tout en restant stable.

Ce projet d'étude est structuré en huit chapitres. On débute avec une présentation générale de l'ouvrage et de sa réalisation tout en décrivant les buts et les défis associés à la construction du pont par la suite nous procédons au pré dimensionnement du tablier une phase cruciale pour garantir la solidité et la durabilité de la structure cette partie comprend également l'établissement et le calcul des charges fixes et des surcharges qui sont indispensables pour examiner les contraintes auxquelles le pont sera exposé .

Nous avons employé le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2021 pour identifier les forces qui s'exercent sur la structure ce programme nous a donné la capacité de représenter avec précision la structure en considérant les divers types de charges et les conditions environnementales nous avons aussi effectué le calcul de la précontrainte et déterminé la taille des composants de la superstructure y compris les dispositifs de support .

Nous avons également examiné le platelage la précontrainte et les contrôles requis pour assurer la longévité de la structure cela englobe l'étude des pertes de précontrainte susceptibles d'influer sur la performance à long terme du pont .

Pour conclure nous terminons le mémoire par une conclusion générale qui résume tout le travail accompli.

# Chapitre I:Présentation de l'ouvrage

## Introduction:

Dans ce chapitre je présente l'ensemble des données nécessaires à l'étude ou à la conception d'un pont. Un processus qui requiert à la fois une synthèse rigoureuse et une discipline méticuleuses. Il est essentiel de posséder une solide compréhension des différents types d'ouvrages. Leur pré-dimensionnement ainsi que des défis liés à leur exécution. Ce projet a été confié par cosider (entreprise nationale des grands ouvrages d'arts) de la wilaya d'Alger dans le but d'étudier la construction d'un pont à poutre en béton précontraint visant à faciliter l'accès au sein du tissu urbain le long de oueds de la wilaya de Bechar.

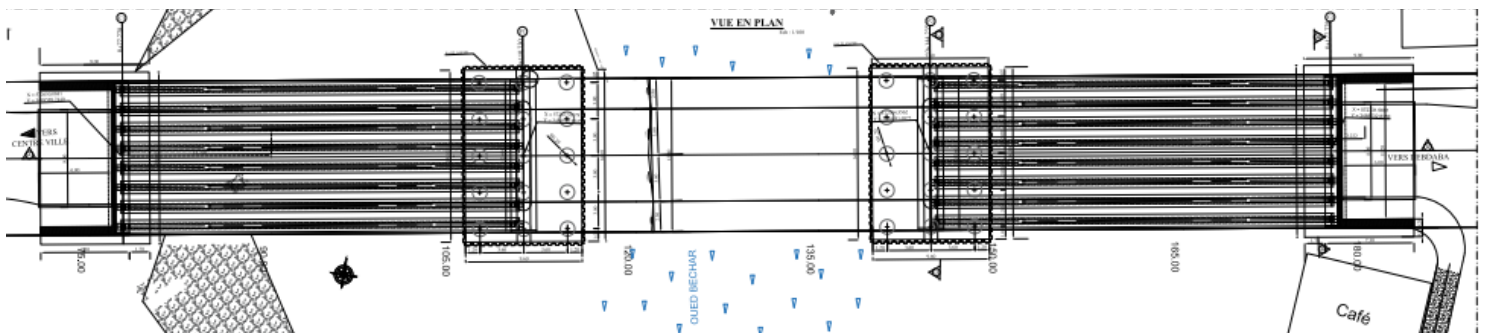
## Données fonctionnelles

### Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ensemble du projet est situé à la fois sur

### Tracé en plan

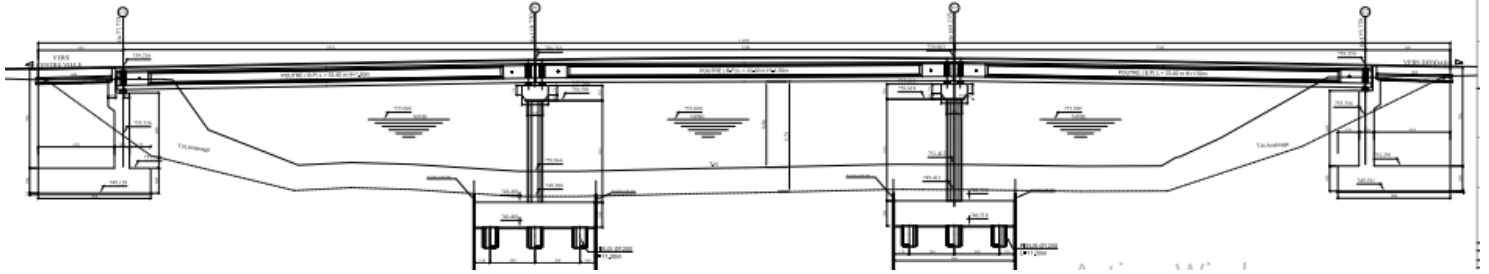
Le tracé en plan illustré dans la Figure I-1 correspond à la projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant l'itinéraire de la route



*Figure I-1: Tracé en plan*

### Profil en long

Un profil en long est une représentation lobbitudinale qui traverse l'axe de la route (Figure I-2), l'ouvrage à étudier pour ce travail composé de 3 travées :



*Figure I-2: Profil en long*

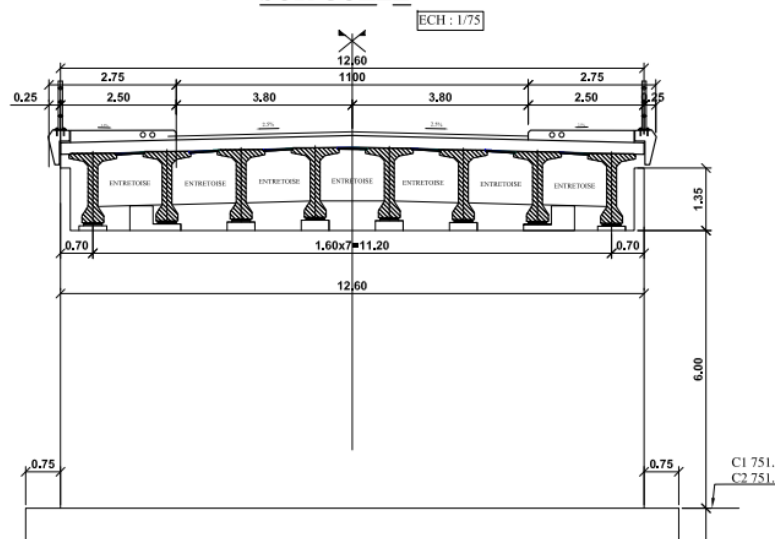
### Profil en travers

Par définition le profil en travers englobe tous les éléments qui caractérisent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal

notre ouvrage comprend les éléments suivants qui sont les plus important :

- Une largeur du tablier de 14.20 m
- Poutre de 25.7m
- Deux corniches.
- Deux glissières de sécurité.
- Un garde-corps.
- Un dévers de 2,5%.

### COUPE TRANSVERSALE : B - B SUR CULÉE



*Figure I-3: Profil en travers*

## Données naturelles

### Géologie locale de l'ouvrage

La géologie de Cheraga est variée partant du pliocène au quaternaire actuel

- Le pliocène est composé d'argiles sahéliennes et de marnes plaisanciennes servant de substratum à toutes les autres formations.
- Le quaternaire est constitué de quatre faciès principaux,
- Débutant par une assise dure, massive de molasse à stratification entrecroisée de bancs calcaires réguliers parfois durs et parfois tendres de couleur jaune ocre.
- Le faciès calcaire gréseux vient au-dessus où s'intercalent des lits de sable et d'argile.
- Le faciès gréseux ou argilo-gréseux se présente en dalles de grès avec parfois quelques galets.
- Le quaternaire est représenté par une succession de terrasses marines déposées lors des périodes de régression et de transgression marine, la terrasse la plus élevée est la plus ancienne ; La terrasse qui affleure au sud de Cheraga à 200m est composée de grès et de grès dunaires sous la forme de plusieurs lentilles. La terrasse marine de 150m à 170m se trouve au nord et au sud-Ouest de Cheraga est une terrasse de dunes lapidifiées, très altérée en surface donnant des sables rouges à argiles de décalcification.

Cette série est appelée "Marnes et cailloutis du comblement de la Mitidja ", ces dépôts englobent une multitude de faciès plus ou moins grossiers. Le quaternaire est constitué dans la région d'Alger par de nombreux termes lithologiques (sables grès dunaires, alluvions éboulis, limons, argiles vaseuses, tourbes argileuses).

Le quaternaire dans la région d'Alger est marqué par la prédominance de la formation de sables argileux rouges parfois très riches en oxydes d'âge Villafranchien à actuel, cette formation de faible épaisseur résulte de l'altération des terrains carbonates et repose indifféremment sur la majorité des assises antérieures.

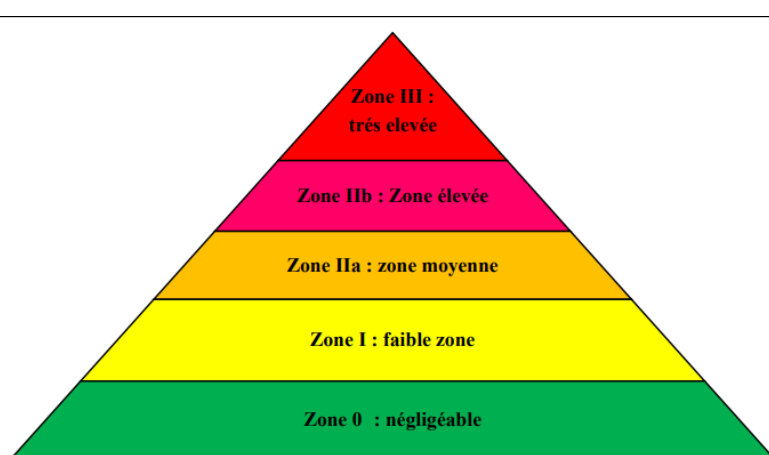
En raison de sa faible épaisseur, en général il est recommandé de traverser cette formation et de fonder sur le substratum (Plaisancier marneux, Astien molassique ou Quaternaire gréseux).

## Données sismiques

selon le règlement parasismique algérien (RPOA/ version 2008), la province bechar est classée comme une zone « 3 » ce qui signifie qu'elle est soumise a une faible sismicité.

Le degré minimum de sécurité sismique attribue a une structure est déterminé en fonction de sa localisation et de son importance par rapport aux objectifs établis par la communauté .tout projet soumis aux normes parasismiques algérienne doit être catégorisé dans l'un des 3 groupes spécifiés ci-après :

- Groupe1: Pont stratégique;
- Groupe2 :Pont de grande important
- Groupe3: Pont d'importance modérée .



*FigureI-4 :Classementdeszones desismicitéenAlgériepar ordrecroissant.*

*Figure I-5 :Carte de zonage sismique en Algérie.*

## Conclusion

Les données fonctionnelles et naturelles jouent un rôle crucial dans cette étude.

# Chapitre II :

## Caractéristiques des Matériaux

### Introduction

Le dimensionnement des composants de la structure du pont dépend étroitement des propriétés des matériaux employés. Pour cette recherche les propriétés des matériaux se conforment aux exigences des règlements suivants:

- 1) Règles B.P.E.L. 91 : ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- 2) Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99 : ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en bétons armés, suivant la méthode des états limites.

### États limites

Les états limites se rapportent aux limites relatives à la sécurité de la structure et des biens. Ils englobent potentiellement les états précédant un effondrement, une ruine ou une rupture de la structure.

Il existe 2 états de limites:

- Etat limite ultime ELU
- Etat limite de service ELS

#### Etat limite ultime ELU

L'état limite ultime est un état physique qui entraîne soit des déformations extrêmes suffisantes pour entraîner l'effondrement du composant concerné ou de la structure globale soit des déformations excédant les valeurs considérées comme la tolérance acceptable.

La formule ci-après définit la limite maximale de compression du béton à l'ELU :

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

**Avec:**  $\theta$ : Coefficient dépendant de la durée d'application de la sollicitation:

$\theta = 1$	pour	$t > 24h$ .
$\theta = 0,9$	Pour	$1h \leq t \leq 24h$
$\theta = 0,85$	Pour	$t < 1h$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité (dépendant de la nature de la sollicitation):

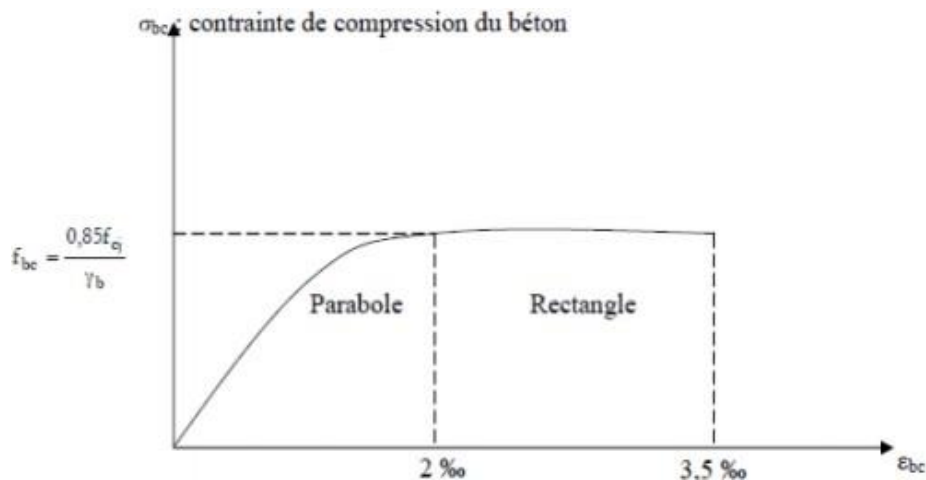
$\gamma_b = 1,15$  dans le cas accidentel.

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

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow F_{bu} = \frac{0,85 \times 35}{1,15} \Rightarrow F_{bu} = 25,86 \text{ MPa}.$$

Les diagrammes de contraintes déformations adoptés sont de deux types:

- 1) Parabole-rectangle pour les sections entièrement comprimées.
- 2) Rectangulaire simplifié pour les autres cas.



**Figure II-1: Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'E.L.U**

### Etat limite de service ELS

Les états limites de service se réfèrent aux conditions où la structure subit des dégâts minimes ou à celle qui dépassent les circonstances dans lesquelles les standards d'aptitude au service déterminés pour la structure ne sont plus respectés.

La formule ci-dessous définit la limite maximale de compression du béton à l'E.L.S :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

➤ Pour le Tablier

$$\sigma_{bc} = 21,0 \text{ MPa} (f_{c28} = 35 \text{ MPa})$$

### Aciers

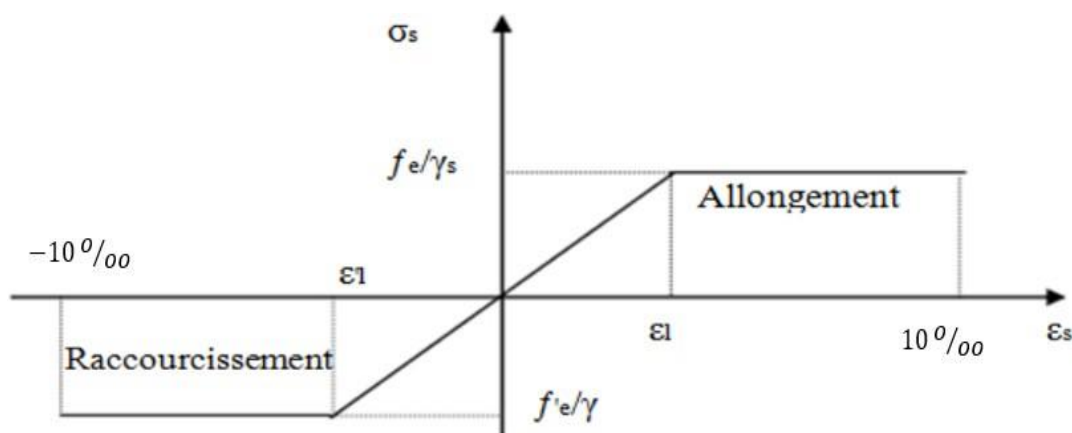
Les aciers sont essentiellement utilisés pour la production de béton armé ou de béton précontraint. Dans les constructions en béton, on distingue deux catégories d'acier : les armatures dites passives qui correspondent aux armatures traditionnelles du béton armé et les armatures dites actives qui se réfèrent aux câbles de précontraint.

#### Aciers passifs

Les aciers passifs protègent la surface de l'acier inoxydable contre des éléments corrosifs tels que l'eau, l'air et les substances chimiques.

Les aciers utilisés pour nos ouvrages sont des armatures à haute adhérence de nuance FeE500 dont le module de Young est  $1,95 \cdot 10^5$  MPa.

#### Diagramme des contraintes déformations



*Figure II-2: Diagramme contrainte déformation de l'acier passif*

#### Contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte limite de l'acier à l'état limite est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_s = f_e / \gamma$$

Avec :

$\gamma_s = 1.15$  pour les combinaisons durables.  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1.00$  pour les combinaisons accidentelles.  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 434,78 \text{ MPa}$

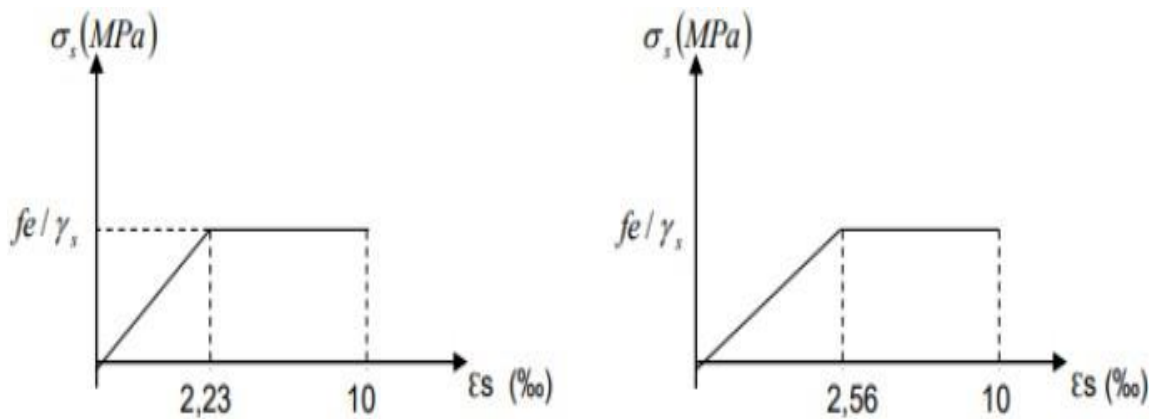


Figure II-3: Situation durable et situation accidentelles.

Contrainte de l'acier à l'ELS

Tableau II-1: Contraintes à l'état limite de service.

Etat considéré	Etat limite de service
Fissuration peu préjudiciable (nuisible)	Pas de vérification
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min}[2/3f_e; 110\sqrt{\eta}f_{tj}] \text{ Mpa}$ Avec: $\eta=1 \rightarrow$ Barres rondlisse (RL) $\eta = 1.6 \rightarrow$ Barres à haute adhérence (HA)
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min}[1/2f_e; 90\sqrt{\eta}f_{tj}] \text{ MPa}$

Aciers actifs

Les armatures actives qui sont des armatures en acier à haute résistance utilisés dans la construction en béton précontraint se divisent en différentes catégories fils, barres et torons.

Les câbles utilisés dans notre ouvrages ont des torons de diamètre 15mm (T15) de classe 1770 TBR (très basse relaxation).

### Caractéristiques des câbles (FREYSSINET):

Section nominale du câble  $7T15=1050(\text{mm}^2)$ . EP

: Module de Young = 195000 MPa

Les torons de précontrainte ont une très basse relaxation TBR, avec les caractéristiques suivantes :

$\rho_{1000}$ : la relaxation à 1000 heures exprimée en %,  $\rho_{1000}=2.5\%$

$\mu_0$ : Coefficient pris pour l'armature TBR,  $\mu_0=0.43$

### Caractères garantis

- Limite d'élasticité :  $f_{peg}=1573\text{MPa}$
- Limite de rupture:  $f_{prg}=1770\text{MPa}$

La valeur max de la tension à l'origine  $\sigma_0$  doit être:  $\sigma_0 \leq \text{Min}(0,8F_{prg}; 0,9F_{peg})$  en post-tension

Donc :  $\sigma_0 \leq \text{Min}(1416, 1415,7) = 1415,7 \text{ MPa}$ .

- Gaine:  $\Phi_{ext}: 60\text{mm}$ .
- Frottements:
  - Coefficient de frottement en courbe :  $f=0,17\text{rad}^{-1}$
  - Coefficient de frottement en ligne (déviations parasites):  $\varphi=16.10^{-4}\text{m}$

**Tableau II-2: Caractéristiques des aciers actifs.**

Câbles utilisés	7T15
<b>Contrainte caractéristique garantie</b>	$F_{peg}=1573\text{MPa}$
<b>La valeur max de la tension à l'origine <math>\sigma_{po}\{\sigma_{po}\leq \text{Min}(0.8f_{prg};0.9 f_{peg})\}</math></b>	$\sigma_{po}=1415,7\text{MPa.}$
<b>Contrainte de rupture garantie</b>	$F_{prg}=1770\text{MPa}$
<b>Module d'élasticité</b>	$E_p=195000\text{MPa}$
<b>Section droite d'un toron</b>	$A_{p\text{-toron}}=150\text{mm}^2$
<b>Section d'un câble</b>	$A_p= 1050\text{mm}^2$
<b>Coefficient de frottement en ligne (déviations parasites)</b>	$\phi=0.0016\text{ m}^{-1}$
<b>Coefficient de frottement en courbe</b>	$f: 0,17\text{ rd}^{\circ 1}$
<b>Coefficient de recul d'encrage</b>	$g=6\text{mm}$
<b>Diamètre du gain</b>	$\Phi_{ext}=60\text{mm}$

### **Béton**

Le béton est un matériau composite essentiel dans l'architecture et le génie civil est connu pour sa solidité et sa polyvalence il constitue la base de nombreuses infrastructures telles que les ponts. Le béton se réalise grâce à une combinaison de ciment, de granulats et d'eau qui peut être éventuellement enrichie par des adjuvants et des additifs.

#### **Résistance caractéristique à la compression**

La résistance caractéristique à la compression à 28 jours  $f_{c28}$  dans mon projet est :

- Pour le béton du tablier:  $f_{c28}=35\text{ MPa}$

**Résistance caractéristique à la traction**

sa relation est :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

- Pour le béton de tablier:  $f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 35 \rightarrow f_{t28} = 2,7 \text{ Mpa}$

**Module de déformation longitudinale de béton E**

Les formules permettant de calculer la déformation instantanée et différée du béton sont :

**Tableau II-3: Modules de déformation instantanée et différée du béton.**

Déformations instantanées	Déformations différées
<p>Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, Nous avons eu à l'âge de j jours, un module de déformation instantanée du béton de :</p> $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$	<p>Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est :</p> $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Les valeurs de la déformation instantanée et différées du tablier sont comme suit

**Tableau II-4: Valeurs de module de déformation E**

	<b>F<sub>c28</sub>(Mpa)</b>	<b>E<sub>ij</sub> (Mpa)</b>	<b>E<sub>vj</sub>(Mpa)</b>
<b>Tablier</b>	35	35981.729	12102.945

- E<sub>ij</sub>(MPa) : Déformations instantanées
- E<sub>vj</sub>(MPa) : Déformations différées

**Coefficient de Poisson**

Le coefficient de poisson est déterminé en divisant la déformation transversale par la déformation longitudinale.

Pour un changement instantané le coefficient de poisson du béton est approximativement de 0.3 toutefois cette valeur décroît progressivement avec le temps pour tendre vers 0.2 dans le cas d'un béton fissuré ou  $\nu$  devient nul. Pour les calculs concernant le béton on considérera la valeur suivante de  $\nu$  :

$\nu=0,2$  à l'état limite de service(ELS).

$\nu=0$  à l'état limite ultime(ELU).

### Module de déformation transversale du béton $G$

Il est donné par la formule suivante:

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

$$\text{Pour } \nu=0 \Rightarrow G = \frac{35981.729}{2(1+0)} = 17990.8645 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } V=0,2 \Rightarrow G = \frac{35981.729}{2(1+0,2)} = 14992.387 \text{ MPa}$$

Les valeurs du module G (cisaillement) sont indiquées dans le tableau suivant:

**Tableau II-5: Valeurs de module de déformation G**

	<b>ELS (Mpa)</b>	<b>ELU(Mpa)</b>
<b>Tablier</b>	14992.387	17990.8645

### **Conclusion**

Les propriétés des matériaux employées dans cette recherche sont les suivantes :

- Le béton ( $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ )
- Les aciers passifs (FeE500).
- Les aciers actifs (des câbles 7T15S de classe 1770TBR).

# Chapitre III :

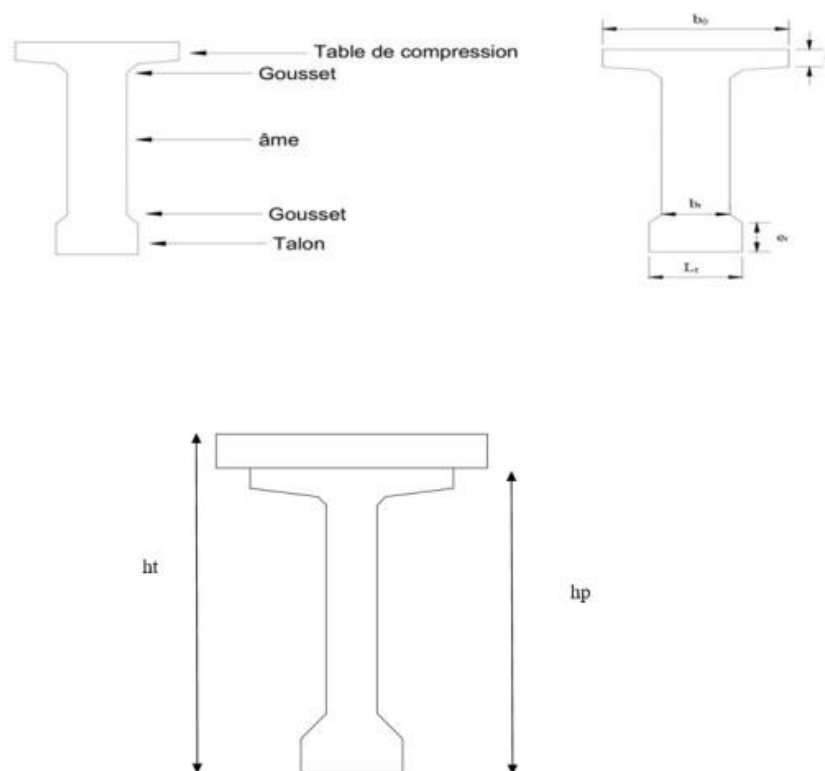
## Prédimensionnement du Tablier

### III. 1.Introduction

Dans ce segment nous allons examiner la superstructure ( hourdis et poutre ). Le predimensionnement de cette superstructure est ruralisé en accord avec le document S.E.T.R.A 2008 (services d'études technique des routes et autoroutes).

### III. 2.Pré-dimensionnement de lapoutre

Les poutres comprennent une table de compression qui forme la partie supérieure et un grand talon qui consiste la partie inferieure. Ces deux composants sont connectes par une âme de mince épaisseur.



FigureIII-1:Elément d'une poutre

#### III. 2.1. Hauteur de la poutre « $h_p$ »

La hauteur d'une poutre de pont dont la portée  $L \geq 33.40m$  est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L}{22} \leq h_p \leq \frac{L}{18}$$

$$1,50m \leq h_p \leq 1,85m$$

On prend:  $h_p = 1.50m$

### III. 2.2. Entre axe des poutres « $\lambda$ »

Entre axe entre deux poutres de l'extrémité :

$$1.5m \leq \lambda \leq 2.5m$$

Donc nous allons fixer l'espacement  $\lambda=1,6m$ .

### III. 2.3. Nombre de poutre «N»

Le nombre de poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive.

$$N = \frac{l_a}{\lambda} + 1$$

Avec:  $l_a$ : distance entraxe des appuis de rives

$$N = \frac{11.20}{1.5} + 1 = 8.4 = 8 \text{ poutres}$$

### III. 2.4. Épaisseur de l'âme « $b_0$ »

#### ➤ Section d'about:

Il est nécessaire d'accroître l'épaisseur de l'âme pour supporter les stress tranchant qui sera a son paroxysme au point d'appui et également pour faciliter la mise en place appropriée des ancrages de câbles.

On fixe  $b_0=47cm$

#### ➤ Section médiane:

L'âme doit garantir la résistance face à l'effort tranchant et faciliter l'installation correcte du béton.

La formule ci-dessous fournit son épaisseur:

$$b_0 \geq \frac{H_p}{36} + 6 + \phi_{ext} \text{ gaine}$$

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

$$b_0 \geq 16.76cm$$

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

On prend :  $b_0=21cm$

#### ➤ Section intermédiaire

$25 \leq b_0 \leq 35 \Rightarrow$  On prend:  $b_0=35 cm$ .

### III. 2.5. Dimensions du talon

L'épaisseur des poutres qui forme la partie inférieure de la structure est déterminée par la flexion et doit permettre un emplacement optimal pour les câbles de précontrainte assurant une couverture et un espacement adéquats.

➤ **Hauteur du talon**

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

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

➤ **Largeur du talon**

On a :  $40\text{cm} \leq b_t \leq 70\text{cm}$

$$b_t = 47\text{cm}$$

### III. 2.6. Dimensions du gousset

La pente entre le talon et l'âme où se situe le gousset de jonction doit être assez prononcée pour garantir un bétonnage adéquat du talon. Cette pente doit répondre à l'équation suivante :

➤ **Pour la poutre médiane**

$$\frac{(b_t - b_0)}{2} \leq h_g \leq 2 \frac{3(b_t - b_0)}{2}$$
$$\frac{(47 - 21)}{2} \leq h_g \leq 2 \frac{3(47 - 21)}{2}$$

$$14,5\text{cm} \leq h_g \leq 21,75\text{cm}$$

On prend  $h_g$  pour la poutre médiane égale:

$$h_g = 20\text{ cm}$$

➤ **Pour la poutre intermédiaire:**

On aura:

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3b_t - b_0}{2}$$
$$\frac{47 - 35}{2} \leq h_g \leq \frac{3(47) - 35}{2}$$

$$7,5\text{cm} \leq h_g \leq 11,25\text{cm}$$

On prend  $h_g$  pour la poutre d'about égal:  $h_g = 9\text{ cm}$

### III. 2.7. Table de compression

#### ➤ Largeur de table de compression «b0»

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité des poutres au déversement latéral, et elle est conditionnée par la largeur du hourdis. Elle est donnée par la condition suivante :

$$0,6H_p \leq b \leq 0,7 H_p$$

$$0,9 \leq b \leq 1,05$$

On prend :  $b = 1,03 \text{ m} \rightarrow b = 103 \text{ cm}$

#### ➤ Epaisseur de la table de compression

$10 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow$  Donc :  $e = 12 \text{ cm}$ .

### Caractéristiques géométriques de la poutre

On décompose la poutre en éléments simples pour faciliter les calculs.

Z: position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe  $\Delta$  situé à la base de la poutre.

( $\Delta$ ): l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

$I/\Delta$ : Moment d'inertie par rapport à  $\Delta$  tel que  $I/\Delta(\text{nette}) = I/\Delta(\text{brute}) - 10\% I/\Delta(\text{brute})$ .  $I_G$  : moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité.

$I_\Delta$ : Moment d'inertie de la section considérée par rapport à ( $\Delta$ ) tel que:

$$I_\Delta = I_G + B \times Z^2$$

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

$$I_G = \frac{bh^3}{12} \text{ (section rectangulaire)}$$

$$I_G = \frac{bh^3}{36} \text{ (section triangulaire)}$$

$I_G$ : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité:

$$I_G = I_\Delta - \frac{S^2}{B}$$

Avec:

$S_\Delta$ : Moment statique de la section considéré par rapport à ( $\Delta$ ).

R : Rayon de giration.

$$R = \frac{I_G}{B}$$

$\rho$ : Rendement géométrique de la section.

$$\rho = \frac{I_G}{B \times V \times V^{\alpha}}$$

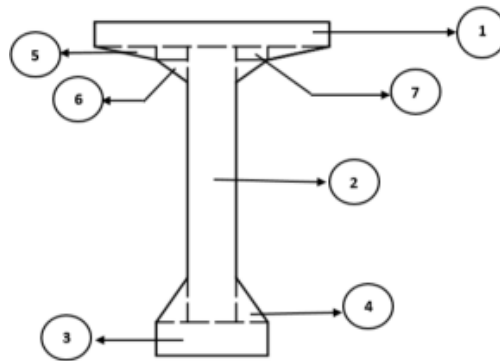
Avec:

$V$  et  $V^{\alpha}$  (Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre).

$$V = h_t - V^{\alpha}$$

$$V^{\alpha} = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

La numérotation des différents éléments utilise pour définir les caractéristiques géométriques des sections de la poutre (tableaux 1, 2 et 3) est présente en figure ci-dessous



*Figure III-2: Caractéristique géométrique de la poutre*

### **Caractéristique géométrique des sections brutes**

**Poutre sans hourdis**

**Section about**

*Figure III-3: Section d'about*

Les caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau III-1

**Tableau III-1: Calcul de l'inertie de la section ABOUT**

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>A</sub> = B x Z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> xcm)	I <sub>A</sub> = I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	Hp (cm)
1	103	11	1133	144,5	163718,50	11424,4167	23668748	150
2	28	5,4	151,2	137,333	20764,80	244,9440	2851944	
3	47	133,6	6279,2	69,5	436404,40	9339765,8027	39669872	
<b>Total</b>			7563,4		620887,70	9351435,163	66190563,399	

I <sub>G</sub>	V'	V	R <sup>2</sup>	ρ
15221219,4604	82,0911	67,9089	2012,4837	0,3610

Section médiane

**Figure III-4: Section médiane**

Les caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau II-1

**Tableau III-2: Calcul de l'inertie de la section médiane**

<b>Désignation</b>	<b>Largeur (cm)</b>	<b>Hauteur (cm)</b>	<b>B (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Z (cm)</b>	<b>S<sub>A</sub> = B x Z (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>I<sub>0</sub> (cm<sup>3</sup>xcm)</b>	<b>I<sub>A</sub> = I<sub>0</sub>+BxZ<sup>2</sup> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>Hp (cm)</b>
<b>1</b>	<b>103</b>	<b>11</b>	<b>1133</b>	<b>144,5</b>	<b>163718,50</b>	<b>11424,42</b>	<b>23668748</b>	<b>150</b>
<b>2</b>	<b>47</b>	<b>15</b>	<b>705</b>	<b>7,5</b>	<b>5287,50</b>	<b>13218,75</b>	<b>52875</b>	
<b>3</b>	<b>21</b>	<b>88</b>	<b>1848</b>	<b>77</b>	<b>142296,00</b>	<b>1192576,00</b>	<b>12149368</b>	
<b>4</b>	<b>10</b>	<b>6</b>	<b>120</b>	<b>136</b>	<b>16320,00</b>	<b>360,00</b>	<b>2219880</b>	
<b>5*2 (triang le)</b>	<b>31</b>	<b>6</b>	<b>186</b>	<b>137</b>	<b>25482,00</b>	<b>372,00</b>	<b>3491406</b>	
<b>6*2 (triang le)</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>100</b>	<b>129,66667</b>	<b>12966,67</b>	<b>555,5556</b>	<b>1681900,00086</b>	
<b>7*2 (triang le)</b>	<b>13</b>	<b>20</b>	<b>260</b>	<b>21,6666667</b>	<b>5633,33</b>	<b>5777,7778</b>	<b>127833,3333</b>	
<b>Tootal</b>			<b>4352</b>		<b>371704,00</b>	<b>1224284,5000</b>	<b>43392010,0009</b>	

<b>I<sub>G</sub></b>	<b>V'</b>	<b>V</b>	<b>R<sup>2</sup></b>	<b>ρ</b>
<b>11644798,6915</b>	<b>85,4099</b>	<b>64,5901</b>	<b>2675,7350</b>	<b>0,4850</b>

**Section intermédiaire**

**Figure III-5: Section intermédiaire**

Les caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau III.3

**Tableau III-3: Calcul de l'inertie de la section intermédiaire**

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>A</sub> = B x Z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> xcm)	I <sub>A</sub> = I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	Hp (cm)
1	103	11	1133	144,5	163718,50	11424,417	23668748	150
2	47	15	705	7,5	5287,50	13218,75	52875	
3	35	105,8	3703	77	285131,00	3454170,7433	25409258	
4	3	6	36	136	4896,00	108,00	665964	
5*2 (triangl e)	31	6	186	137	25482,00	372,00	3491406	
6*2 (triangl e)	3	3	9	132	1188,000	4,5000	156820,5000	
7*2 (triangl e)	6	9,2	55,2	17,999999	993,600	259,5627	18144,36068	
<b>Tootal</b>			<b>5827,2</b>		<b>486696,60</b>	<b>3479557,9727</b>	<b>53463215,2707</b>	

I <sub>G</sub>	V'	V	R <sup>2</sup>	ρ
12813575,5813	83,5215	66,4785	2198,9250	0,3960

**Poutre avec hourdis**

**Poutre intermédiaire**

**Tableau III-4: Inertie de la poutre intermédiaire avec hourdis**

Colonne1	désignation	dimention	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>A</sub> = B x Z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> xcm)	I <sub>A</sub> = I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	Hp (cm)	H dalle
section	Poutre		7563,4		620887,70	9351435,1633	66190563	150	25
d'about	Hourdi	160*25	4000	162,5	650000	195312,5	105820312,5		
	Poutre + Hourdi		11563,4		1270887,7	9546747,663	172010875,9		
section	Poutre		5827,2		486696,60	3479557,973	53463215		
Intermédiaire	Hourdi	160*25	4000	162,5	650000	195312,5	105820312,5		
	Poutre + Hourdi		9827,2		1136696,6	3674870,473	159283528		
section	Poutre		4352		371704,00	1224284,50	43392010		

médiane	Hourdi	160*25	4000	162,5	650000	195312,5	105820312,5		
	Poutre + Hourdi		8352		1021704	1419597	149212322,5		

<b>Colonne1</b>	<b>I<sub>G</sub></b>	<b>V'</b>	<b>V</b>	<b>R<sup>2</sup></b>	<b>P</b>
section d'about	32332619,86	109,906057	65,093943	2796,117047	0,390834723
section intermediaire	27803639,26	115,6684101	59,3315899	2829,253426	0,412259904
section médiane	24226802,43	122,3304598	52,6695402	2900,718682	0,450206205

## Poutre de rive

Tableau III-5: Inertie de poutre de rive avec hourdis

Colonnel	désignation	dimension	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>A</sub> = B x Z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> xcm)	I <sub>A</sub> = I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	Hp (cm)	H dalle
section	Poutre		7563,4		620887,70	9351435,1633	66190563	150	25
d'about	Hourdi	150*25	3750	162,5	609375	195312,5	99218750		
	Poutre + Hourdi		11313,4		1230262,7	9546747,663	165409313,4		
section	Poutre		5827,2		486696,60	3479557,973	53463215		
Intermédiaire	Hourdi	150*25	3750	162,5	609375	195312,5	99218750		
	Poutre + Hourdi		9577,2		1096071,6	3674870,473	152681965		
section	Poutre		4352		371704,00	1224284,50	43392010		
Médiane	Hourdi	150*25	3500	162,5	609375	195312,5	92218750		
	Poutre + Hourdi		7852		981079	1419597	142610760		

Colonne	I <sub>G</sub>	V'	V	R <sup>2</sup>	P
section d'about	31625807,92	108,7438524	66,25614758	2795,42913	0,387987373
section intermédiaire	27214825,97	114,4698387	60,53016126	2842,220107	0,410199197
section médiane	23810956,96	121,0909652	53,90903481	2938,898662	0,450206037

### Sections géométriques des sections nettes

Les attributs des sections nettes se déduisent à partir de ceux des sections brutes en tenant compte que les perforations des armatures longitudinales n'entrent pas en jeu dans la résistance bien qu'elles soient destinées à être remplies de mortier injecté on peut effectuer cette déduction de manière forfaitaire.

5 % de la section brute B nette = 0,95 B brute.

10% du moment d'inertie I nette=0,90 I brute.

8% du moment statique S nette = 0,92 S brute.

**Tableau III-6:Section géométrique des section nettes**

<i>Colonne1</i>	<i>Colonne 2</i>	<i>Colonne3</i>	<i>Colonne4</i>	<i>Colonne5</i>	<i>Colonne6</i>	<i>Colonne 7</i>	<i>Colonne8</i>	<i>Colonne 9</i>	<i>Colonne10</i>
		<i>Rive et inter médiane</i>							
		<i>Rive et inter médiane</i>							
<i>B (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>7185,23</i>	<i>5535,84</i>	<i>4134,4</i>	<i>10985,23</i>	<i>9335,84</i>	<i>7934,4</i>	<i>10747,73</i>	<i>9098,34</i>	<i>7696,9</i>
<i>S<sub>Δ</sub> (cm<sup>3</sup>)</i>	<i>571216,684</i>	<i>447760,8719</i>	<i>341967,68</i>	<i>1169216,684</i>	<i>1045760,872</i>	<i>939967,68</i>	<i>1131841,684</i>	<i>1008385,872</i>	<i>902592,68</i>
<i>I<sub>0</sub> (cm<sup>4</sup>)</i>	<i>9351435,163</i>	<i>3479557,9727</i>	<i>371704,00</i>	<i>9546747,663</i>	<i>3674870,473</i>	<i>1419597</i>	<i>9546747,663</i>	<i>3674870,473</i>	<i>1419597</i>
<i>I<sub>G</sub> (cm<sup>4</sup>)</i>	<i>13699097,51</i>	<i>11532218,02</i>	<i>10480318,82</i>	<i>29099357,87</i>	<i>25023275,34</i>	<i>21804122,19</i>	<i>28463227,13</i>	<i>24493343,38</i>	<i>21429861,26</i>
<i>V' (cm)</i>	<i>82,09108337</i>	<i>83,52151976</i>	<i>85,4099265</i>	<i>109,906057</i>	<i>115,6684101</i>	<i>122,3304598</i>	<i>108,7438524</i>	<i>114,4459341</i>	<i>121,0909652</i>
<i>V (cm)</i>	<i>67,90891663</i>	<i>66,47848024</i>	<i>64,5900735</i>	<i>65,09394296</i>	<i>59,33158988</i>	<i>52,66954023</i>	<i>66,25614758</i>	<i>60,5306126</i>	<i>53,90903481</i>
<i>r<sup>2</sup> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>1811,235359</i>	<i>1979,032472</i>	<i>2408,161494</i>	<i>2516,505342</i>	<i>2546,328083</i>	<i>2610,646814</i>	<i>2515,886217</i>	<i>2557,998097</i>	<i>2645,008796</i>
<i>ρ (%)</i>	<i>0,34200188</i>	<i>0,375188782</i>	<i>0,459502497</i>	<i>0,370264474</i>	<i>0,390562015</i>	<i>0,426511142</i>	<i>0,367566985</i>	<i>0,388609765</i>	<i>0,426510982</i>

### Conclusion

Le prédimensionnement de la poutre fournit des dimensions initiales essentielles pour garantir sa performance structurelle. Ces estimations préliminaires servent de base pour les analyses détaillées et optimisent le processus de conception.

Et notre ouvrage comporte:

- L'épaisseur de la dalle est de 25 cm, la hauteur de la poutre est de 1.5 m.
- L'épaisseur de l'âme est de 50 cm à l'about, de 21 cm pour la section médiane et de 35 cm pour la section intermédiaire.

# Chapitre IV:

## Calcul des Charges et Surcharges

---

## **IV.1. Introduction**

Ce chapitre traite de l'évaluation des charges et surcharges indispensables pour déterminer les moments qui n'affectent l'ouvrage en question. Ce calcul est effectué en accord avec le règlement R.C.P.R 2008.

### **Caractéristiques du pont**

#### **Largeur roulable «Lr»**

La largeur roulable de notre pont est de :  $L_r = 7.6\text{m}$

#### **Largeur chargeable «Lc»**

Elle est réduite à partir de la largeur roulable, si :

- Il n'y a pas de barrières ou glissières:

$$L_c = L_r$$

La largeur chargeable de notre pont est de :  $L_c = L_r = 7.6\text{m}$

#### **Classe du pont**

On distingue trois classes de ponts, en fonction de leur largeur roulable qui sont les suivantes :

**Tableau IV-1: Classe de pont**

<b>La classe</b>	<b>La largeur roulable</b>
1	$L_r \geq 7\text{m}$
2	$5,5\text{m} < L_r < 7\text{m}$
3	$L_r \leq 5,5\text{m}$

Comme la largeur roulable "Lr" du pont est supérieure à 7m, donc selon le règlement R.C.P.R 2008, notre pont est de classe 1.

**Nombre de voies «N»**

On déduit le nombre de voies N du pont par la relation suivante :

$$n = \text{int} \left( \frac{Lc}{3} \right) = \text{int} \left( \frac{7.6}{3} \right) = 2.5 \rightarrow \text{Donc on a 2 voies}$$

**Largeur d'une voie «Lv »**

Elle correspond à la relation entre la largeur chargeable et le nombre de voies:

$$Lv = \frac{Lc}{N} = \frac{7.6}{2} = 3,8\text{m}$$

Les différentes caractéristiques de ce pont sont mentionnées dans le tableau suivant:

**Tableau IV-2: Caractéristiques du pont.**

<b>Caractéristiques du pont</b>	
<b>Largeur roulable (m)</b>	7.6
<b>Largeur chargeable(m)</b>	7.6
<b>Classe du pont</b>	1
<b>Nombre de voies</b>	2
<b>Largeur de la voie(m)</b>	3,8

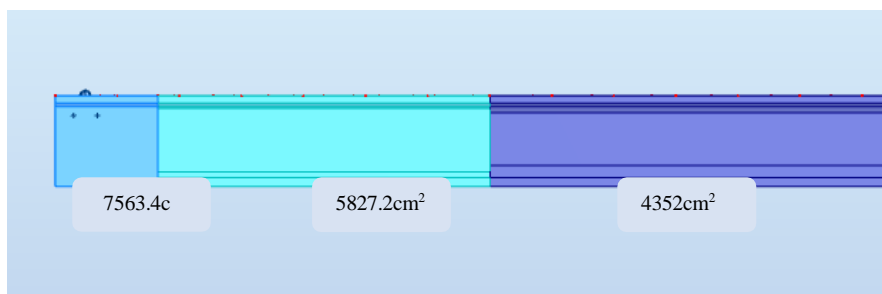
**Evaluation des charges**

**Actions permanentes**

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse (CP) et les compléments de charges permanentes (CCP) des éléments non porteurs.

**Charges permanentes(CP)**

**Poids propre de la poutre**



**Figure IV-1: Variation de surface des sections de la poutre**

L'inclinaison du gousset doit avoir 45°:

$S_1 = 7563 \text{ cm}^2$  section about.

$S_2 = 5827.2 \text{ cm}^2$  Section intermédiaire.

$S_3 = 4352 \text{ cm}^2$  Section médiane.

Demi-différence de l'âme:

$$a_1 = \frac{47 - 35}{2} = 6 \text{ cm}$$

$$a_2 = \frac{35 - 21}{2} = 7 \text{ cm}$$

### ➤ Section d'about (L1)

La section d'about d'après CALGARO les abouts des poutres présentent généralement un débord de l'ordre de 50 à 60 cm par rapport à l'axe des lignes d'appui. Ainsi on peut écrire que :

$$L_1 \cong L_n + 1.20 \text{ m}$$

$L_n$ : c'est la distance entre l'axe d'appareil d'appui et l'extrémité de la poutre.

$$L_1 \cong 0.50 + 1.20$$

$$L_1 = 1.70 \text{ m}$$

### ➤ Section intermédiaire (L2)

$$L' = 2(L_2 + a_2) + L_3 = L_{\text{total}} - 2(L_1 + a_1) \Rightarrow 33.40 - 2(1.70 + 0.06) = 29.88 \text{ m}$$

$L' = 29.85 \text{ m} \Rightarrow L'$ : La longueur de deux sections (intermédiaire et médiane).

Section intermédiaire :

$$L_2 = L' / 4$$

$$L_2 = 29.88 / 4$$

$$L_2 = 7.47 \text{ m}$$

### ➤ Section médiane (L3)

$$L' = 2(L_2 + a_1) + L_3$$

$$L_3 = L' - 2(L_2 - a_2)$$

$$L_3 = 29.88 - 2(7.47 + 0.07)$$

$$L_3 = 14.80 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } L_1 = 1.715 \text{ m; } L_2 = 7.46 \text{ m; } L_3 = 15.05 \text{ m}$$

Section équivalente de la poutre

$$S_p = \frac{1}{L} \left[ 2 \times \left( L_1 \times S_1 + \frac{S_1 + S_2}{2} \times a_1 \right) + 2 \times \left( L_2 \times S_2 + \frac{S_2 + S_3}{2} \times a_2 \right) + L_3 \times S_3 \right]$$

$$S_p = \frac{1}{33.40} \left[ 2 \times \left( 1.70 \times 0.75634 + \frac{0.75634 + 0.58272}{2} \times 0.06 \right) + 2 \times \left( 7.47 \times 0.58272 + \frac{0.58272 + 0.4352}{2} \times 0.07 \right) + 14.8 \times 0.4352 \right] = 0.535 \text{ m}^2$$

➤ Le poids propre de la poutre

$$P_p = \gamma_b \cdot S_p$$

$$P_p = 2.5 \times 0.535 = 1.337 \text{ t/ml}$$

$$P_p = 1.337 \text{ t/ml}$$

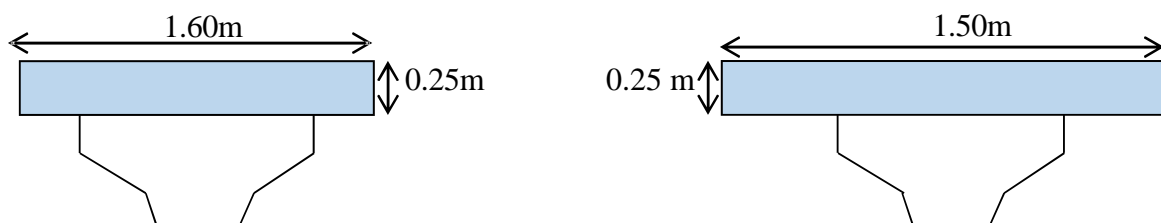
➤ Le poids de toutes les poutres

$$P_{pt} = 8 \times 1.337$$

$$P_{pt} = 10.696$$

#### Calcul du poids de la dalle (hourdis)

Les dimensions de la dalle sont :



**Figure VI-2: Poutre intermédiaire et poutre de rive**

Épaisseur de la dalle est de 25cm

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

$$Pr = 0.25 \times 1.50 \times 2.5 \times 1 = 0.94 \text{ t/ml}$$

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

$$Pi = 0.25 \times 1.60 \times 2.5 \times 1 = 1 \text{ t/ml}$$

• Le poids propre de la dalle  $P_d$  :

$$P_d = (6 \times Pi) + (2 \times Pr)$$

$$P_d = (6 \times 1) + (2 \times 0.94) = 7,88 \text{ t/ml}$$

$$P_d = 7,88 \text{ t/ml}$$

• Le poids total des éléments porteurs:

$$CP = (P_{\text{total poutres}} + P_{\text{dalle}}) \times L$$

$$CP = (10.696 + 7,88) \times 33.40$$

$$= 620.438 \text{ t}$$

### Calcul du complément des charges permanentes (CCP)

#### Poids du revêtement:

L'épaisseur du revêtement en béton bitumineux, de masse volumique de 2.2 t/m<sup>3</sup>, est de e=8cm.

$$P_r = e_r \times L_r \times \rho_{BB}$$

$$P_r = 0.08 \times 7.6 \times 2.2$$

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

#### Poids de l'étanchéité :

Le poids d'étanchéité se calcul par la formule suivante:

$$P_{et} = E_{et} \times L_r \times P_{et}$$

$$P_{et} = 0.005 \times 7.6 \times 2.2$$

$$P_{et} = 0.08 \text{ t/ml}$$

**Poids de la corniche**

$$P_c = 0.2088 \times 2.5$$

$$P_c = 0.522 \text{ t/ml}$$

**Le poids propre du garde-corps**

Le poids du garde-corps est:

$$PGC = 0,10 \times 2$$

$$PGC = 0.2 \text{ t/ml}$$

**Trottoir**

La surface du trottoir vaut :  $S_t = 0.504 \text{ m}^2$

$$P_t = 2.5 \times 0.504 = 1.26 \text{ t/ml.}$$

**Le poids des éléments non porteurs**

$$CCP = (P_r + P_{et} + P_c + P_{gc} + P_{tr}) \times L$$

$$CCP = (1.34 + 0.005 + 0.522 + 0.2 + 1.26) \times 33.40$$

$$CCP = 111.12 \text{ t}$$

Le poids des éléments non porteurs vaut donc:

$$CCP = 111,12 \text{ t}$$

**Poids total des actions permanentes**

$$G_{\text{Totale}} = CP + CCP$$

$$G_{\text{Totale}} = 622.438 + 111,12$$

$$G_{\text{Totale}} = 733,558 \text{ t}$$

**Actions dues au Traffic**

Les charges sont déterminées à l'aide de règlement RCPR 2008.

**Système de charge A**

Le système A se compose d'une charge uniformément dans l'intensité dépend de la longueur L chargée est donne par la formule suivante :

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

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} = 230 + \frac{36000}{33.4 + 12} = 1022,95 \text{ Kg/cm}^2 = 1,02295 \text{ t/m}^2$$

Pour notre cas  $a_1 = 0,90$

$$a_2 = \frac{lv}{lv_0}$$

$LV_0$ : En fonction de classe de pont

**Tableau IV-3: Valeur de  $LV_0$**

1ere classe	2eme classe	3eme classe
3.5m	3m	2.75m

$$V = 3,5 \text{ m}$$

□

**Tableau IV-4: Valeurs de  $A(L)$  en fonction du nombre de voies chargées.**

Nombre de voies	$A(L)(t/m^2)$	$a_1$	$a_2$	$L_v (m)$	$A(t/m)$
<b>1</b>	1,02295	1	1	3,5	3.58
<b>2</b>	1,02295	1	1	7	7.161
<b>3</b>	1,02295	0,9	1	10,5	10.74

### Systèmes de charge B

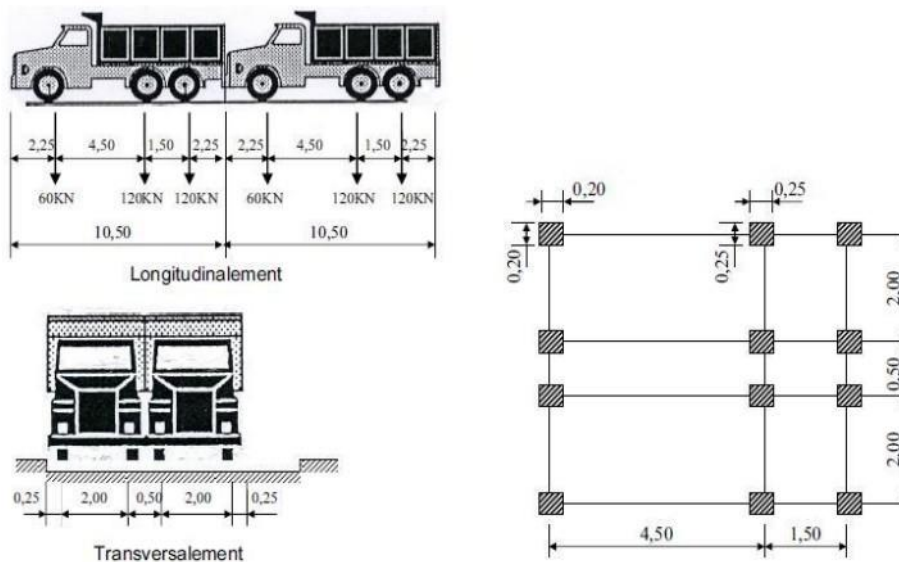
Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Système Bc : se compose de camions types.
- Système Br : se compose d'une roue isolée.
- Système Bt : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandem.

Les systèmes Bc et Br s'appliquent dans tous les cas et pour toutes les classes tandis que le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

### Système de charge Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux ; tous à roues simples et munies de pneumatiques. Les caractéristiques de ce type sont clarifiées dans la figure ci-dessous :



**Figure VI-3: Système de charges Bc.**

## Chapitre IV: Calcul des Charges et Surcharges

Selon le RCPR 2008, la masse totale du camion est 30t, le nombre de camion par fil est limité à deux.

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

-Un essieu avant de 6t.

-Deux essieux arrières de 12t chacune.

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

**Tableau IV-5: Système de charge 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

**Tableau IV-6: Valeur de bc**

Classe du pont	Nombre de voies				
	1	2	3	4	5
1	1.2	1.1	0.95	0.80	0.70
2	1	1	-	-	-
3	1	0.80	-	-	-

Notre pont est de la 1ere classe avec 02 voies.

Coefficient de majoration dynamique  $\delta$ :

D'après l'article 6.2.1.1 du R.C.P.R 2008, pour le calcul des charges permanentes on a pris en considération le coefficient de majoration pour ce système. Il est déterminé par la formule suivante :

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

G: poids total du tablier = 733,963t

Q: la charge du véhicule pondéré

$$Q = \max\{B_c \times b_c \times n \times 2; B_t \times b_t \times n \times 2; B_r\}$$

$$Q = \max\{30 \times 1.1 \times 2 \times 2; 16 \times 1 \times 2 \times 2; 10\}$$

$$Q = \max\{132t; 64t; 10t\}$$

$$Q = 132t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2(33.40)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{733.963}{132}}$$
$$\delta = 1.07$$

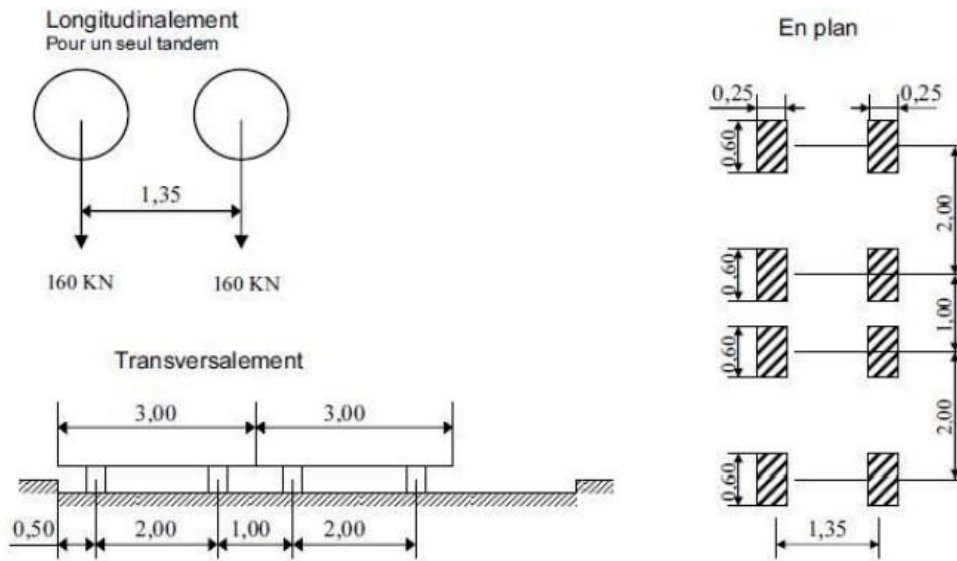
### Système de charge Bt

Ce système est appliqué seulement pour des ponts du 1ere et 2eme classe, constitué d'un tandem qui comporte deux essieux (2x16t), tous deux à roue simple munies de pneumatiques, répondant aux caractéristiques suivantes :

Charge portée par chaque essieu 160KN.

Distance des deux essieux 1,35 m.

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2m.



**Figure VI-4: Système Bt**

Le tableau VI-7 sont les valeurs du coefficient bt:

**Tableau VI-7 Coefficient bt**

Classe du pont	bt
Première classe	1
Deuxième classe	0,9

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2(33.40)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{733.963}{64}}$$

Avec:

$$S = 32 \times bt \times n \quad \square$$

$$bt = 1$$

$$S = 32 \times 1 \times 2$$

$$S = 64t$$

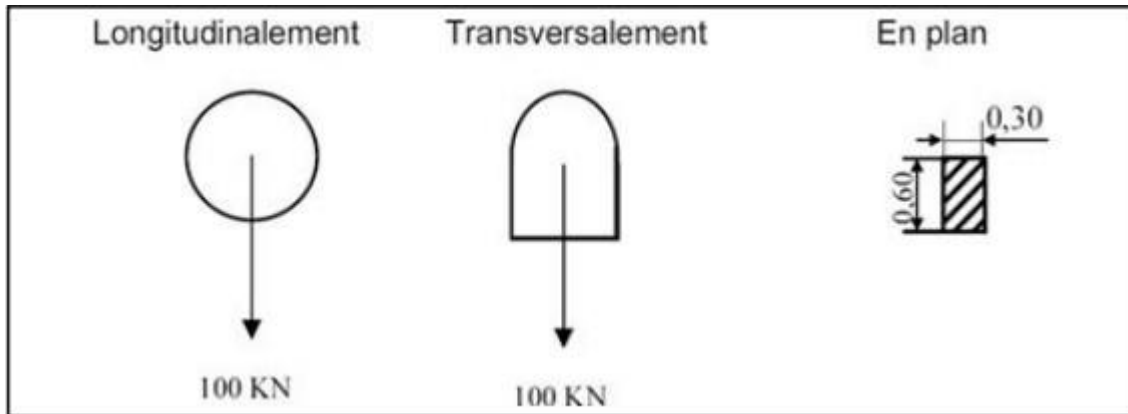
$$\delta_{bt} = 1.06$$

**Système de charge Br**

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 10t. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée,

peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.



**Figure VI-5: Système de charge Br.**

Le coefficient de majoration dynamique  $\square br$  est égal a

$$\square br = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 33.40} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{738.6}{10.60}}$$

$$Br = 1,05$$

$$Br = \square br \times br$$

$$Br = 10 \times 1,06$$

$$Br = 10,60t$$

**Système de charge militaire Mc120**

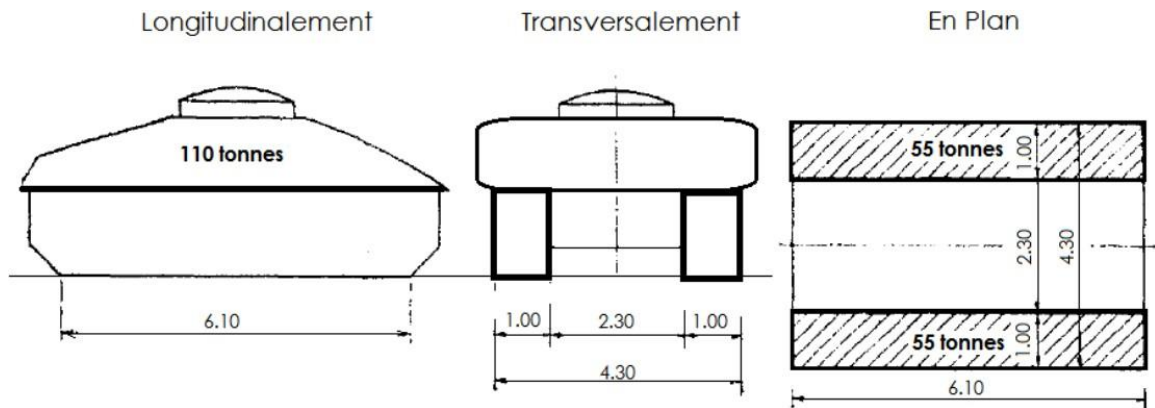


Figure VI-6: Système de charge Mc120

$$Mc120 = 110t$$

La charge Mc120 est:

$$Q_{Mc120} = 110 / 6,10$$

$$Q_{Mc120} = 18,03t/m$$

Coefficient de majoration dynamique  $\square Mc120$ :

$$\square Mc120 = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{s}}$$

$$\square Mc120 = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 33.40} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{733.6}{110}}$$

$$\square Mc120 = 1,07$$

$$M_c120 = Q_{Mc120} \times \delta_M$$

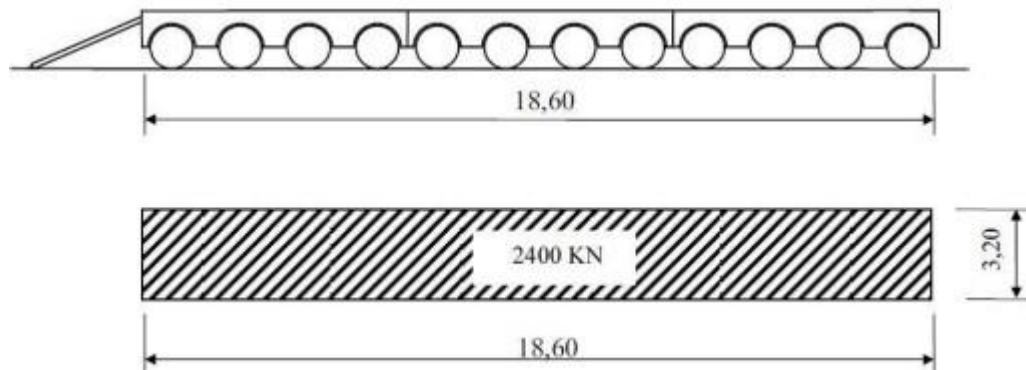
$$c Mc120 =$$

$$18,03 \times 1,07$$

$$M_c120 = 19,33t/m$$

### Convoi exceptionnel D240

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long (Figure IV-7).



**Figure IV-7: Convoi D240**

Poids par mètre linéaire:

$$Q_{D240} = \frac{240}{18,60}$$

$$Q_{D240} = 12,90 \text{ t/m}$$

Poids par mètre carré:

$Q$

$$Q_{D240} = 4,03 \text{ t/m}^2$$

### **Autres charges**

#### **Surcharge sur trottoir**

D'après (RCPR 2008)

Le trottoir chargé donne:

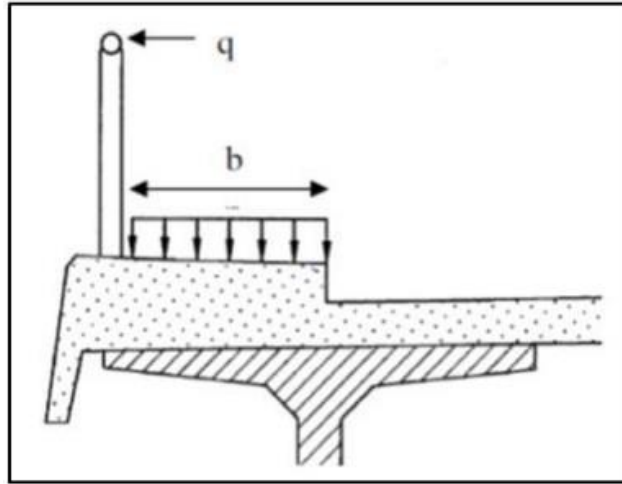
$$P_{tr} = 0,15 \times 2,50$$

$$P_{tr} = 0,375 \text{ t/ml}$$

#### **Charge sur les garde-corps**

Sur la main courante d'un garde-corps pour piétons se applique une charge horizontale perpendiculaire à la lisse supérieure et uniformément répartie d'intensité  $P_g$  (Figure IV-7). Celle-ci est donnée en fonction de la largeur utile  $b$  du trottoir, et est exprimée en mètre linéaire, soit :

$$P_g = 0,5(1+b) = 0,5(1+0,5) = 0,75 \text{ t/ml}$$



*Figure IV-8 : Charges sur garde-corps.*

**Charge du vent**

Les efforts engendrés par le vent sont introduits dans les calculs comme une pression horizontale.

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

- $2000\text{N/m}^2$  pour les ouvrages en service.
- $1250\text{N/m}^2$  pour les ouvrages en cours de construction.

### Charge thermique

La différence de température est prise en compte dans les calculs comme suite:

- $T = \pm 30^\circ\text{C}$
- Coefficient de dilatation du béton armé:  $\alpha = 1,1 \times 10^{-5}\text{C}^{-1}$

Les variations linéaires de température ont une influence uniquement sur le calcul des joints étant donné que le tablier n'est pas sollicité de façon significative.

### Conclusion

Après avoir calculé les réductions dues aux charges et surcharges appliquées à notre ouvrage, nous sommes prêts à passer à l'étape suivante : la modélisation détaillée. Celle-ci permettra d'intégrer toutes les variables essentielles pour assurer la précision et la fiabilité de notre conception.

# Chapitre V :

## Modélisation du Tableau

## Introduction :

Le logiciel Autodesk ROBOT Structural 2021 offre la possibilité de réaliser des analyses diversifiées et complètes y compris des études statique dynamique linéaires et non linéaire. Cet instrument est indispensable pour simuler de manière précise le comportement des structures dans diverses condition.

## Présentation du logiciel :

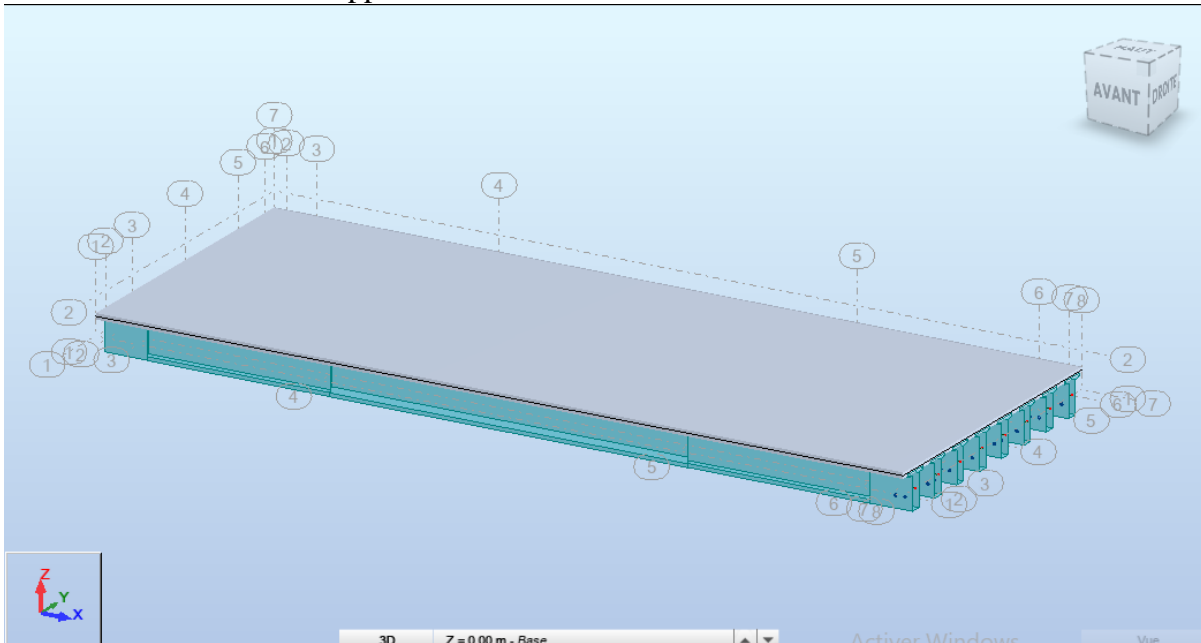
ROBOT structure est un programme dédié a l'analyse et a l'optimisation des structure . il emploie la technique d'analyse par elements finis pour examiner les structures planes et tridimensionnelles.

## Les étapes de modélisation:

la modélisation s'effectue come suit :

### Etape1: Définition des éléments :

- Choix des unités, normes et matériaux utilisés.(Kn ,m), normes (BAEL91) et matériaux utilisés (Béton  $f_{c28}=35\text{MPa}$ ).
- Définition des lignes de construction.
- Importation des différentes sections de la poutre de l'AUTOCAD.
- Définition des poutres comme élément barre.
- Définition de la dalle comme élément panneau.
- Définition des appuis.



*Figure V-1: Définition des poutres , dalle , appuis.*

### Etape2: Affectation des charges et surcharges :

L'affectation des charges permanentes CP et sur charges :

- Poids des revêtements
- Poids des corniches
- Poids du garde-corps
- Surcharges  $B_c, D240, Mc120$

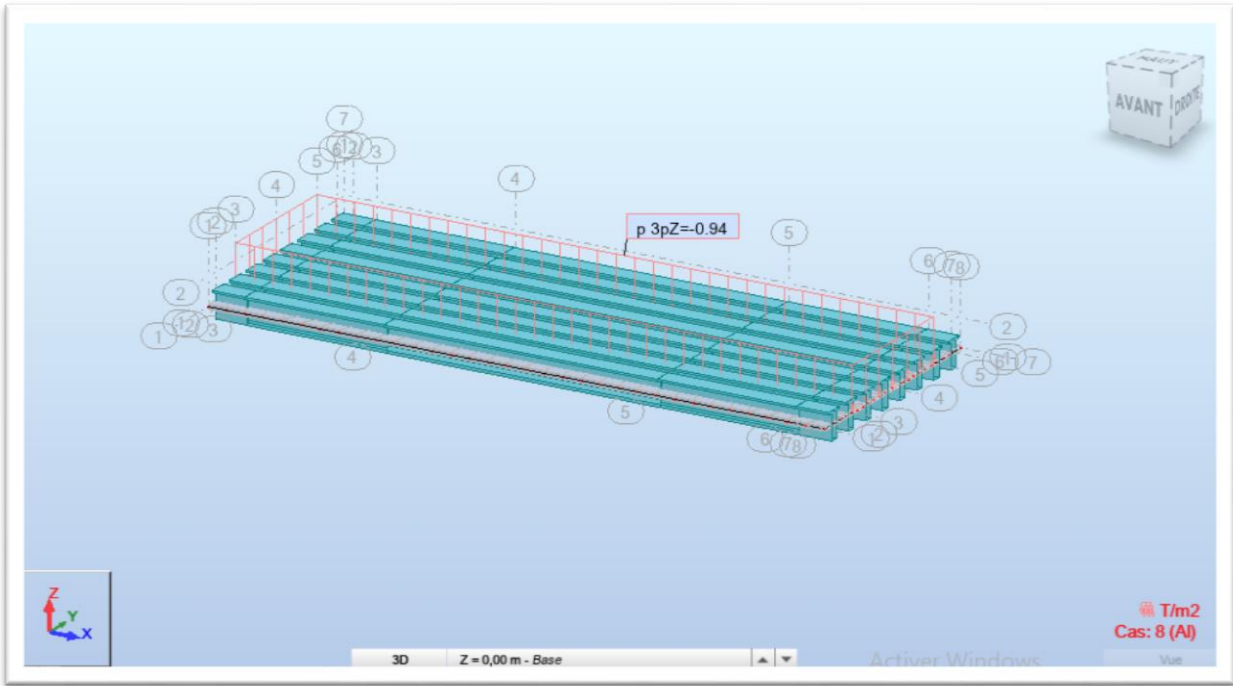
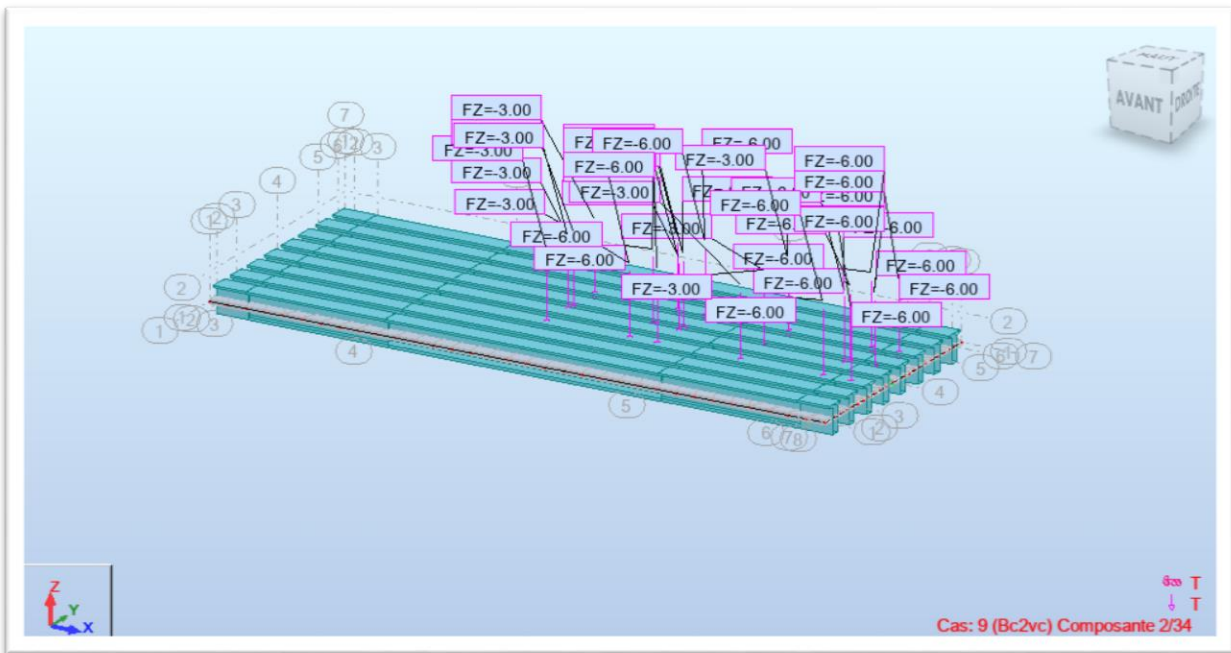
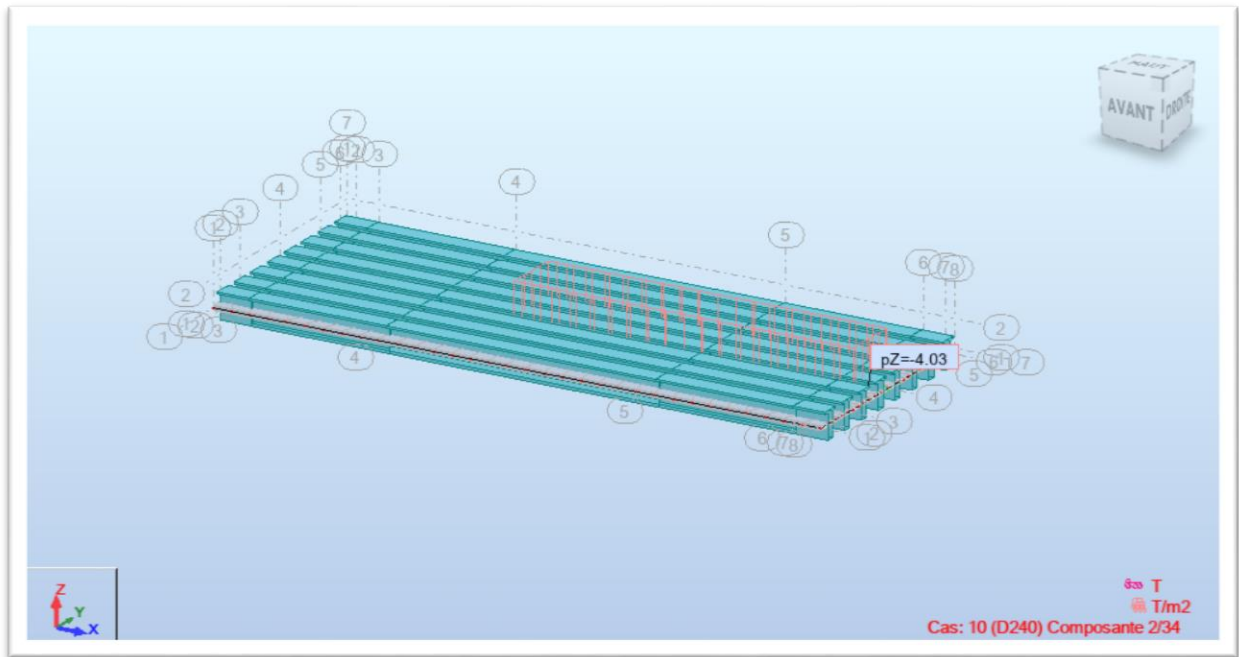


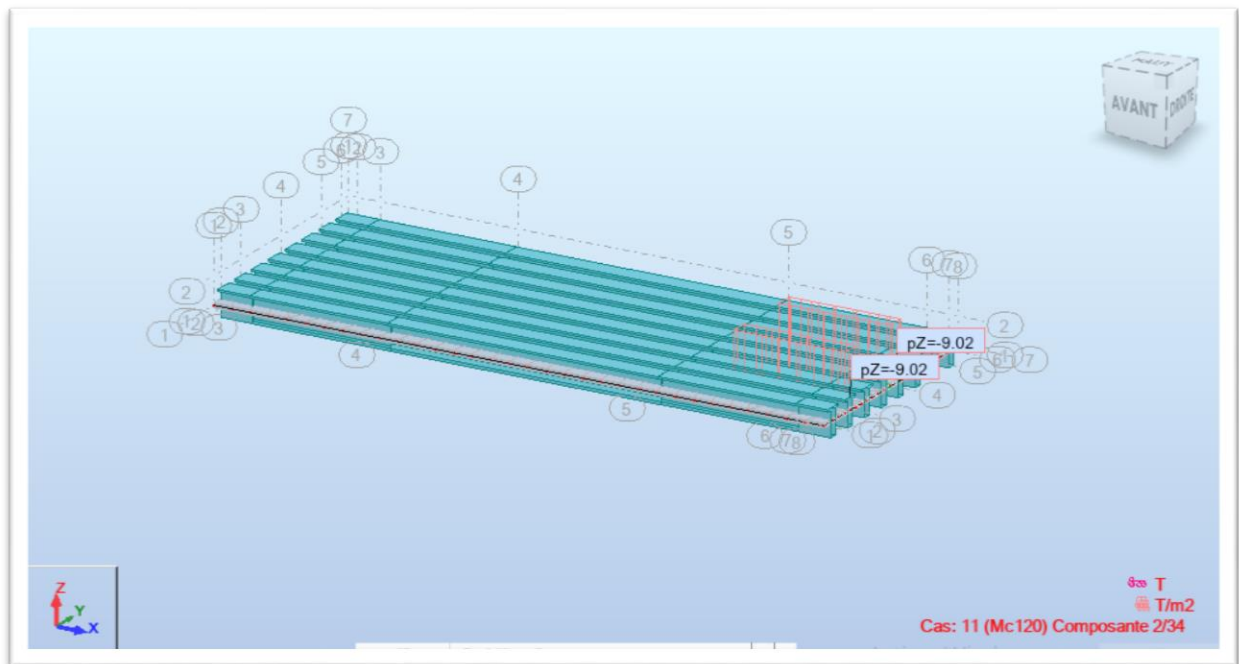
Figure V-3 :  
Charges A(I)

Figure V-4: Charge BC2VC





**Figure V-6:Charge D240.**



**Figure V-7:Charge Mc120.**

**Etape3: Définition des combinaisons de charges :**

Les différentes combinaisons de charges susceptibles sont dans le tableau suivant :

Etats	Combinaisons
-------	--------------

ELU:A, Bc,D240,Mc120	$1,35G+1,6(Qt+AL)$
	$1,35G+1,6(Qt+Bc)$
	$1,35(G+Mc120)$
	$1,35(G+D240)$
ELS:A,Bc, D240,Mc120	$G+1,2(Qt+AL)$
	$G+1,2(Qt+ Bc)$
	$G+D240$
	$G+Mc120$

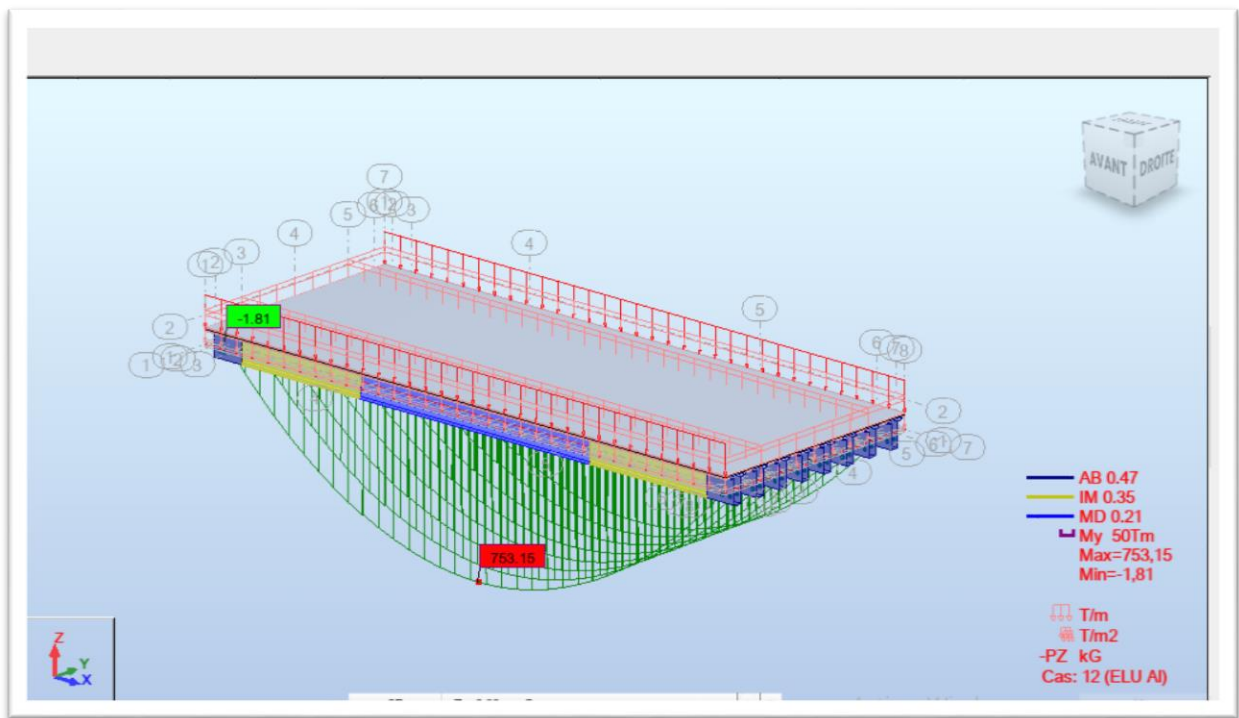
**Tableau V-1: Les différentes combinaisons de charges**

**Résultats des moments et effort tranchant :**

**Moment et effort tranchant a l'ELU :**

le moment fléchissant et l'effort tranchant maximal sont obtenue par la combinaison la plus défavorable

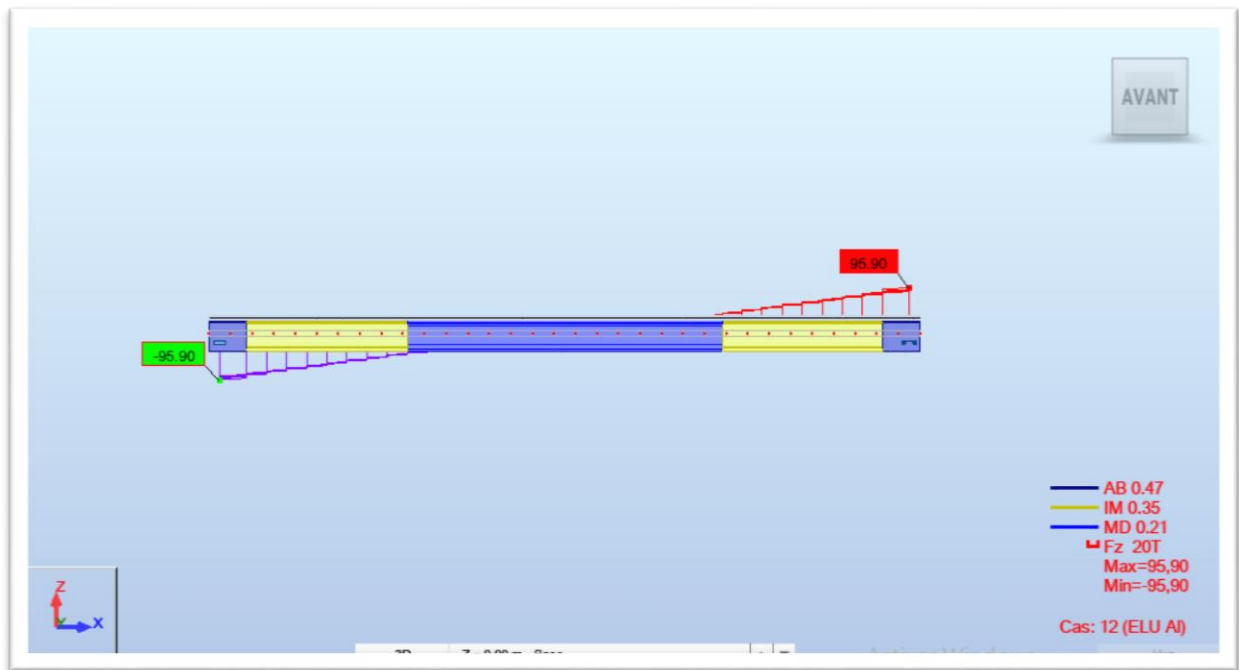
La figure ci-dessous présenté la valeur maximale de l'effort tranchant a l'ELU sous charge AL :



**Figure V-8: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sous charge Al**

Le moment fléchissant ELU est donc  $\rightarrow M_{max} = 753.15 \text{ T.m}$

La figure cidesous presente la valeur maximale de l'effort tranchant a l'ELU sous charge

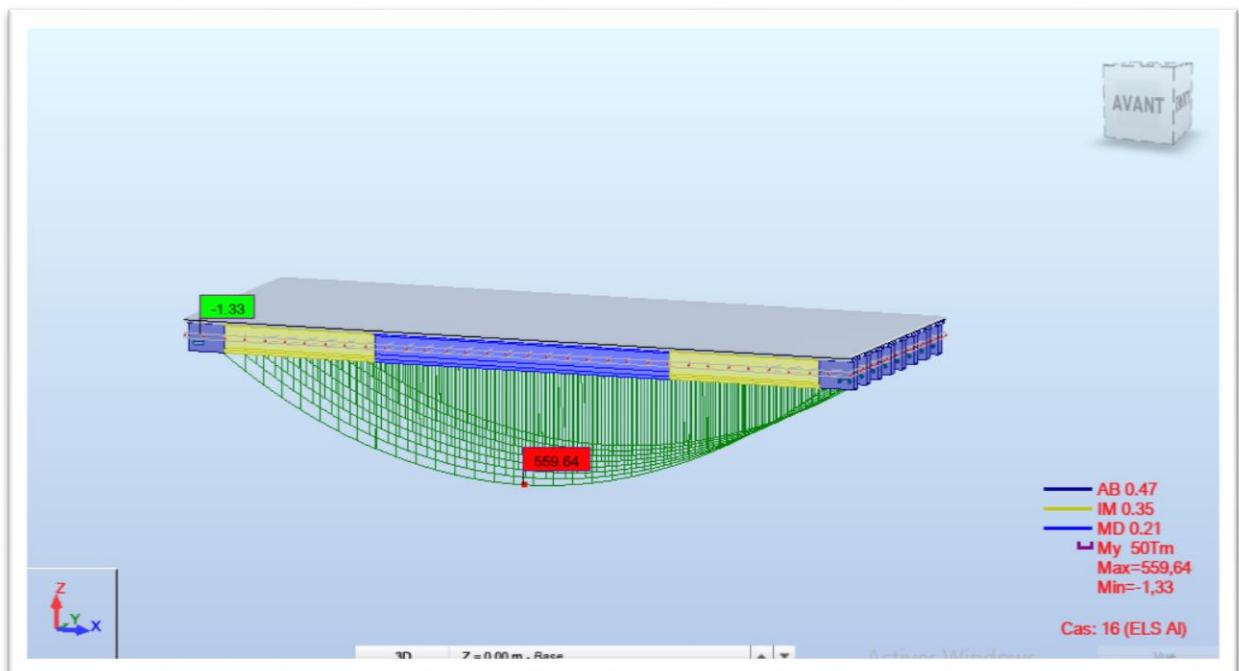


**FigureV-9: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sous charge Al.**

L'effort tranchant maximal est donc  $\rightarrow T_{\max} = 95t$ .

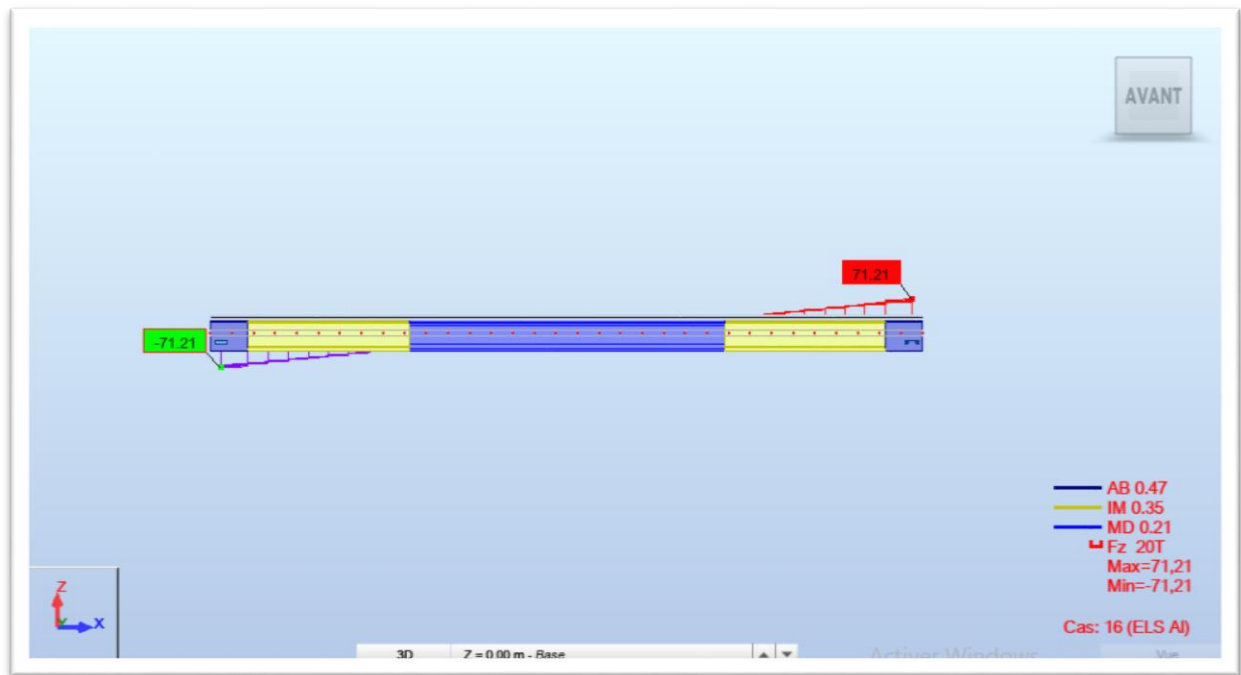
**Moment et effort tranchant à l'ELS :**

Le moment fléchissant et l'effort tranchant maximal sont obtenus par la combinaison la plus défavorable à l'ELS :



**FigureV-10 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS sous charge Al**

Le moment fléchissant max est donc  $\rightarrow M_{\max} = 559.64T.m$



**Figure V-11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sous charge D240+**

L'effort tranchant a l'ELS est donc  $\rightarrow T_{\max}=71.21T$

**Conclusion :**

en utilisant le programme robot structural analysis professional 2021 nous avons déterminer les pics critiques de moments fléchissant et d'efforts tranchants aux l'ELU et l'ELS. sur la base de ces résultats nous sommes maintenant capable de calculer le renforcement des composants structurels du tablier et d'assurer leur conformité avec les normes de sécurité et de performance a l'ELU et l'ELS .

# Chapitre VI :

## Etude duPlatelage

## Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé utilisée comme revêtement pour le pont. Cette dalle est conçue pour accueillir la couche de roulement, les surcharges et pour les transférer aux poutres.

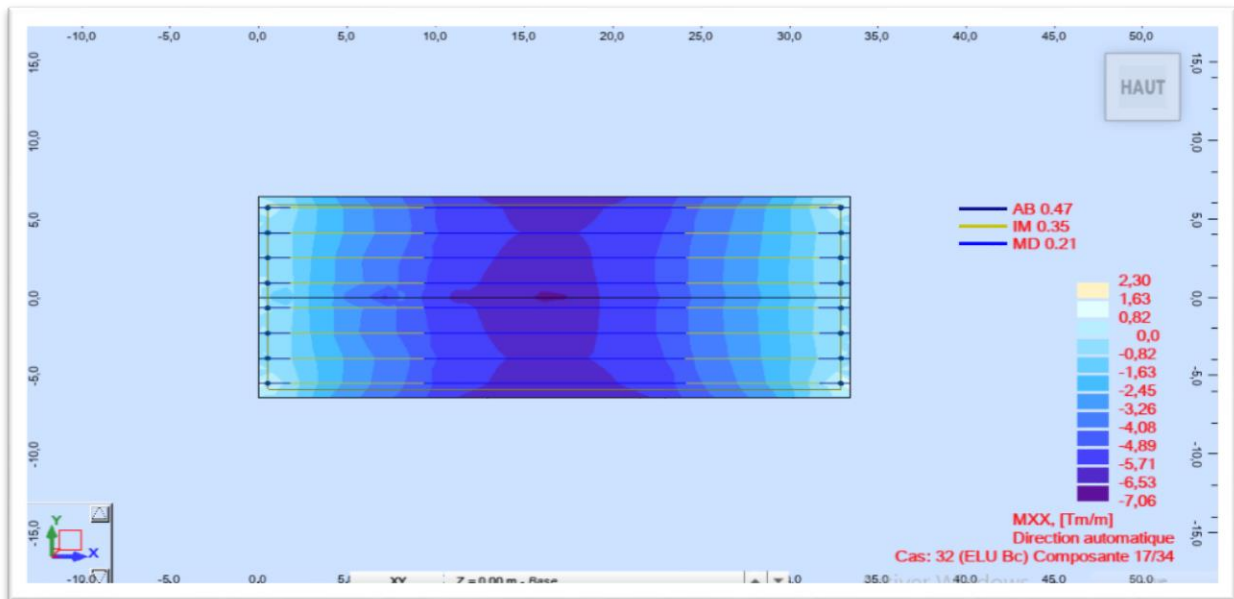
## Ferraillage de la dalle :

La dalle fonctionne en flexion simple pour son renforcement. On envisage une bande rectangulaire de 1 m de large et de hauteur  $h$  correspondant à l'épaisseur de la dalle.

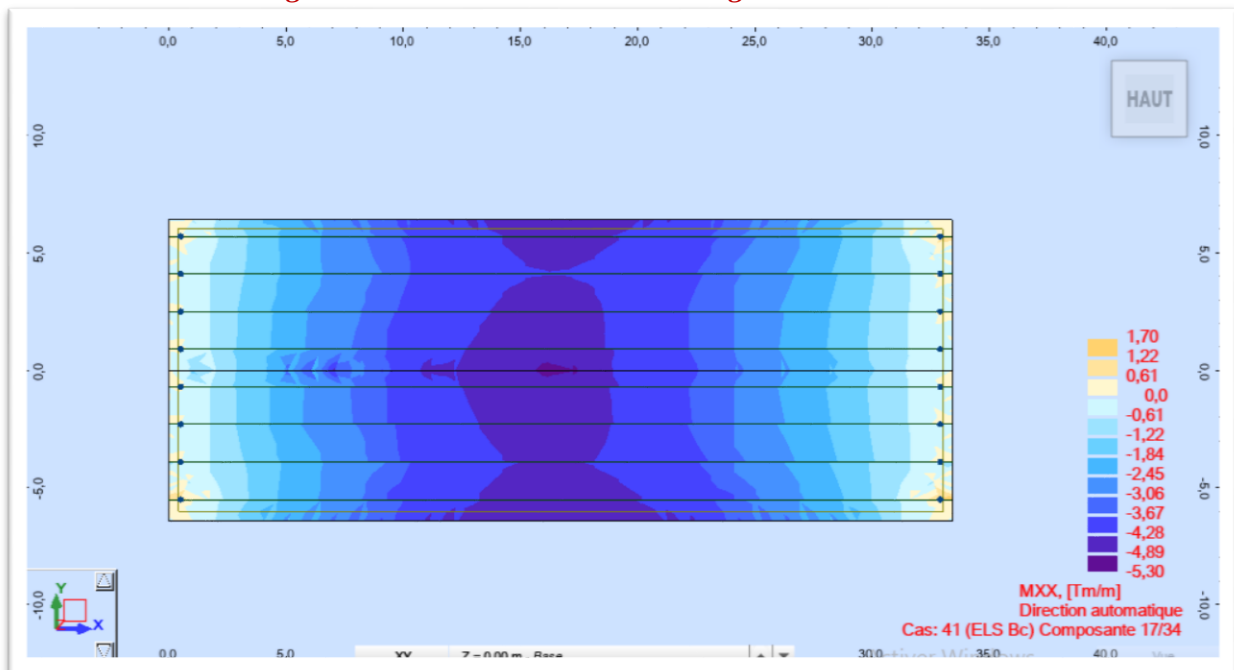
Suite à la modélisation de la dalle, les résultats obtenus concernant les moments de flexion et les efforts tranchants dans le sens longitudinal et transversal sont présentés ci-dessous.

## Flexion dans le sens longitudinal :

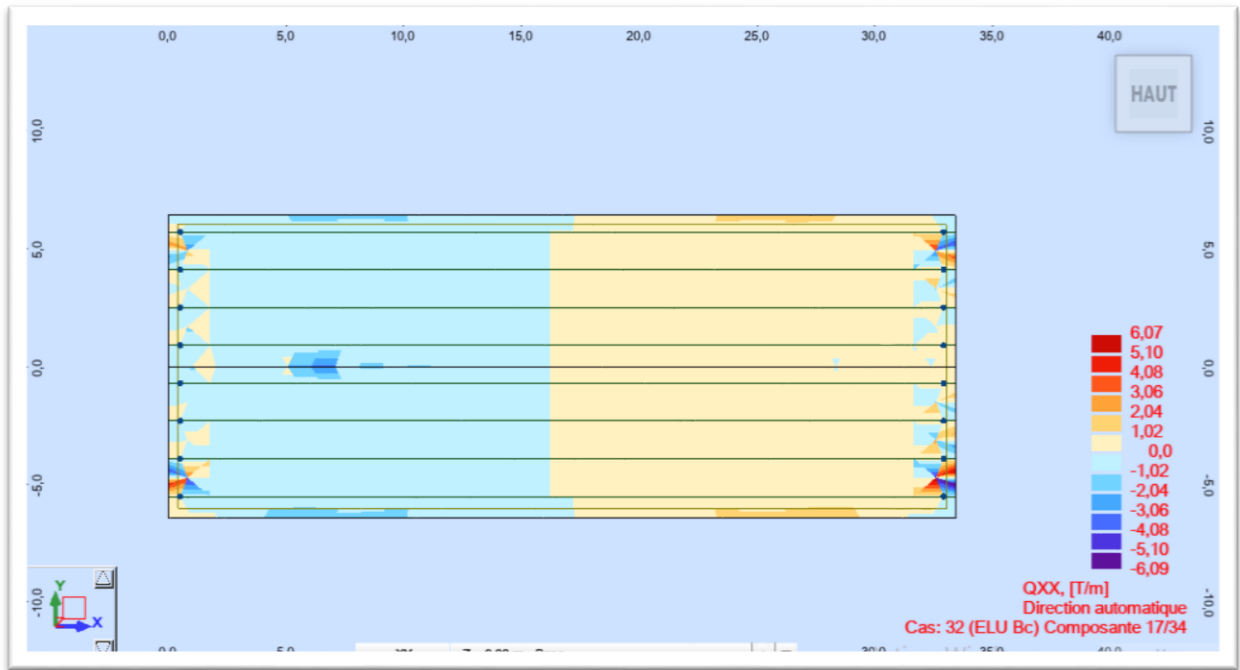
Les figures présentent respectivement les moments de flexion et d'effort tranchant max à l'ELU et à l'ELS dans le sens longitudinal :



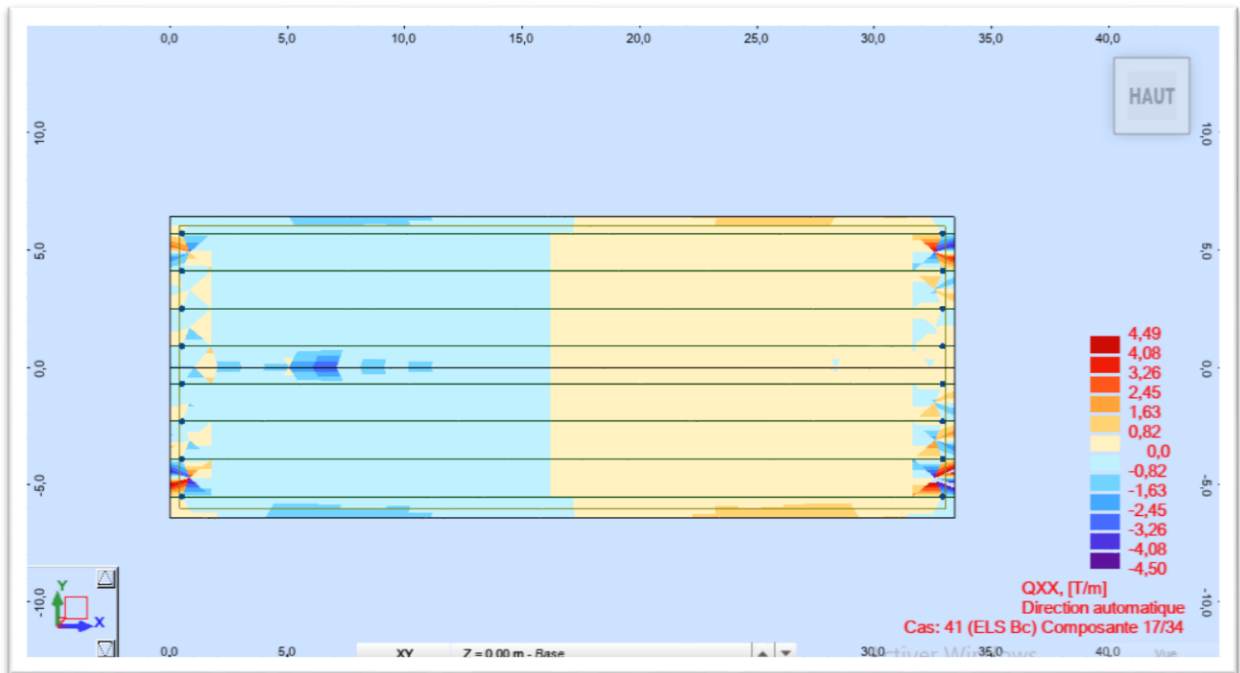
*Figure VI-2: Moment maximum longitudinal ELU BC3*



*Figure VI-3 : Moment maximum longitudinal ELS BC*



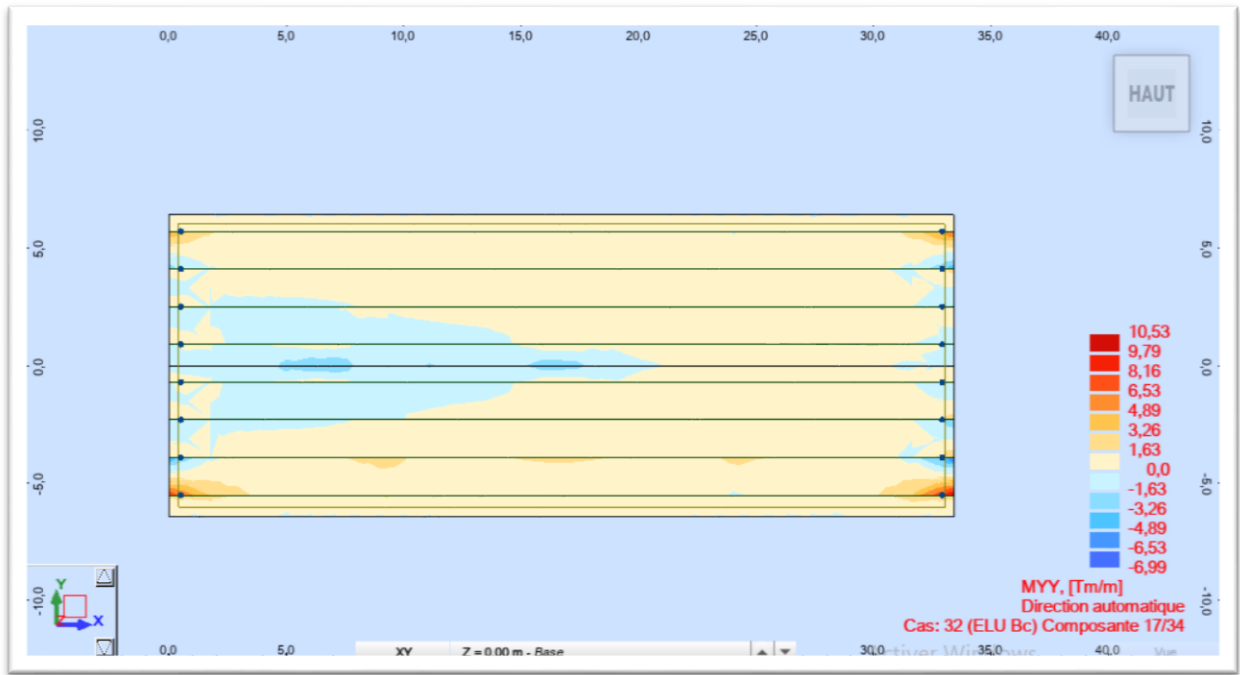
*Figure VI-4 :Effort tranchant longitudinal ELU BC*



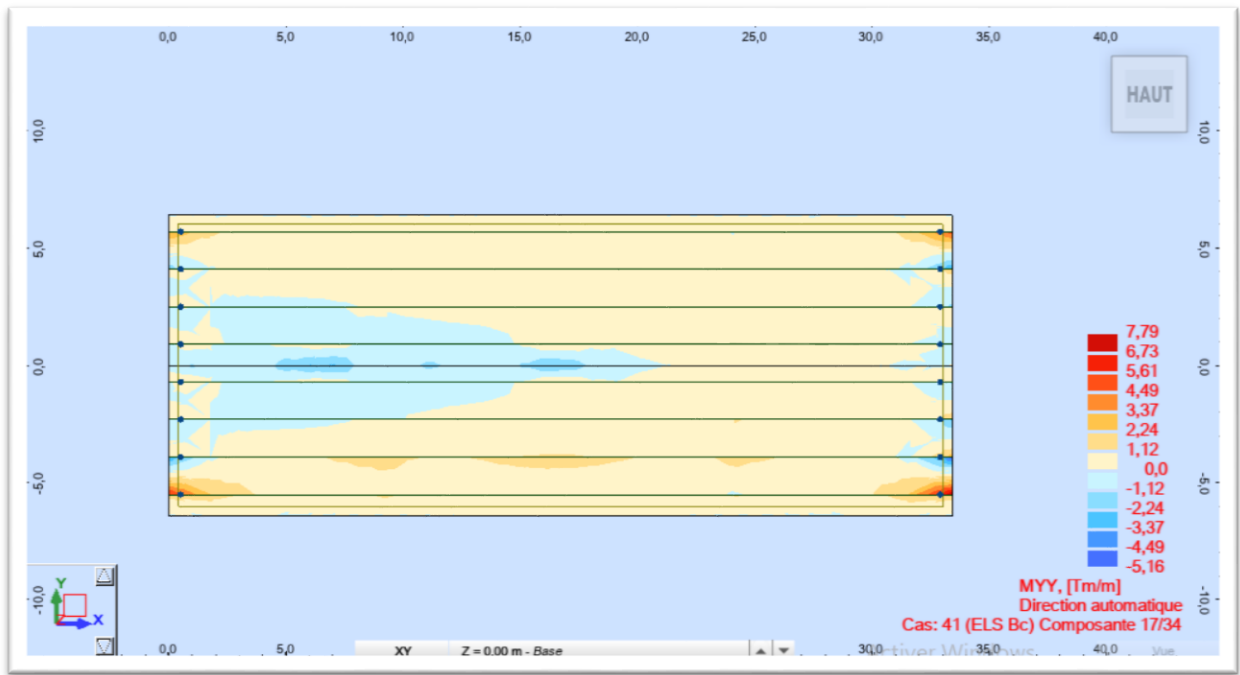
*Figure VI-5:Effort tranchant longitudinal ELS BC3*

**Flexion dans le sens transversal :**

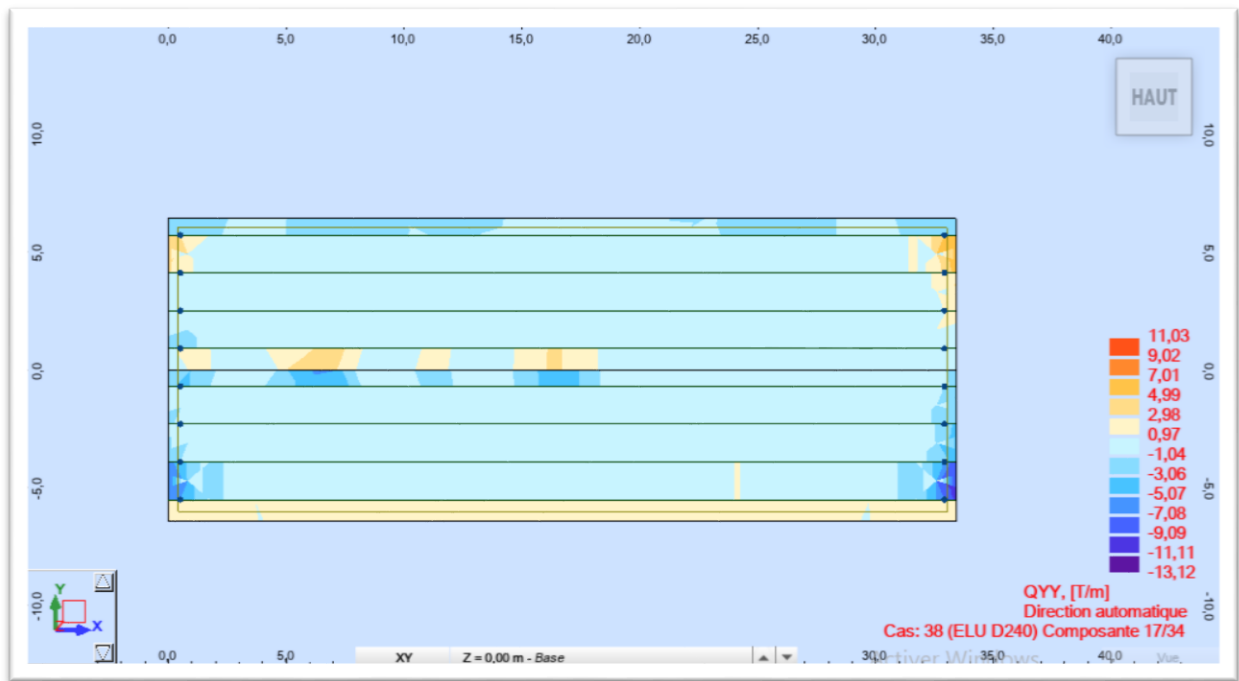
Les figures présentent respectivement les moments de flexion et d'effort tranchant max a l'ELU et l' ELS dans le sens transversal :



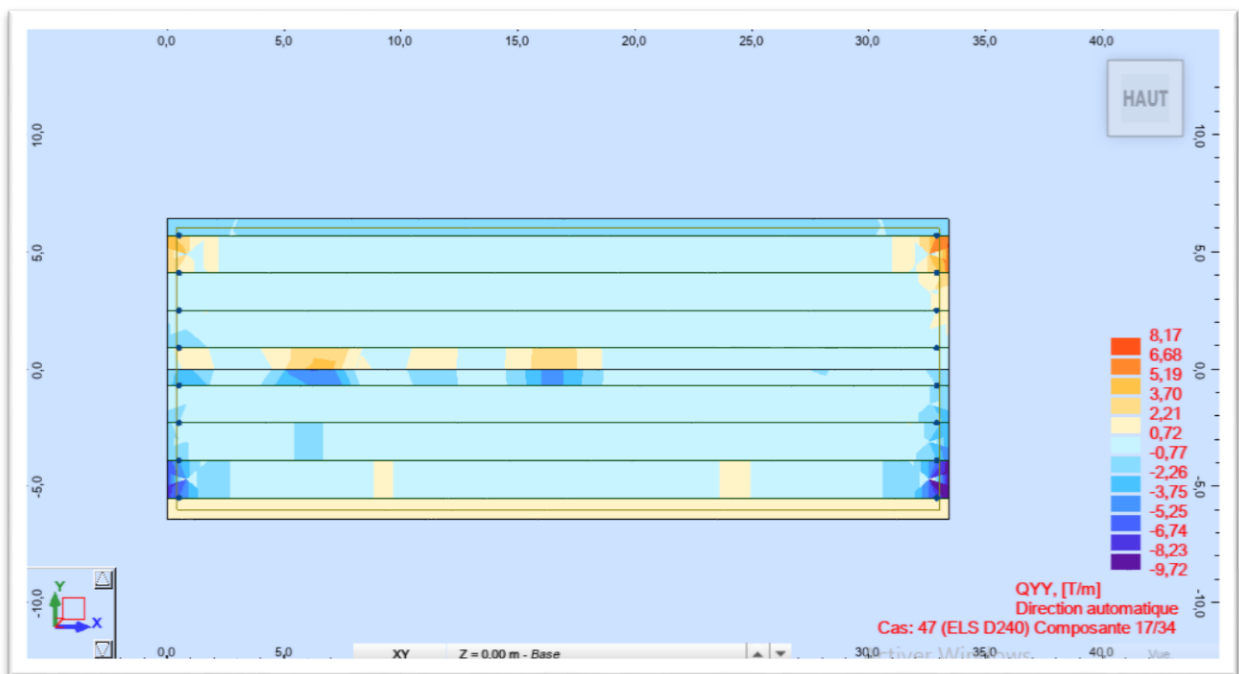
*Figure VI-6 : Moment maximum transversal ELU BC*



*Figure VI-7 : Moment maximum transversal ELS BC*



*Figure VI-8: Effort tranchant transversal ELU D240*



*Figure VI-9: Effort tranchant transversal ELS D240*

Ferrailage transversal du platelage :  
 Ferrailage a en travée :  
 Ferrailage a l'ELU :

$M_u = 7.06 \text{ t.m}$  ;  $C = 0.1h = 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9h = 0.9 \times 25 = 22.5 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.06 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 19.83} = 0.070$$

$\mu \leq 0.186$  : pivot A;

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A' = 0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.070}) = 0.09$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.09) = 0.964$$

$$A_\mu = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.06 \times 10^4}{0.964 \times 22.5 \times 434.78} = 7.486 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage à l'ELS :**

$$M_s = 5.30 \text{ t.m}$$

La fissuration étant préjudiciable nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 228.63) = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{5.30 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 228.63} = 0.0045$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0045}) = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.005) = 0.998$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 22.5 \times 0.998 = 22.455$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{5.30 \times 10^4}{22.455 \times 228.63} = 10.32 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max(7.48 \text{ cm}^2; 10.32 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 10.32 \text{ cm}^2$  soit 5HA16  $A = 1078 \text{ cm}^2$

**Vérification de la contrainte de non fragilité du béton :**

$$A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.7}{500}\right) \times 22.5 \times 100 = 2.794 \text{ cm}^2$$

$A \geq A_{min} \rightarrow$  condition de non fragilité vérifiée

**Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{4.5 \times 10^2}{100 \times 22.5} = 0.2 < \min\left(0.15 \frac{35}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Vérification à la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \times s \times f_{t28}$$

$$\sum u = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 16 = 251.2$$

$$\tau_{se} = \frac{4.5 \times 10^4}{0.9 \times 225 \times 251.2} = 0.884 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Ferraillage aux appuis :**

**Ferraillage à l'ELU :**

$$M_u = 2.30 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.30 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 19.83} = 0.023$$

$$\mu \leq 0.186 : \text{pivot } A;$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A' = 0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0.029$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.029) = 0.988$$

$$A_\mu = \frac{M_\mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.30 \times 10^4}{0.988 \times 22.5 \times 434.78} = 2.38 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage a l'ELS :**

$$M_s = 1.7 \text{ t.m}$$

La fissuration étant préjudiciable nous devons vérifier les inégalités suivants :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 228.63) = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{1.7 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 228.63} = 0.0014$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_s}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0014}) = 0.0017$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0017) = 0.999$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 22.5 \times 0.999 = 22.47$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.7 \times 10^4}{22.47 \times 228.63} = 3.3 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max(2.38 \text{ cm}^2; 3.3 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 3.3 \text{ cm}^2$  soit 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>

**Vérification de la contrainte de non fragilité du béton :**

$$A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.7}{500}\right) \times 22.5 \times 100 = 2.794 \text{ cm}^2$$

$A \geq A_{min} \rightarrow$  condition de non fragilité vérifiée

**Vérification a l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{4.49 \times 10^2}{100 \times 22.5} = 0.199 < \min\left(0.15 \frac{35}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Vérification a la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \times s \times f_{t28}$$

$$\sum u = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4$$

$$\tau_{se} = \frac{4.49 \times 10^4}{0.9 \times 225 \times 188.4} = 1.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Ferraillage longitudinale du platelage :**

**Ferraillage en mi travée :**

**Ferraillage a l'ELU :**

$$M_u = 6.99 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.99 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 19.83} = 0.069$$

$$\mu \leq 0.186 : \text{pivot } A;$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A' = 0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.069}) = 0.089$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.089) = 0.964$$

$$A_\mu = \frac{M_\mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.99 \times 10^4}{0.964 \times 22.5 \times 434.78} = 7.41 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage a l'ELS :**

$$M_s = 5.16 \text{ t.m}$$

La fissuration étant préjudiciable nous devons vérifier les inégalités suivants :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 228.63) = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{5.16 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 228.63} = 0.004$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}) = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.005) = 0.998$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 22.5 \times 0.998 = 22.45$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{5.16 \times 10^4}{21.48 \times 228.63} = 10.50 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max(7.41 \text{ cm}^2; 10.50 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 10.50$  soit 7HA14 = 10.78 cm<sup>2</sup>

**Vérification de la contrainte de non fragilité du béton :**

$$A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.7}{500}\right) \times 22.5 \times 100 = 2.794 \text{ cm}^2$$

$A \geq A_{min} \rightarrow$  condition de non fragilité vérifiée

**Vérification a l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{4.50 \times 10^2}{100 \times 22.5} = 0.2 < \min\left(0.15 \frac{35}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Vérification a la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \times s \times f_{t28}$$

$$\sum u = n\pi\phi = 7 \times 3.14 \times 14 = 307.72$$

$$\tau_{se} = \frac{4.50 \times 10^4}{0.9 \times 225 \times 307.72} = 0.72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Ferraillage aux appuis :**

**Ferraillage a l'ELU :**

$$M_u = 10.53 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.53 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 19.83} = 0.104$$

$$\mu \leq 0.186 : \text{pivot } A;$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A' = 0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.104}) = 0.137$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.137) = 0.945$$

$$A_\mu = \frac{M_\mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.53 \times 10^4}{0.945 \times 22.5 \times 434.78} = 11.39 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage a l'ELS :**

$$M_s = 7.79 \text{ t.m}$$

La fissuration étant préjudiciable nous devons vérifier les inégalités suivants :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 228.63) = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{7.79 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 228.63} = 0.006$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.006}) = 0.007$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.007) = 0.997$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 22.5 \times 0.997 = 22.43$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{7.79 \times 10^4}{22.43 \times 228.63} = 15.19 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max(15.19 \text{ cm}^2; 11.39 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 15.19 \text{ cm}^2$  soit 5HA20 = 15.54 cm<sup>2</sup>

**Vérification de la contrainte de non fragilité du béton :**

$$A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.7}{500}\right) \times 22.5 \times 100 = 2.794 \text{ cm}^2$$

$A \geq A_{min} \rightarrow$  condition de non fragilité vérifiée

**Vérification a l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{8.17 \times 10^2}{100 \times 22.5} = 0.36 < \min\left(0.15 \frac{35}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Vérification a la contrainte d'adhérence :**

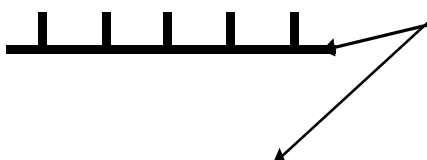
$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \times s \times f_{t28}$$

$$\sum u = n\pi\phi = 7 \times 3.14 \times 20 = 439.6$$

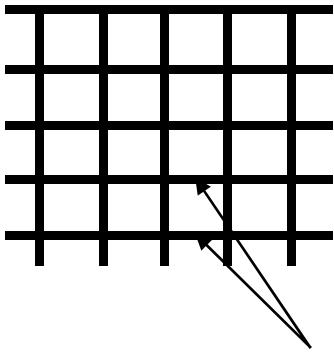
$$\tau_{se} = \frac{8.17 \times 10^4}{0.9 \times 225 \times 439.6} = 0.91 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Transversal		Longitudinal	
Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure
7HA16 = 1078cm <sup>2</sup>	5HA12 = 5.65cm <sup>2</sup>	7HA14 = 1078cm <sup>2</sup>	5HA20 = 15.54cm <sup>2</sup>

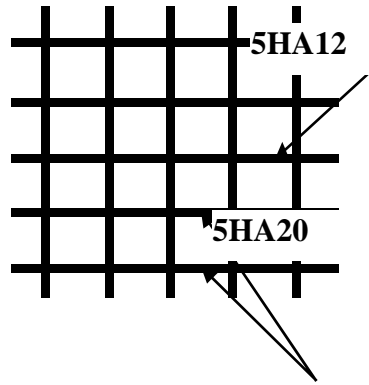
**Tableau VI-1: Récapitulatif de ferrailage**



**7HA16**



**7HA14**



*Figure VI-10: Ferrailage Nappes (supérieur et inférieur)*

# Chapitre VII :

## Etude de la Précontrainte

## Introduction :

Il est bien établi que le béton se distingue par sa remarquable résistance à la compression et au contraire une faible résistance à la traction il est donc obligé d'exploiter pleinement la capacité du béton en le comprimant à l'avance par les forces internes ce qui donne lieu à une composition du béton précontraint. L'application de la précontrainte demande l'emploi d'équipement spécialisés pour la tension et le verrouillage des armatures qui sont protégés par plusieurs brevets on peut regrouper ces diverses méthodes en deux catégories majeures qui sont :

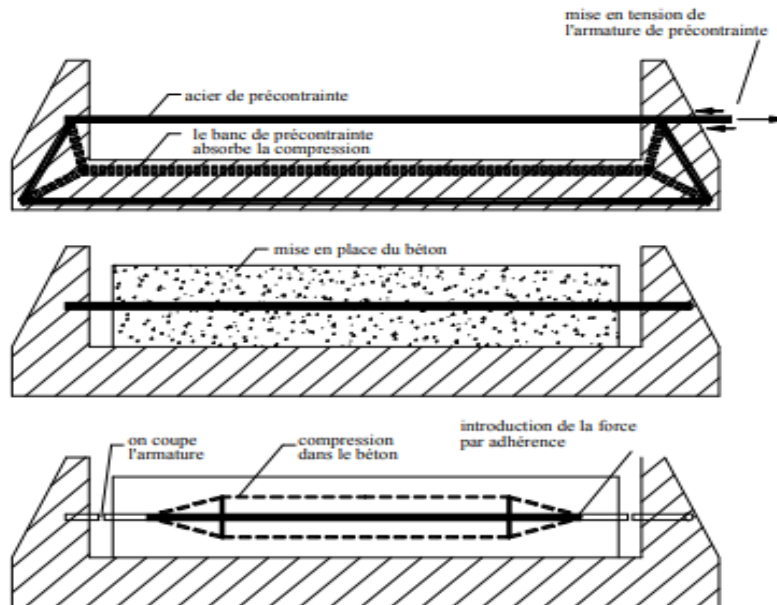
### Précontrainte par pré-tension :

La précontrainte par pré-tension se réfère à l'application d'une tension aux armatures avant le coulage du béton. Cela implique donc il faut tensionner les aciers en se basant soit sur le coulage lui-même soit sur des culées fixées au sol ou tout autre mécanisme qui permet de transmettre l'effort d'une extrémité à l'autre.

*Figure VII-1 : Représentation schématique de la précontrainte par pré-tension*

### Précontrainte par post-tension :

A l'inverse de la précontrainte par post-tension celle-ci nécessite le coulage du béton avant la mise sous tension des armatures. On se base généralement sur la résistance du béton lors de l'application de tension pour transférer l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité.

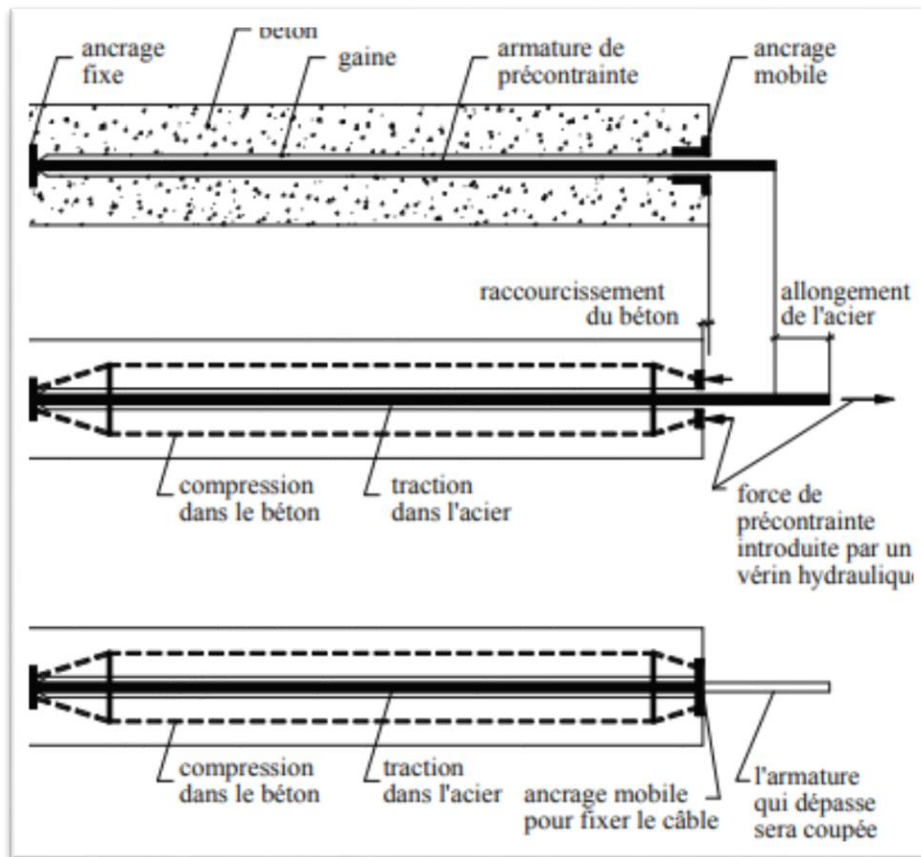


On identifie différentes possibilités de post-tension :

- ❖ Par câbles ou fils adhérents
- ❖ Par câbles glissant dans des conduits

Les étapes de mise en œuvre de la technique de post-tension sont les suivantes :

- ❖ Positionnement des gaines dans coffrage
- ❖ Coulage du béton
- ❖ Le durcissement du béton
- ❖ La mise en tension des câbles
- ❖ Le blocage
- ❖ L'injection d'un coulis de ciment



*Figure VII-2 : Situation avant et après la mise en précontrainte par post-tension*

### VIII.1. Détermination de l'effort la précontrainte

L'étude de la précontrainte se concentrera sur la poutre la plus sollicitée et dans la section la plus critique.

Pour dimensionner la précontrainte, nous proposons de choisir une valeur minimale de précontrainte, appelée "P<sub>min</sub>". Cette valeur sera déterminée dans la section la plus sollicitée de l'ouvrage, qui pourrait être soit sous contrainte critique, soit sur contrainte critique. La valeur de la précontrainte minimale "P<sub>min</sub>" doit être respectée à tout moment pendant la durée de vie de l'ouvrage. Elle est calculée selon la formule suivante :

$P_{\min} = \sup (P_1, P_2)$  Avec :

$P_1$  : Précontrainte minimale en section sous critique.

$$P_1 = \frac{\Delta M + \rho \cdot B_n \cdot (V \cdot \bar{\sigma}_{btZ} + V' \cdot \bar{\sigma}_{btI})}{\rho \cdot h}$$

$P_2$  : Précontrainte minimale en section sur critique.

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B_n \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{btZ}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

- **Calcul de la valeur minimale de la précontrainte « P<sub>min</sub> »**

Les moments développés dans la section médiane l'ELS sont :

$M_{\max}$  = Moment maximale sous l'effet de G+D240 (en charge)  $M_{\max} = 559,75 \text{ t.m}$

$M_{\min}$  = Moment minimale sous l'effet de G (à vide)  $M_{\min} = 314,17 \text{ t.m}$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

$$\Delta M = 559,75 - 314,17$$

$\Delta M = 245,58 \text{ t.m}$ .

Nous considérons les caractéristiques géométriques nettes de la section médiane (poutre + hourdis), données dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.1:** Caractéristiques géométriques nettes de la section médiane (Poutre + hourdis).

	$B_n \text{ (cm}^2\text{)}$	$I_G \text{ (cm}^4\text{)}$	$V' \text{ (cm)}$	$V \text{ (cm)}$	$\rho \text{ (\%)}$	$h \text{ (cm)}$
Poutre + hourdis	8352	24226802.43,16	122,33	52,66	45,02	175

- Contrainte de traction du béton :

$$\bar{\sigma}_{btT} = -1,5 f_{t28} = -1,5 \times (0,6 + 0,06 f_{c28}) = -1,5 \times (0,6 + 0,06 \times 35) = -4,05 \text{ MPa ;}$$

(Hors de la section d'enrobage).

$$\bar{\sigma}_{btZ} = -f_{t28} = -(0,6 + 0,06 f_{c28}) = -(0,6 + 0,06 \times 35) = -2,7 \text{ MPa ; (Dans la section d'enrobage).}$$

- Calcul de l'enrobage des armatures « d' » et excentrement des câbles « e<sub>0</sub> »:

d' : enrobage des armatures.

$$d' = h - 0,9h = 175 - (0,9 \times 175) = 17,5 \text{ cm ; avec } (h = 150 + 25 = 175 \text{ cm}).$$

e<sub>0</sub> : excentrement des câbles, c'est la distance entre le centre de gravité de la section et le barycentre.

$$e_0 = - (V' - d') = - (122,33 - 17,5) \text{ e}_0 = -$$

104,83 cm.

- **En section sous critique**

$$P_1 = \frac{\Delta M + \rho \cdot B_n \cdot (V \cdot \bar{\sigma}_{btZ} + V' \cdot \bar{\sigma}_{btT})}{\rho \cdot h}$$

Application numérique

$$P_1 = \frac{245,58 \times 10^3 + 0,45 \times 8352 [52,66 (-2,7 \times 10^{-1}) + 122,33 (-4,05 \times 10^{-1})]}{0,45 \times 175}$$

$$P_1 = 75,39 \text{ KN.}$$

- **En section sur critique**

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B_n \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{btZ}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

Application numérique

$$P_2 = \frac{559,75 \times 10^3 + 0,45 \times 8352 \times 52,6 \times (-2,7 \times 10^{-1})}{0,43 \times 52,66 + 122,33 - 17,5}$$

$$P_2 = 3971,89 \text{ KN.}$$

Donc à la fin nous avons :

$$P_1 = 75,39 \text{ KN} < P_2 = 3971,89 \text{ KN}$$

La section est sur critique, car le fuseau de passage du câble traverse l'une de ses frontières, coupant ainsi la zone d'enrobage. Par conséquent, l'effort de précontrainte économique  $P_1$  n'est plus suffisant. La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre donc :

$$P_{\min} = \sup (P_1, P_2) = (75,39 ; 3971,89) \quad P_{\min} = 3971,89 \text{ KN.}$$

### VIII.2. Détermination du nombre de câbles

Pour déterminer le nombre de câbles nécessaires, on doit estimer les pertes totales à **32 %** d'où :

$$P_{\min} \leq 0,68 \times P_0 \times n$$

$$n \geq \frac{P_{\min}}{0,68 \times P_0}$$

Avec :

$$P_0 = \min (0,8 F_{\text{prg}} \times A_p; 0,9 F_{\text{peg}} \times A_p)$$

Les aciers de précontraints adoptés pour l'ouvrage sont des torons 12T15 de classe 1860 TBR (très basse relaxation).

- Section nominale du câble :  $A_p = 1668 \text{ mm}^2$
- Contrainte de rupture garantie :  $F_{\text{prg}} = 1860 \text{ MPa}$
- Contrainte limite élastique garantie :  $F_{\text{peg}} = 1640 \text{ MPa}$

Application numérique

$$P_0 = \min (0,8 \times 1860 \times 1668 \times 10^{-3} ; 0,9 \times 1640 \times 1668 \times 10^{-3})$$

$$P_0 = \min (2481,98 ; 2461,97)$$

$$P_0 = 2461,97 \text{ KN}$$

$$n = \frac{3971,89}{2461,97 \times 0,68} = 2.3$$

On prend :  $n = 3$  câbles de 12T15.

- **Vérification de la borne supérieure de la précontrainte**

Cette vérification revient à s'assurer que  $P_0$  n'est pas excessive.

$$\Delta P \times n \leq \sigma_b \times B_n - \frac{\Delta M P_0 \times}{\rho \times h}$$

On estime les pertes à 32% de  $P_0$  ; ( $\Delta P = 0,68$ )

$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$  ; (en construction) Application

numérique

$$2461,97 \times 0,68 \times 3 \leq 21 \times 10^{-1} \times 8352 - \frac{245,58 \times 10^3}{0,45 \times 175}$$

$5022,41 \text{ KN} < 14420,72 \text{ KN}$  (Condition vérifiée). Donc  $P_0$

n'est pas excessive.

### VIII.3. Détermination du nombre de câbles à mettre en tension à l'about

Avant de couler la dalle, il est impératif que les câbles d'about soient complètement tendus à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à **10%** de  $P_0$ .

D'où :  $P = 0,9 \times P_0 \times n \Rightarrow P = 0,9 \times 2461,97 \times n$

$$P = 2215,77 \times n \text{ (en KN)} ; (n : \text{nombre de câbles à l'about}).$$

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule). Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivante :

$$\begin{cases} \text{Fibre supérieure} : \sigma_{\text{sup}} \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}} \\ \text{Fibre inférieure} : \sigma_{\text{inf}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} \end{cases}$$

Avec :

$$\text{Fibre supérieure} : \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{P \times e_0 \times V}{I_G} + \frac{M_g \times V}{I_G} \geq -1,5 \cdot f_{tj} = \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\text{Fibre inférieure} : \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_0 \times V'}{I_G} + \frac{M_g \times V'}{I_G} \leq 0,6 \cdot f_{cj} = \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

$\bar{\sigma}_{\text{bt}}$  : Contrainte admissible de traction sur la fibre supérieure.

$\bar{\sigma}_{\text{bc}}$  : Contrainte admissible de compression sur la fibre inférieure.

$$\bar{\sigma}_{\text{bt}} = -1,5 \times f_{t28} = -1,5 \times (0,6 + 0,06 f_{c28}) ; \text{ avec : } f_{c28} = 35 \text{ MPa } \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

**Tableau VIII.2:** Caractéristiques géométriques nettes de la section médiane (poutre seule).

	$B_n$ (cm <sup>2</sup> )	$I_G$ (cm <sup>4</sup> )	$V'$ (cm)	$V$ (cm)	$\rho$ (%)	$h$ (cm)
Poutre seule	4352	11644798,6	85,40	64,59	48,50	150

A la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre  $P_{\text{poutre}} = 1,337$  t/ml dans

(Chapitre V) ; tel que :  $M_g = \frac{P_{\text{poutre}} \times L^2}{8}$

Application numérique

$$M_g = \frac{PL^2}{8} = \frac{1,33 \times 33,4^2}{8} = 186,43 \text{ t.m} = 186,43 \times 10^3 \text{ KN.cm}$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = -1,5 \times f_{t28} = -1,5 \times (0,6 + 0,06 \times 35) = -1,5 \times 2,7 = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa.}$$

- Fibre supérieure

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{(2215,77 \times n)}{4352} + \frac{(2215,77 \times n) \times (-104,83) \times 64,59}{11644798,6} + \frac{186,43 \times 10^3 \times 64,59}{11644798,6}$$

$$\geq \bar{\sigma}_{bt} = -4,05 \times 10^{-1} \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{sup}} = (0,509 \times n) + (-1,288 \times n) + 1,034 \geq -4,05 \times 10^{-1}$$

$$n \leq \frac{-4,05 \times 10^{-1} - 1,034}{0,509 - 1,288} = 1,8$$

- Fibre inférieure

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{(2215,77 \times n)}{4352} - \frac{(2215,77 \times n) \times (-104,8) \times 85,59}{11644798,6} + \frac{186,43 \times 10^3 \times 85,59}{11644798,6}$$

$$\leq \bar{\sigma}_{bc} = 21 \times 10^{-1} \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (0,509 \times n) - 1,706 \times n + 1,370 \leq 21 \times 10^{-1}$$

$$n \geq \frac{21 \times 10^{-1} - 1,370}{0,509 + 1,706} = 0,32$$

$$\begin{cases} n \leq 1,8 \\ n \geq 0,32 \end{cases}$$

⇒ Donc on prend :  $n = 2$

On place deux câbles à l'about et un câble en extradados. 1<sup>ère</sup>

famille : 02 câbles à l'about.

2<sup>ème</sup> famille : 01 câble en extradados.

- Vérification des contraintes à la mise en tension de la section médiane

Les caractéristiques géométriques à prendre sont la section à mi travée de la poutre seule.

**Au 7<sup>ème</sup> jour :**

On tire les 2 câbles d'about à 50% de  $P_0$  et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%. D'où

$$: P = 0,5 \times 0,9P_0 \times n ;$$

Application numérique

$$P = (0,5 \times 0,9 \times 2461,97 \times 2) \Rightarrow P = 2215,77 \text{ KN.}$$

$$M_{\min} = 314,17 \text{ t. m} \Rightarrow M_{\min} = 314,17 \times 10^3 \text{ KN. cm}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28} \Rightarrow f_{c7} = \frac{7}{4,76 + 0,83 \times 7} \times 35 = 23,18 \text{ MPa}; f_{c28} = 35 \text{ MPa} .$$

$$f_{tj} = (0,6 + 0,06 \times f_{cj}) \Rightarrow f_{t7} = (0,6 + 0,06 \times f_{c7}) = 0,6 + 0,06 \times 23,18 = 1,99 \text{ MPa} .$$

$$d' = h - 0,9h \Rightarrow d' = 150 - (0,9 \times 150) = 15 \text{ cm. } e_0 =$$

$$-(V' - d') \Rightarrow e_0 = (85,40 - 15) = -70,4 \text{ cm.}$$

- Fibre supérieure

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{P \times e_0 \times V}{I_G} + \frac{M_{\min} \times V}{I_G} \geq -1,5 \cdot f_{tj} = \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{2215,77}{4352} + \frac{2215,77 \times (-104,8) \times 64,59}{11644798,6} + \frac{314,17 \times 10^3 \times 64,59}{11644798,6} = 0,98 \text{ KN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{bt}} = -1,5 \times f_{t7} = -1,5 \times 1,99 = -2,98 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 0,98 \times 10^{-1} \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}} = -2,98 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

- Fibre inférieure

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_0 \times V'}{I_G} + \frac{M_{\min} \times V'}{I_G} \leq 0,6 \cdot f_{cj} = \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{2215,77}{4352} - \frac{2215,77 \times (-104,8) \times 85,40}{11644798,6} + \frac{314,17 \times 10^3 \times 85,40}{11644798,6} = 5,54 \text{ KN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{c7} = 0,6 \times 23,18 = 13,91 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 5,54 \times 10^{-1} \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 13,91 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

**Au 28<sup>ème</sup> jour :**

On tire les câbles d'about à 100% de  $P_0$  et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%. D'où

$$: P = 0,9P_0 \times n ;$$

## Application numérique

$$P = (0,9 \times 2461,97 \times 2) \Rightarrow P = 4431,55 \text{ KN.}$$

$$f_{t28} = (0,6 + 0,06 \times f_{c28}) \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7 \text{ MPa ; } f_{c28} = 35 \text{ MPa .}$$

- Fibre supérieure

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{P \times e_0 \times V}{I_G} + \frac{M_{\text{min}} \times V}{I_G} \geq -1,5 \cdot f_{tj} = \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{4431,55}{4352} + \frac{4431,55 \times (-104,8) \times 64,59}{11644798,6} + \frac{314,17 \times 10^3 \times 64,59}{11644798,6} = 0,204 \text{ KN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{bt}} = -1,5 \times f_{t28} = -1,5 \times 2,7 = -4,05 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 0,204 \times 10^{-1} \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}} = -4,05 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

- Fibre inférieure

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_0 \times V'}{I_G} + \frac{M_{\text{min}} \times V'}{I_G} \leq 0,6 \cdot f_{cj} = \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{4431,55}{4351} - \frac{4431,55 \times (-104,8) \times 85,40}{11644798,6} + \frac{314,17 \times 10^3 \times 85,40}{11644798,6} = 6,75 \text{ KN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 6,75 \times 10^{-1} \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 21 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

**Conclusion :** Toutes les contraintes sont vérifiées, les 3 câbles seront donc tirés comme suit

### 1<sup>ère</sup> famille : (2 câbles à l'about)

Tirés à 50% de  $P_0$  au 7<sup>ème</sup> jour. Tirés à

100% de  $P_0$  au 28<sup>ème</sup> jour.

### 2<sup>ème</sup> famille : (1 câble en extrados)

Les câbles d'extrados sont tirés à 100% de  $P_0$  après 28 jours du coulage de la dalle et son durcissement.

## VIII.4. Tracé des câbles

### VIII.4.1. Disposition constructive des câbles

Section d'about :

Dans la section d'about on prendra un espacement entre deux câbles successifs, de telle sorte que le

point d'application de résultante des forces de précontrainte sortant sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui).

On prend une distance entre câbles égale à 50cm. ( $d = 50$  cm).

$$\sum M_{\text{Fibre inférieure}} = 0 \text{ donc :}$$

$$(P_1 + P_2) V' = P_1 \times (d + d_1) + P_2 \times d_1$$

Avec :  $d = 50$  cm.

$$P_1 = P_2 = P = 2215,77 \text{ KN } V' =$$

85,40 cm.

Application numérique

$$(P_1 + P_2) V' = P_1 \times (d + d_1) + P_2 \times d_1$$

$$2 \times P \times V' = P \times (d + d_1) + P \times d_1$$

$$2 \times P \times V' = (P \times d) + 2 \times (P \times d_1)$$

$$(2 \times 2215,77 \times 85,40) = (2215,77 \times 50) + 2 (2215,77 \times d_1)$$

$$378453,51 = 110788,5 + 2 (2215,77 \times d_1) \quad d_1 =$$

60,4 cm.

$$d + d_1 = d_2 \Rightarrow d_2 = 50 + 60,4 \Rightarrow d_2 = 110,4 \text{ cm.}$$

- Section médiane :

En respectant la distance limite autour de chaque gaine de précontrainte, on choisit la disposition suivante :

Tel que :

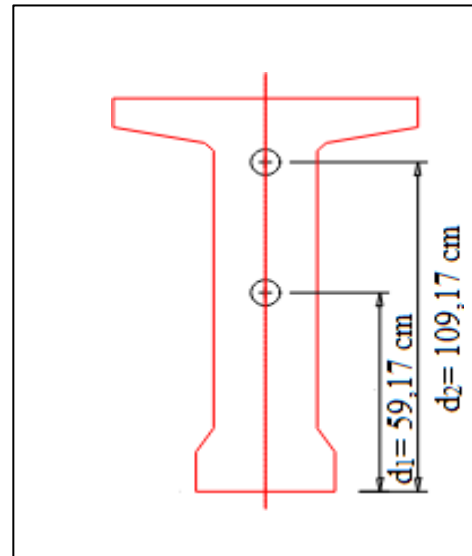
$$d_1' = d_2' = 1,5 \varnothing_{\text{gaine}}$$

$$d_3' = 3 \varnothing_{\text{gaine}}$$

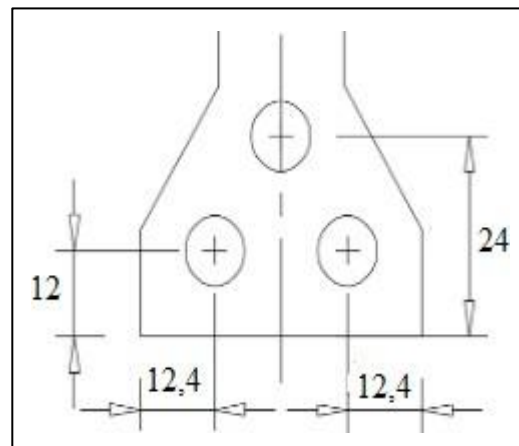
Diamètre de la gaine :  $\varnothing_{\text{gaine}} = 0,08$ m.  $d_1' =$

$$d_2' = 1,5 \times 8 = 12 \text{ cm}$$

$$d_3' = 3 \times 8 = 24 \text{ cm.}$$



**Figure VIII.1 :** Disposition des câbles (section d'about).



**Figure VIII.2 :** Disposition des câbles (section médiane).

**NB :** À mi travée, le moment est maximum, donc l'excentricité des câbles doit être aussi maximale et négative.

#### VIII.4.2. Détermination de l'angle de relevage :

A l'extrémité, les contraintes de cisaillements sont généralement importantes. Ainsi, le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité de ces contraintes.

Soit  $\alpha$  l'angle de relevage du câble moyen au niveau de l'appui. Les conditions liées à l'effort tranchant imposent sur appui :  $-V \leq V_{\text{red}} \leq V$

Avec :

$V$  : étant l'effort tranchant limite que peut supporter la section d'appui.  $V_{\text{red}} =$

$V_m - P \sin \alpha$  : sous l'effet minimale des charges.

$V_{\text{red}} = V_M - P \sin \alpha$  : sous l'effet maximale des charges. c.à.d.

$V = V_m - P \sin \alpha$  ; ( $V_m$  : effort tranchant minimum à l'appui sous le poids propre la poutre seule)

$V = V_M - P \sin \alpha$  ; ( $V_M$  : effort tranchant maximum à l'appui sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS)

Donc on peut agir sur  $\alpha$  de façon à ne pas créer de cisaillement excessif :  $V$  est

estimé égale à :  $V = \tau \times b_n \times 0,8h$

On calcul  $\tau$  :

$$\tau = \sqrt{0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x)}$$

$\tau$  : contrainte tangentielle limite à l'ELS.

$\sigma_x$  : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre.

$$f_{tj} = f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

Avec :  $P = 0,68 \times n \times P_0 \Rightarrow P = 0,68 \times 2 \times 2461,97 = 3348,28 \text{ KN}$  ; et  $B_n = 7563,4 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{3348,28 \times 10^3}{7563,4 \times 10^2} = 4,42 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{0,4 \times 2,7(2,7 + 4,42)} = 2,77 \text{ MPa.}$$

On calcul  $b_n$  :  $b_n = b_0 -$

m.K. $\emptyset_g$

$m = 1$  (nombre de gaine par lit)

$K = 0,5$  (câble injecté de coulis de ciment)

$\varnothing_g = 0,08$  m (diamètre de la gaine)

$b_n = 0,5 - (1 \times 0,5 \times 0,08) = 0,46$  m = 46 cm

$h = h_{\text{poutre}} + h_{\text{dalle}} = 150 + 25 = 175$  cm

$V = \tau \times b_n \times 0,8h \Rightarrow V = 2,77 \times 10^{-1} \times 46 \times 0,8 \times 175 = 1783,88$  KN  $V =$

1783,88 KN

$V_M = 80,96$  t = 809,6 KN. ( $V_M$  : Effort tranchant maximum à l'appui sous la combinaison la plus défavorable (G+D240) à l'ELU)

$V_m = 71,21$  t = 712,1 KN. ( $V_m$ : Effort tranchant minimum à l'appui sous le poids propre G (à vide) de la poutre seule)

D'après les conditions imposées sur appui on aura :

$$\text{Arc sin} \quad \frac{(V_M - V)}{P} \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \quad \frac{(V_m + V)}{P}$$

$$\text{Arc sin} \quad \frac{809,6 - 1745,24}{3348,28} \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \quad \frac{702,1 + 1745,24}{3348,28}$$

$$-16,22^\circ \leq \alpha \leq 18,15^\circ$$

La valeur optimale de  $\alpha$  est donnée par :

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arc sin} \quad \frac{V_M + V_m}{2P}$$

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arc sin} \quad \frac{809,6 + 702,1}{2 \times 3348,28}$$

$\alpha_{\text{opt}} = 13,04^\circ$  ; Cet angle donne la valeur minimale de  $V_{\text{red}}$ . On

fixe :  $\alpha_1 = 13^\circ$  ;  $\alpha_2 = 15^\circ$  et  $\alpha_3 = 25^\circ$

### VIII.4.3. Tracé individuel des câbles et détermination de « xk » et « xd »

Pour le tracé de chaque câble il faut poser les hypothèses suivantes :

La précontrainte  $P(x)$  est admise constante sur le tronçon considéré  $P(x) = P_0 = \text{cst}$

L'inclinaison  $\alpha(x)$  des câbles de précontraint par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.

Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole de deuxième degré.

Avec :

$x_k$ : Longueur de la partie courbe du câble.  $x_d$ :

Longueur de la partie rectiligne du câble.

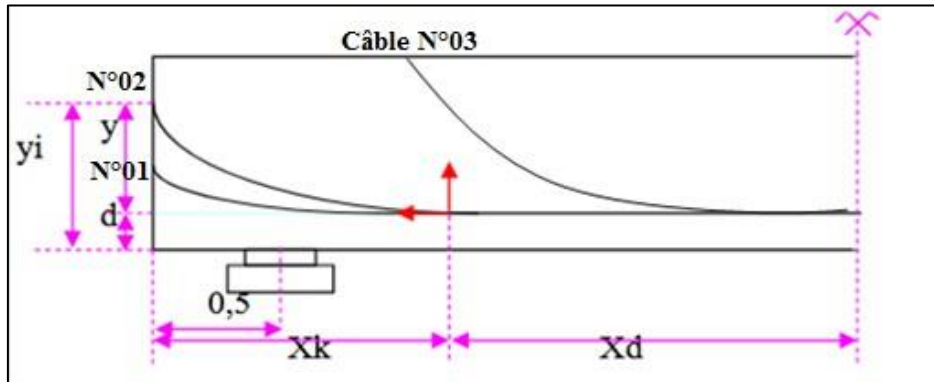


Figure VIII.3: Tracé des câbles.

L'équation de la parabole de chaque câble est donnée par :  $y = ax^2$

Et ses dérivées sont :

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{dx}{dy} = 2ax$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = x_k \cdot y_k = a \cdot x_k^2 \\ a = \frac{y_k}{x_k^2} \end{array} \right.$$

$$\operatorname{tg}\alpha = 2a \cdot x_k = 2 \left( \frac{y_k}{x_k^2} \right) \cdot x_k = \left( \frac{2y_k}{x_k} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x_k = \frac{2y_k}{\operatorname{tg}\alpha} \\ x_d = \frac{L}{2} - x_k; \text{ avec } L = 33,4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$y_k = y_i - d_i$$

Avec :  $d_i \Rightarrow d_1 = d'_1 = 12 \text{ cm}$ ;  $d_2 = d'_2 = 12 \text{ cm}$ ;  $d_3 = d'_3 = 24 \text{ cm}$ .

$y_i \Rightarrow y_1 = d_1 = 60,4 \text{ cm}$ ;  $y_2 = d_2 = 110,4 \text{ cm}$ ;  $y_3 = d_3 = 150 \text{ cm}$

- Câble N°01 :

On fixe :  $\alpha_1 = 13^\circ$

$$y_k = y_i - d_i \Rightarrow y_k = 60,4 - 12 = 48,4 \text{ cm} = 0,48 \text{ m}$$

$$x_k = \frac{2y_k}{\operatorname{tg}\alpha} L \Rightarrow x_k = \frac{2 \times 0,48}{\operatorname{tg} 13^\circ}$$

$$33,4 =$$

4  
,

1  
5  
m

$$xd = \frac{1}{2} xk \Rightarrow xd = \frac{27,4}{2} - 4,15 = 12,55 \text{ m}$$

$$xk^2 yk a = \frac{0,48}{4,15^2} \Rightarrow a = \frac{0,48}{4,15^2} = 0,027 \text{ m}^{-1}$$

$$y = ax^2 \Rightarrow y = 0,027x^2 .$$

- Câble N°02 :

On fixe :  $\alpha_2 = 15^\circ$

$$yk = 110,4 - 12 = 98,4 \text{ cm} = 0,98 \text{ m}$$

$$xk = \frac{2 \times 0,9}{\text{tg } 15^\circ} = 7,31 \text{ m}$$

$$xd = \frac{33,4}{2} - 7,31 = 9,39 \text{ m}$$

$$a = \frac{0,98}{7,31^2} = 0,018 \text{ m}^{-1}$$

$$y = 0,018x^2 .$$

- Câble N°03 (sortant de l'extrados) :

On fixe :  $\alpha_3 = 25^\circ$

$$yk = 150 - 24 = 126 \text{ cm} = 1,26 \text{ m}$$

$$xk = \frac{2 \times 1,26}{\text{tg } 25^\circ} = 5,40 \text{ m}$$

$$xd = \frac{33,4}{2} - 5,40 = 11,30 \text{ m}$$

$$a = \frac{1,26}{5,40^2} = 0,043 \text{ m}^{-1}$$

$$y = 0,043x^2 .$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus de chaque câble.

**Tableau VIII.3 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus.**

Câble	$\alpha_i$ (°)	$y_i$ (m)	$y_k$ (m)	$x_k$ (m)	$x_d$ (m)	$a_i$ (m)	$d_i$ (m)
1	13	0,60	0,48	4,15	12,55	0,027	0,12
2	15	1,10	0,98	7,31	9,39	0,018	0,12
3	25	1,50	1,26	5,40	11,30	0,043	0,24

### VIII.4.4. Position et analyse de chaque câble en différentes positions

Les équations paraboliques des différents câbles :

$$y_1 = 0,013x^2 \quad y_2 =$$

$$0,018x^2 \quad y_3 =$$

$$0,043x^2$$

Position et angles de relevage des câbles et de câble moyen dans les différentes positions :  $y_i = a_i$

$$(x_{k_i} - x_i)^2 + d_i$$

$$\text{tg} \alpha_i = 2a_i (x_{k_i} - x_i)$$

Ci-dessous un tableau qui nous résume les positions et les angles de chaque câble dans les différentes positions :

**Tableau VIII.4:** Positions et angles de chaque câble dans les différentes positions.

Câbles	$x_i$ (m)	0	0,5	L/8	0,25L	3L/8	0,5L
		0	0,5	4,175	8,35	12,525	16,7
1	$y_i$ (m)	0,58	0,47	0,12	0,12	0,12	0,12
	$\alpha_i$ (°)	13	11,15	0,07	0	0	0
2	$y_i$ (m)	1,08	0,95	0,29	0,12	0,12	0,12
	$\alpha_i$ (°)	15	13,77	6,43	0	0	0
3	$y_i$ (m)	/	/	0,18	0,49	0,24	0,24
	$\alpha_i$ (°)	/	/	25	14,23	0	0
Câble moyen	$y_i$ (1,2)	0,83	0,71	0,20	0,12	0,12	0,12
	$A_i$	14	12,46	3,25	0	0	0
	$y_i$ (3)	/	/	0,18	0,49	0,24	0,24

### VIII.4.5. Calcul des caractéristiques géométriques nettes

$$B_n = B_{\text{brut}} - n B(\varnothing_g) ; \text{ avec : } B(\varnothing_g) = \frac{\pi \varnothing^2}{4}$$

$n$  : Nombre de câbles.

$\varnothing_g$  : Diamètre de la gaine = 0,08 m

$$V'_n = \frac{V'_{\text{brut}} \times B_{\text{brut}} - B(\varnothing_g) \sum y_i}{B_n} ; \text{ et } V_n = h - V'_n$$

$$I_n = I_{\text{brut}} - B_{\text{brut}}(V'_n - V'_{\text{brut}})^2 - [B(\emptyset)_g(y_i - V'_n)^2]$$

$$\rho_n = V' \frac{I_n}{n \times V_n \times B_n}$$

Les caractéristiques nettes de la poutre seule et de la poutre plus hourdis sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.5: Caractéristiques géométriques nettes de poutre+hourdis et poutre seule.**

Section		About		Intermédiaire	Médiane	
Nombre de câble		2	2	3	3	3
Position		0,00 m	0,50 m	4,175 m (L/8)	8,35 m (0,25 L)	16,7 m (0,5 L)
Caractéristique						
<b>B<sub>n</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	Poutre seule	0,7563	0,7563	0,5827	0,4351	0,4351
	Poutre+hourdis	1,1563	1,1563	0,9827	0,8352	0,8352
<b>V'<sub>n</sub> (m)</b>	Poutre seule	0,870	0,870	0,858	0,836	0,836
	Poutre+hourdis	0,875	0,875	1,158	1,212	1,212
<b>V<sub>n</sub> (m)</b>	Poutre seule	0,645	0,645	0,662	0,664	0,664
	Poutre+hourdis	0,911	0,911	0,620	0,551	0,551
<b>I<sub>n</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	Poutre seule	0,141	0,141	0,134	0,154	0,154
	Poutre+hourdis	0,332	0,332	0,271	0,282	0,282
<b>ρ<sub>n</sub> (%)</b>	Poutre seule	29,5	29,5	42,5	47,2	47,2
	Poutre+hourdis	36,7	36,7	43,9	48,1	48,1

### VIII.5. Calcul des pertes

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte. Pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

**Les pertes instantanées :** Elles se produisent lors de la mise en tension :

- Pertes dues au frottement ;
- Pertes dues au recul à l'ancrage ;
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

**Les pertes différées :** Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage :

- Pertes dues au retrait du béton ;

- Pertes dues au fluage ;
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

### VIII.5.1. Pertes instantanées

#### VIII.5.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

Lors de la mise en tension du câble, celui-ci entre en contact avec la gaine, ce qui génère des frottements et entraîne une réduction de la tension dans le câble. La tension à n'importe quel point d'abscisse (x) après la mise en tension peut être exprimée comme suit :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} \cdot e^{-(f\alpha + \varphi x)}$$

Avec :

$\sigma_{P_0}$ : Contrainte de tension à l'origine  $\sigma_{P_0} = 1476$  MPa ; ( $\sigma_{P_0} = \text{Min}(0,8f_{prg} ; 0,9f_{peg})$ ) f :

Coefficient de frottement angulaire. f : 0,18 rad<sup>-1</sup>

$\alpha$  : L'angle de relevage du câble sur la distance (x) en rad.

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

La perte de tension par frottement est estimée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_P(x) = \sigma_{P_0} \cdot (1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)})$$

**Tableau VIII.6 : Récapitulatif des pertes par frottement «  $\Delta\sigma_f(x)$  » (MPa).**

Position	$\alpha(^{\circ})$	$\alpha(\text{rad})$	x=0,00m		x=0,50m		x= 8,35 m (0,25L)		x= 16,70 m (0,5L)	
			$\sigma_P(x)$	$\Delta\sigma_f(x)$	$\sigma_P(x)$	$\Delta\sigma_f(x)$	$\sigma_P(x)$	$\Delta\sigma_f(x)$	$\sigma_P(x)$	$\Delta\sigma_f(x)$
<b>1</b>	13	0,226	1417,16	58,83	1415,74	60,25	1393,69	82,30	1370,60	105,39
<b>2</b>	15	0,262	1408,01	67,99	1406,85	69,15	1384,69	91,31	1361,76	114,24
<b>3</b>	25	0,437	/	/	/	/	1341,75	134,25	1319,53	156,47
<b>Valeur moyenne des 2 câbles</b>	/	/	/	63,41	/	64,7	/	86,80	/	130,81
<b>Valeur moyenne des 3 câbles</b>	/	/	/	/	/	/	/	102,62	/	125,36

### VIII.5.1.2. Perte par recul d'ancrage

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble vers le béton. Ce mouvement dépend du type d'ancrage utilisé, il se varie entre 1 mm et 12 mm suivant la puissance de l'ancrage (et donc le type de câble) et la méthode de précontrainte employée.

L'influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « x » dite distance d'influence du recul d'ancrage à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

#### ➤ Câble N°1

La tension à l'origine  $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P_0} (1 - f\alpha - \varphi x)$  avec  $\alpha = 0$  (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1476(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 0,5) = 1474,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0,18 \times 0,226 - 2 \times 10^{-3} \times 4,15) = 1403,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0,18 \times 0,226 - 2 \times 10^{-3} \times 12,55) = 1378,90 \text{ MPa}$$

$$g. E_p = 5 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 950 \text{ MPa. m}$$

- Calcul des aires

$$S_1 = (1476 - 1474,52) \times \frac{0,5}{2} = 0,37 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = (1474,52 - 1403,70) \times 0,5 = 35,41 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = (1474,52 - 1403,70) \times \frac{(4,15 - 0,5)}{2} = 129,24 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1403,70 - 1378,90) \times 4,15 = 102,92 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1403,70 - 1378,90) \times \frac{(12,55 - 4,15)}{2} = 104,16 \text{ MPa. m}$$

$$S_{\text{total}} = 372,1 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 305,32 = 744,2 \text{ MPa. m}$$

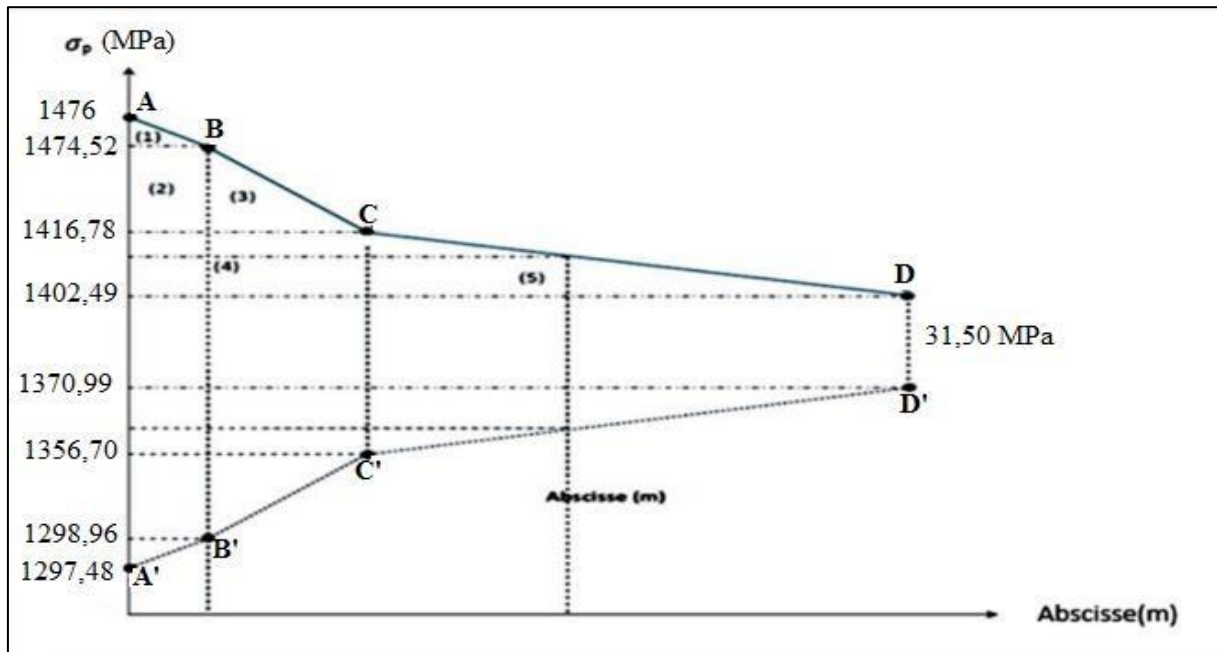
$g. E_p > S \Rightarrow$  Il se produit une chute de tension  $\Delta\sigma_M$

$$g. E_p = S + \Delta\sigma_M \times (AD) \Rightarrow \Delta\sigma_M = \frac{g. E_p - S}{(AD)} \Rightarrow \Delta\sigma_M = \frac{950 - 744,2}{12,55} = 16,39 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 16,39 \text{ MPa.}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°1 :



**Figure VIII.4:** Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°1.

### ➤ Câble N°2

La tension à l'origine  $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476$  MPa.

$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - \alpha x - \varphi x)$  avec  $\alpha = 0$  (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1476 (1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 0,5) = 1474,52 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_C = 1476 (1 - 0,18 \times 0,261 - 2 \times 10^{-3} \times 7,31) = 1385,07 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_D = 1476 (1 - 0,18 \times 0,261 - 2 \times 10^{-3} \times 9,39) = 1378,93 \text{ MPa}$$

$$g. E_p = 5 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 950 \text{ MPa. m}$$

- Calcul des aires

$$S_1 = (1476 - 1474,52) \times \frac{0,5}{2} = 0,37 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = (1474,52 - 1385,07) \times 0,5 = 44,72 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = (1474,52 - 1385,07) \times \frac{(7,31 - 0,5)}{2} = 304,57 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1385,07 - 1378,93) \times 7,31 = 47,49 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1385,07 - 1378,93) \times \frac{(9,39 - 7,31)}{2} = 6,38 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 400,47 = 807,06 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

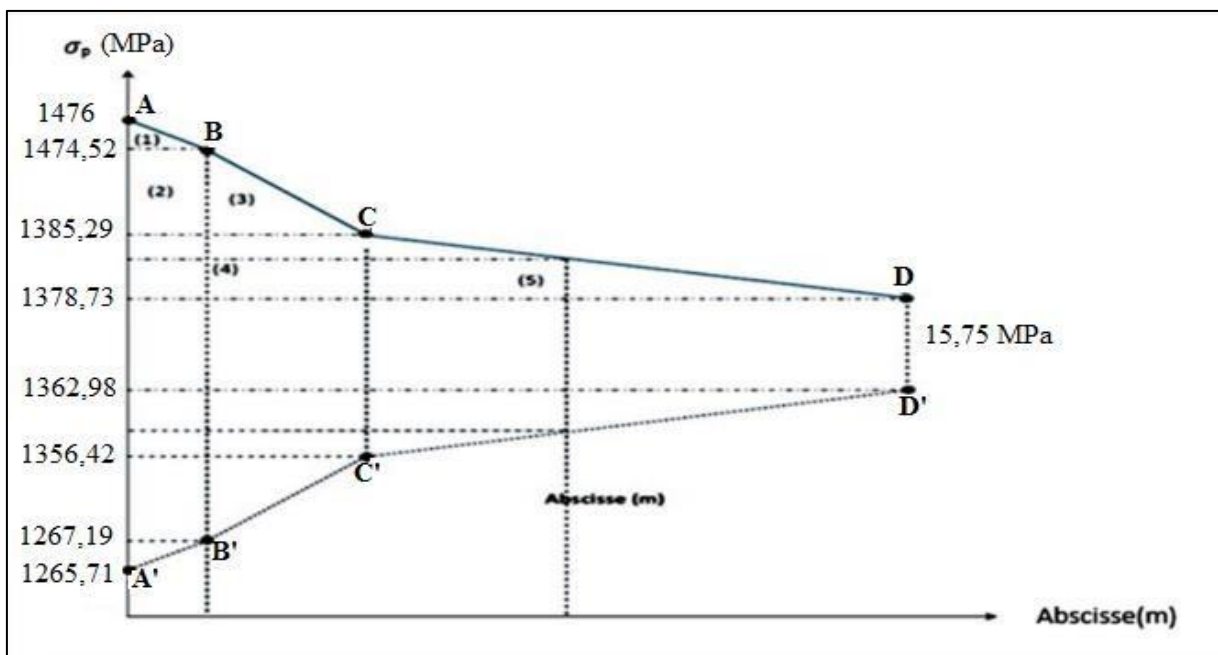
g.  $E_p > S \Rightarrow$  Il se produit une chute de tension  $\Delta\sigma_M$

$$g. E_p = S + \Delta\sigma_M \times (AD) \Rightarrow \Delta\sigma_M = \frac{g. E_p - S}{(AD)} \Rightarrow \Delta\sigma_M = \frac{950 - 807,06}{9,39} = 15,75 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 15,22 \text{ MPa}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°2 :



**Figure VIII.5:** Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°2.

- Câble N°3

La tension à l'origine  $\sigma_{p_0} = \sigma_A = 1476 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{p_0}(1 - f\alpha - \varphi x)$  avec  $\alpha = 0$  (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1476(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 0,5) = 1474,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0,18 \times 0,437 - 2 \times 10^{-3} \times 5,40) = 1367,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0,18 \times 0,437 - 2 \times 10^{-3} \times 11,30) = 1350,45 \text{ MPa}$$

$$g. E_p = 5 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 950 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

- Calcul des aires

$$S_1 = (1476 - 1474,52) \times \frac{0,5}{2} = 0,37 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = (1474,52 - 1367,86) \times 0,5 = 53,33 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = (1474,52 - 1367,86) \times \frac{(5,40 - 0,5)}{2} = 261,31 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1367,86 - 1350,45) \times 5,40 = 94,01 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1367,86 - 1350,45) \times \frac{(11,30 - 5,40)}{2} = 51,35 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 462,37 = 924,74 \text{ MPa. m}$$

g.  $E_p < S \Rightarrow$  le point M n'appartient pas à (BC).

Le point M appartient à (CD).

- Détermination de la longueur d'influence « x »

$$g. E_p = S_{\text{aire (ABCMC'B'A')}}$$

$$S_1 = 0,37 \text{ MPa. m } S_2 =$$

$$53,33 \text{ MPa. m } S_3 =$$

$$261,31 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1367,86 - \sigma_M) \times 5,40$$

$$S_5 = (1367,86 - \sigma_M) \frac{(x - 5,40)}{2}$$

$$^1 S = 315,01 + (1367,86 - \sigma_M) \left( 5,40 + \frac{(x-5,40)}{2} \right)$$

$$S = 630,02 + (1367,86 - \sigma_M)(5,40 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{P0}(1 - f\alpha - \varphi x) = 1476 \times (1 - 0,18 \times 0,436 - 2 \times 10^{-3} \cdot x) \sigma_M =$$

$$1360,16 - 2,952 \cdot x$$

Donc :

$$S = 630,02 + (1367, - [1360,16 - 2,952 \cdot x])(5,40 + x)$$

$$S = 681,4 + (-86,07 + 2,952 x^2)$$

$$S = 2,952 x^2 + 693,45$$

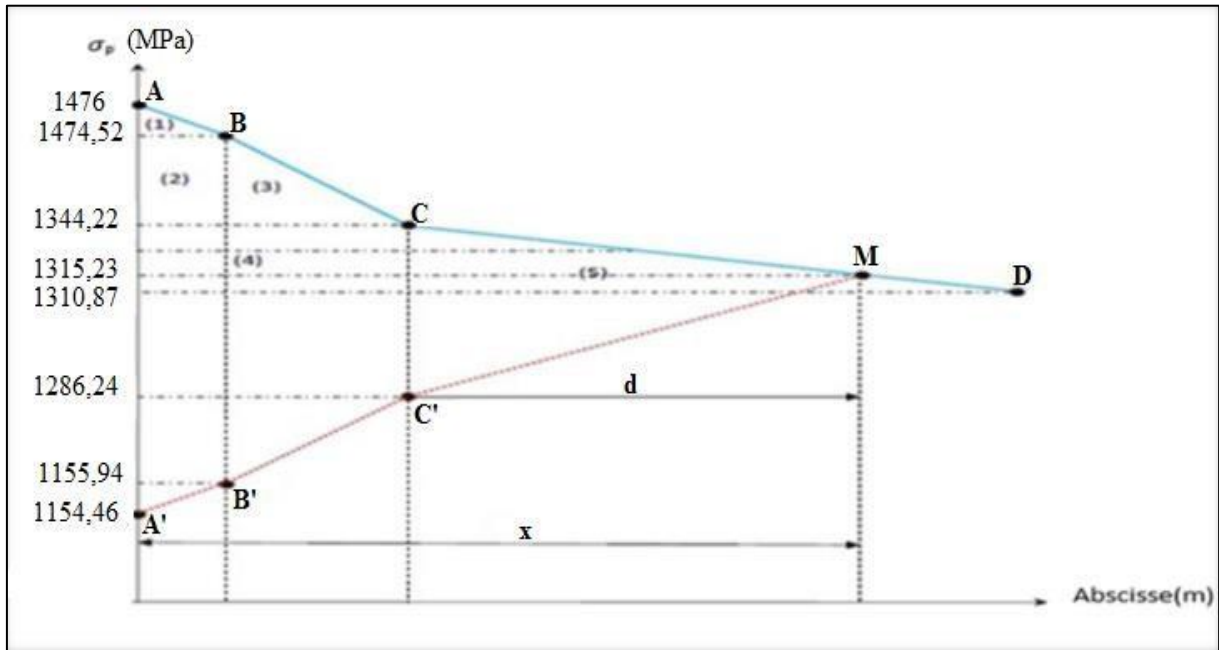
$$2,952 x^2 + 693,45 = 0 \Rightarrow x = 15,32 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1360,16 - 2,952 \times 15,32 \sigma_M =$$

$$1314,93 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°3 :



*Figure VIII.6: Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°3.*

- **Pertes par recul d'ancrage**

**Câble N°1**

$$\Delta\sigma_g(x = 16,70 \text{ m}) = 16,39 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x = 8,35 \text{ m}) = (1416,64 - 1402,49) \times 2 + 16,39 = 44,69 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x = 0,50 \text{ m}) = (1474,52 - 1298,48) = 176,04 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x = 0,00 \text{ m}) = (1476 - 1297,48) = 178,52 \text{ MPa} .$$

**Câble N°2**

$$\Delta\sigma_g(x = 16,70 \text{ m}) = 15,22 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x = 8,35 \text{ m}) = (1384,01 - 1378,73) \times 2 + 15,22 = 25,78 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x = 0,50 \text{ m}) = (1474,52 - 1267,19) = 207,33 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x = 0,00 \text{ m}) = (1476 - 1265,71) = 210,29 \text{ MPa} .$$

## Câble N°3

$$\Delta\sigma_g(x = 16,70 \text{ m}) = 0,00 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x = 8,35 \text{ m}) = (1344,51 - 1314,23) \times 2 + 0,00 = 60,56 \text{ MPa} .$$

**Tableau VIII.7: Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage «  $\Delta\sigma_g(x)$  » (MPa).**

Section	$\Delta\sigma_g(x)$			
	0,00L	0,5	0,25L	0,5L
Abscisse (m)	x = 0,00	x = 0,5	x = 8,35	x = 16,7
Câble 1	178,52	176,04	45,80	16,39
Câble 2	210,29	207,33	22,31	15,22
Câble 3	/	/	60,56	0
Valeur moyenne des 2 câbles	194,40	191,685	34,055	15,80
Valeur moyenne des 3 câbles	/	/	42,89	15,80

### VIII.5.1.3. Pertes par raccourcissement instantané du béton

Lorsqu'une contrainte est appliquée sur le béton, celui-ci subit une déformation immédiate. En conséquence, les armatures de précontrainte subissent également une déformation, ce qui entraîne une perte de tension.

La mise en tension des câbles se fera en une deux phases :

- La première famille sera tendue au 7<sup>ème</sup> et au 28<sup>ème</sup> jour (n = 2 câbles).
- La deuxième famille sera tendue au 28<sup>ème</sup> jour (n = 1 câble).

#### ➤ Câbles de la 1<sup>ère</sup> famille

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due à la non-simultanéité de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{n - 1}{2n} \cdot \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$  : Perte de tension moyenne de n câbles.

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_n} + n \cdot A_P \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B_n} \cdot \left(1 + \frac{B_n \cdot (e_p)^2}{I_n}\right)$$

$\sigma_{Pi}(x)$ : Contrainte normale dans le câble après toute pertes.  $e_p$ :

Excentricité du câble équivalent à la section considérée.  $n$  :

Nombre de câble par famille.

$A_p$ : Section nominale du câble.

$E_{bij}$  : Module instantané de déformation du béton .  $E_p$  :

Module d'élasticité longitudinale de câble.

$I_n$ : Inertie de la poutre seule

$M_g(x)$ : Moment dû au poids propre de la poutre seule à l'abscisse (x).

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p \cdot M_g \cdot e_p}{3E_{bij} I_n} + \frac{E_p \cdot n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_\phi(x) - \Delta\sigma_g(x))}{3E_{bij} B_n} \cdot \left(1 + \frac{B_n \cdot (e_p)^2}{I_n}\right)$$

- Position (x = 0 m)

$$B_n = 7563,4 \text{ cm}^2 f_{c7} =$$

$$23,18 \text{ MPa}$$

$$E_{bij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \Rightarrow E_{bi(7)} = 11000^3 \sqrt{23,18} = 31363,93 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2 I_n =$$

$$0,152 \text{ m}^4$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Calcul de l'excentricité «  $e_p$  »

$$e_p = y_i - V'_n V'_n =$$

$$0,87 \text{ m } y_{(1,2)} = 0,83$$

m

$$e_p = 0,87 - 0,835 = 0,035 \text{ m} \Rightarrow e_p = 350 \text{ mm}$$

Calcul du moment «  $M_g(x)$  »

$$P_{poutre} = 1,337 \text{ t/ml}$$

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 0 \Rightarrow M_g(0) = 0 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{Pi}(0) = 0 + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 31363,93} \times \frac{\Delta\sigma_{Pi}(0) = 17,46 \text{ MPa} \cdot 2 \times 1668(1476 - 63,41 - 194,4)}{7563,4 \times}$$

$$10^2$$
$$(1 +$$

$$\times$$
$$7563,4 \times 10^2 \times 350^2$$
$$0,152 \times 10^{12} )$$

---

- Position ( $x = 0,25L$ )

$$B_n = 4351 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'excentricité «  $e_p$  »

$$e_p = y_i - V'_n V'_n =$$

$$0,854 \text{ m } y_{(1,2)} =$$

$$0,12 \text{ m}$$

$$e_p = 0,12 - 0,854 = -0,734 \text{ m}$$

$$e_p = -734 \text{ mm}$$

Calcul du moment «  $M_g(x)$  »

$$P_{\text{poutre}} = 1,337 \text{ t/ml}$$

$$P \cdot x$$

$$1,337 \times 8,35$$

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 8,35 \text{ m} \Rightarrow M_g(0,25L) = \frac{1,337 \times 8,35}{2} \times (33,4 - 8,35)$$

$$M_g(0,25L) = 139,82 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,25L) = \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 31363,93} \times \frac{139,82 \times 10^7 \times (-734)}{0,151 \times 10^{12}} + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 31363,93}$$

$$\times \frac{2 \times 1668(1476 - 86,80 - 34,055)}{4351 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4351 \times 10^2 \times (-734)^2}{0,151 \times 10^{12}}\right).$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,25L) = 33,82 \text{ MPa}$$

- Position ( $x = 0,5L$ )

$$B_n = 4351 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'excentricité «  $e_p$  »

$$e_p = y_i - V'_n V'_n =$$

$$0,836 \text{ m } y_{(1,2)} =$$

$$0,12 \text{ m}$$

$$e_p = 0,12 - 0,836 = -0,716 \text{ m}$$

$$e_p = -716 \text{ mm}$$

Calcul du moment «  $M_g(x)$  »

$$P_{\text{poutre}} = 1,337 \text{ t/ml}$$

$$P \cdot x$$

$$1,337 \times 16,7$$

$$M_g(x) = \frac{\quad}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 16,7\text{m} \Rightarrow M_g(0,5L) = \frac{\quad}{2} \times (33,4 - 16,7)$$

$$M_g(0,5L) = 186,43 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,5L) = 3 \times \frac{1,9 \times 10^5}{31363,93} \times \frac{186,33 \times 10^7 \times (-716)}{0,151 \times 10^{12}} + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 31363,93} \times \frac{2 \times 1668(1476 - 130,80 - 15,80)}{4351 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4351 \times 10^2 \times (-716)^2}{0,151 \times 10^{12}}\right).$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,5L) = 2,69 \text{ MPa} .$$

Les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.8: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1<sup>ère</sup> famille).**

	Section	0,00L	0,25L	0,5L
Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	17,46	33,82	2,69

➤ **Câble de la 2<sup>ème</sup> famille**

La mise en tension de la 2<sup>ème</sup> 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<sup>ère</sup> famille lors de la mise en tension de la 2<sup>ème</sup> famille

La perte subie par chaque câble de la 1<sup>ère</sup> famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{bn2}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$  : Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2<sup>ème</sup> famille.

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_n} + n \cdot A_P \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B_n} \cdot \left(1 + \frac{B_n \cdot (e_p)^2}{I_n}\right)$$

Après transformation, la relation précédente devient :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_n} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_P \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_{\phi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B_n} \cdot \left(1 + \frac{B_n \cdot (e_p)^2}{I_n}\right)$$

- Position (x = 0,25L)

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$$B_n = 8352 \text{ cm}^2 \cdot f_{c28} =$$

$$35 \text{ MPa}$$

$$E_{bij} = 11000^3 \cdot f_{cj} \Rightarrow E_{bi(7)} = 11000 \cdot \sqrt{35} = 35981,73 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,282 \text{ m}^4$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Calcul de l'excentricité «  $e_p$  »

$$e_p = y_i - V'_n V'_n =$$

$$1,212 \text{ m } y_{(3)} = 0,18$$

m

$$e_p = 1,50 - 1,212 = -1,032 \text{ m}$$

$$e_p = -1032 \text{ mm}$$

Calcul du moment «  $M_g(x)$  »

$$P_{\text{poutre}} = 1,337 \text{ t/ml}$$

$$P \cdot x \qquad \qquad \qquad 1,337 \times 8,35$$

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 8,35 \text{ m} \Rightarrow M_g(0,25L) = \frac{1,337 \times 8,35}{2} \times (33,4 - 8,35)$$

$$M_g(0,25L) = 139,82 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,25L) = \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 35981,73} \times \frac{139,82 \times 10^7 \times (291)}{0,282 \times 10^{12}} + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 35981,73} \times \frac{3 \times 1668(1476 - 102,62 - 42,89)}{8352 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8352 \times 10^2 \times (-291)^2}{0,282 \times 10^{12}}\right).$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,25L) = 13,64 \text{ MPa} .$$

- Position ( $x = 0,5L$ )

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$$B_n = 8352 \text{ cm}^2 \quad A_p =$$

$$1668 \text{ mm}^2 \quad I_n = 0,282$$

m<sup>4</sup>

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$e_p = 291 \text{ mm}$$

Calcul du moment «  $M_g(x)$  »

$$P_{\text{poutre}} = 1,337 \text{ t/ml}$$

$$P \cdot x \qquad \qquad \qquad 1,337 \times 16,7$$

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 16,7 \text{ m} \Rightarrow M_g(0,5L) = \frac{1,337 \times 16,7}{2} \times (33,4 - 16,7)$$

$$M_g(0,5L) = 186,4 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{pi}(0,5L) = 3 \times \frac{1,9 \times 10^5}{35981,73} \times \frac{186,4 \times 10^7 \times (291)}{0,282 \times 10^{12}} + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 35981,73} \times \frac{3 \times 1668(1476 - 125,36 - 15,80)}{8352 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8352 \times 10^2 \times (291)^2}{0,222 \times 10^{12}}\right).$$

$$\Delta\sigma_{pi}(0,5L) = 14,65 \text{ MPa} .$$

Les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.9:** Pertes subies par la 1<sup>ère</sup> famille lors de la mise en tension de la 2<sup>ème</sup> famille.

	Section	0,00L	0,25L	0,5L
Câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	/	13,64	14,65

#### VIII.5.1.4. Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_{inst}(x)$ »

En appliquant la formule suivante, on trouve les résultats des pertes instantanées totales

$$\Delta\sigma_{inst}(x) = \Delta\sigma_f(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{pi}(x)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.10:** Pertes instantanées totales à différentes sections « $\Delta\sigma_{inst}(x)$ »(MPa).

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	$\Delta\sigma_f(x)$	63,441	86,83	130,81
	$\Delta\sigma_g(x)$	194,40	34,055	23,625
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	17,46	33,82	2,69
	<b><math>\Delta\sigma_{inst}(x)</math></b>	<b>275,30</b>	<b>154,70</b>	<b>157,12</b>
Câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	$\Delta\sigma_f(x)$	/	102,62	125,36
	$\Delta\sigma_g(x)$	/	36,223	15,75
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	/	13,64	14,65
	<b><math>\Delta\sigma_{inst}(x)</math></b>	/	<b>152,48</b>	<b>158,76</b>

### VIII.5.1.5. Tensions initiales probables « $\sigma_{pi}(x)$ »

Les tensions initiales probables pour chaque famille de câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus, après l'application de la formule suivante :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}(x)$$

**Tableau VIII.11: Tensions initiales probables « $\sigma_{pi}(x)$ » (MPa).**

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	$\sigma_{p0}(x)$	1476,00		
	$\sigma_{inst}(x)$	275,30	154,70	157,12
	$\sigma_{pi}(x)$	1200,7	1321,3	1318,88
Câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	$\sigma_{p0}(x)$	1476,00		
	$\sigma_{inst}(x)$	/	152,48	158,76
	$\sigma_{pi}(x)$	/	1323,52	1317,24

### VIII.5.2. Pertes différées

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.

#### VIII.5.2.1. Perte due au retrait du béton

Le béton subit un raccourcissement dû à l'évaporation de l'eau excédentaire, ce qui détend les câbles de précontrainte, entraînant une perte de tension. Cette perte de tension peut être mesurée par un coefficient de retrait, qui est déterminé par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E_p$$

Avec :

$$t + 9r \frac{tr(t_0)}{m} : \text{Loi d'évolution du retrait.}$$

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon moyen de la section.}$$

B : aire de la section nette. U :

périmètre de la section.

t : âge du béton à la mise en tension des câbles.

$\epsilon_r$ : Le retrait final du béton tel que  $\epsilon_r(t) = \epsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$  « BPEL 91 Art 2.1.51 »

Section d'about :

$$r_m = \frac{7563,4}{496,89} = 15,22 \text{ cm}$$

Section intermédiaire :

$$r_m = \frac{5827,2}{507,19} = 11,487 \text{ cm}$$

Section médiane :

$$r_m = \frac{4352}{517,14} = 8,41 \text{ cm}$$

➤ **Perte dans les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille.**

- Section d'about :

$$7 + 9r \quad \frac{7r(j_7)}{m} = \frac{7}{7 + 9 \times 15,22} = 0,04$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{r(1)} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,04] \times 1,9 \times 10^5 = 54,2 \text{ MPa}$$

- Section intermédiaire :

$$7 + 9r \quad \frac{7r(j_7)}{m} = \frac{7}{7 + 9 \times 11,48} = 0,063$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{r(1)} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,063] \times 1,9 \times 10^5 = 53,40 \text{ MPa}$$

- Section médiane :

$$7 + 9r \quad \frac{7r(j_7)}{m} = \frac{7}{7 + 9 \times 8,41} = 0,084$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{r(1)} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,084] \times 1,9 \times 10^5 = 52,21 \text{ MPa}$$

➤ **Perte dans le câble de la 2<sup>ème</sup> famille**

- Section intermédiaire :

$$= \frac{28r(j_{28})}{28 + 9r} = \frac{28}{28 + 9 \times 15,22} = 0,16$$

Donc :  $\Delta\sigma_{r(2)} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,16] \times 1,9 \times 10^5 = 47,88 \text{ MPa} .$

- Section médiane :

$$= \frac{28 \cdot r(j_{28})}{28 + 9r} = \frac{28}{28 + 9 \times 11,48} = 0,21$$

Donc :  $\Delta\sigma_r(2) = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,21] \times 1,9 \times 10^5 = 45,03 \text{ MPa}$  .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.12: Valeurs des pertes dues au retrait de béton «  $\Delta\sigma_r$  » (MPa).**

	Section	0,00L	0,25L	0,5L
Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	7 <sup>ème</sup> jour	54,2	53,69	52,21
Câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	28 <sup>ème</sup> jour	/	47,03	52,21

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à (x =0,5L) est égale à :

$$\Delta\sigma_r(\text{moy}) = \frac{2 \times 52,21 + 1 \times 52,21}{3} = 52,21 \text{ MPa} .$$

### VIII.5.2.2. Perte due à la relaxation des aciers « BPEL 91 Art3.3.23 »

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps.

La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100 \cdot \rho_{1000}} \cdot \left( \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

$\rho_{1000}$  (%) : Relaxation des aciers garantie à 1000 heures = 2,5%

$\mu_0$  : Coefficient 0,43 pour les armatures de très basse relation (TBR).

$\sigma_{pi}(x)$  : Tension probable après tout pertes instantanées.

$f_{prg}$ : Contrainte de rupture garantie ; ( $f_{prg}$ = 1860 MPa).

#### ➤ Perte dans les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille

- Position (x = 0 m)

$$\Delta\sigma_p(0) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left( \frac{1200,7}{1860} - 0,43 \right) \times 1200,7 = 38,81 \text{ MPa} .$$

- Position ( $x = 0,25 L$ )

$$\Delta\sigma_p(0,25L) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left( \frac{1321,3}{1860} - 0,43 \right) \times 1321,3 = 55,56 \text{ MPa} .$$

- Position (x = 0,5 L)

$$\Delta\sigma_p(0,5L) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left( \frac{1318,88}{1860} - 0,43 \right) \times 1318,88 = 55,21 \text{ MPa} .$$

➤ **Perte dans le câble de la 2<sup>ème</sup> famille**

- Position (x = 0,25 L)

$$\Delta\sigma_p(0,25L) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left( \frac{1321,817}{1860} - 0,43 \right) \times 1321,817 = 55,65 \text{ MPa} .$$

- Position (x = 0,5 L)

$$\Delta\sigma_p(0,5L) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left( \frac{1323,52}{1860} - 0,43 \right) \times 1323,52 = 55,89 \text{ MPa} .$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.13: Récapitulatif des pertes par relaxation dans les câbles «  $\Delta\sigma_p(x)$  » (MPa).**

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	$\sigma_{pi}(x)$	1200,7	1321,3	1318,88
	$\Delta\sigma_p(x)$	38,81	55,56	55,21
Câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	$\sigma_{pi}(x)$	/	1323,48	1317,24
	$\Delta\sigma_p(x)$	/	55,65	55,89

**VIII.5.2.3. Perte dues au fluage « BPEL 91 Art 3.3.22 »**

Sous l'action d'une contrainte permanente, le béton subit des déformations au cours du temps. Les câbles étant ancrés dans le béton vont subir les mêmes déformations, ce qui engendre une chute de leur tension.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\sigma_b$  : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

$\sigma_M$  : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

➤ **Perte dans les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille**

• **Position (x = 0 m)**

La Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen peut être calculée par la formule suivante :

$$\sigma_M(x) = n \cdot A_P \cdot \sigma_{Pi}(x) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n}$$

Avec :

$$\sigma_{pi}(x) = 1200,7 \text{ MPa}$$

$$B_n = 7563 \text{ cm}^2 \quad A_p =$$

$$1668 \text{ mm}^2 \quad I_n = 0,151$$

$$\text{m}^4$$

$$e_p = 350 \text{ mm}$$

$$E_{bij} = 11000^3 \text{ f} \Rightarrow E_{bi(28)} = 11000 \sqrt{35} = 35981,73 \text{ MPa}$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$n = 2 \text{ câbles}$$

Calcul du moment «  $M_g(x)$  »

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 0 \Rightarrow M_g(0) = 0 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\sigma_M(0) = 2 \times 1668 \times 1200,7 \times \left( \frac{1}{7563 \times 10} + \frac{(50)^2}{0,151 \times 10} \right) + 0$$

$$\sigma_M(0) = 8,54 \text{ MPa} .$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(x) = n \cdot A_P \cdot (\sigma_\infty(x)) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right)$$

Calcul de la tension finale probable «  $\sigma_\infty(x)$  » ; d'après le BPEL 91, est égale à :

$$\sigma_{\infty}(x) = \sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\sigma_{\infty}(x) = \sigma_{Pi}(x) - (\Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x))$$

$$\sigma_{\infty}(0) = 1200,7 - (54,2 + \frac{5}{6} 38,81 + \Delta\sigma_{fl}(x))$$

$$\sigma_{\infty}(0) = 1114,15 - \Delta\sigma_{fl}(x)$$

Donc :

$$\sigma_b(0) = 2 \times 1668 \times (1114,15 - \Delta\sigma_{fl}) \times \left( \frac{1}{7563 \times 10^2} + \frac{350^2}{0,151 \times 10^{12}} \right)$$

$$\sigma_b(0) = 3336 \times (1114,15 - \Delta\sigma_{fl}) \times (2,13 \times 10^{-6})$$

$$\sigma_b(0) = 7,11 \times 10^{-3} \times (1114,15 - \Delta\sigma_{fl}) \sigma_b(0)$$

$$= 7,92 - 7,11 \times 10^{-3} \Delta\sigma_{fl}$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl}(0) = (8,54 + 7,92 - 7,11 \times 10^{-3} \Delta\sigma_{fl}) \times \frac{1,9 \times 10^5}{35981,73}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0) = (16,46 - 7,11 \times 10^{-3} \Delta\sigma_{fl}) \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0) = 86,37 \text{ MPa .}$$

• **Position (x=0,25L)**

Calcul de  $\sigma_M(x)$  Avec :

$$\sigma_{pi}(x) = 1321,3 \text{ MPa}$$

$$B_n = 4351 \text{ cm}^2 \quad A_p =$$

$$1668 \text{ mm}^2 \quad I_n = 0,151$$

$$\text{m}^4$$

$$e_p = -734 \text{ mm}$$

Calcul du moment «  $M_g(x)$  »

$$P_{poutre} = 1,337 \text{ t/ml}$$

$$P \cdot x$$

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x)$$

$$\text{pour } x = 8,35\text{m} \Rightarrow M_g(8,35) = \frac{1,337 \times 8,35}{2} \cdot (33,4 - 8,35)$$

$$M_g(0,25L) = 139,82 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\sigma_M(0,25L) = 2 \times 1668 \times 1321,3 \times \left( \frac{1}{4351 \times 10^2} + \frac{(-734)^2}{0,151 \times 10^{12}} \right) + \frac{139,82 \times 10^7 \times (-734)}{0,151 \times 10^{12}}$$

$$\sigma_M(0,25L) = 25,85 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(x) = n \cdot A_P \cdot (\sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n}$$

$$\sigma_b(0,25L) = \sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e^2}{I_n} \right)$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = [\sigma_M(x) + [\sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e^2}{I_n} \right)]] \times \frac{E}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = [2 \sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e^2}{I_n} \right)] \times \frac{E}{E_{bij}}$$

D'après le BPEL 91, la perte différée «  $\Delta\sigma_{diff}(x)$  » est égale à :

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x)$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,25L) = 53,69 + \frac{5}{6} \times 55,56 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,25L) = 99,99 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = [2 \times 25,85 - 2 \times 1668 \times (99,99 + \Delta\sigma_{fl})$$

$$\times \left( \frac{1}{4351 \times 10^2} + \frac{(-734)^2}{0,151 \times 10^{12}} \right)] \times \frac{1,9 \times 10^5}{35981,73}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = [51,7 - 3336 \times (99,99 + \Delta\sigma_{fl}) \times (5,86 \times 10^{-6})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = [51,7 - (2,055 + 0,02 \Delta\sigma_{fl})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = 40,74 \text{ MPa} .$$

- **Position (x = 0,5L)**

Calcul de  $\sigma_M(x)$  Avec

$$\sigma_{pi}(x) = 1318,88 \text{ MPa}$$

$$B_n = 8352 \text{ cm}^2 \quad A_p =$$

$$1668 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,151 \text{ m}^4$$

$$e_p = -734 \text{ mm}$$

$$M_g(0,5L) = 186,4 \text{ t.m}$$

Application numérique

$$\sigma_M(0,5L) = 2 \times 1668 \times 1318,88 \times \left( \frac{1}{8352 \times 10^2} + \frac{(-734)^2}{0,151 \times 10^{12}} \right) + \frac{186,4 \times 10^7 \times (-734)}{0,151 \times 10^{12}}$$

$$\sigma_M(0,5L) = 20,41 \text{ MPa} .$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(x) = n \cdot A_P \cdot (\sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n}$$

$$\sigma_b(0,5L) = \sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right)$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [\sigma_M(x) + [\sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right)]] \times \frac{E}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [2 \sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right)] \times \frac{E}{E_{bij}}$$

D'après le BPEL 91, la perte différée « $\Delta\sigma_{diff}(x)$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x)$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,5L) = 52,21 + \frac{5}{6} \times 55,21 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,5L) = 98,21 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [2 \times 20,411 - 2 \times 1668 \times (98,21 + \Delta\sigma_{fl}) \times \left( \frac{1}{8352 \times 10^2} + \frac{(-734)^2}{0,151 \times 10^{12}} \right)] \times \frac{1,9 \times 10^5}{35981,73}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [40,82 - 3336 \times (98,21 + \Delta\sigma_{fl}) \times (1,19 \times 10^{-6})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [40,82 - (1,94 + 0,02 \Delta\sigma_{fl})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = 30,47 \text{ MPa} .$$

➤ **Perte dans le câble de la 2<sup>ème</sup> famille**

De la même façon on calculera les pertes dans le câble la 2<sup>ème</sup> famille, Seulement que le nombre de câbles change et la section résistante sera dans ce cas la poutre avec hourdis.

- Position (x = 0,25L)

Calcul de  $\sigma_M(x)$  Avec

:

$$\sigma_{pi}(0,25L) = 1323,52 \text{ MPa}$$

$$B_n = 8458 \text{ cm}^2 \quad A_p =$$

$$1668 \text{ mm}^2 \quad I_n = 0,252$$

$$\text{m}^4$$

$$e_p = -734 \text{ mm}$$

$$n = 3 \text{ câbles}$$

Calcul de  $M_g(x)$  :

$$M_{g^{p+d}}(0,25L) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot \frac{(L-x)}{2}$$

$$\text{pour } x = 8,35\text{m} \Rightarrow M_{g^{p+d}}(0,25L) = \frac{2,375 \times 8,35}{2} \times (33,4 - 8,35) = 256,69 \text{ t.m}$$

Application numérique

$$\sigma_M(0,25L) = 3 \times 1668 \times 1323,52 \times \left( \frac{1}{8458 \times 10^2} + \frac{(-734)^2}{0,252 \times 10^{12}} \right) + \frac{256,69 \times 10^7 \times (-734)}{0,252 \times 10^{12}}$$

$$\sigma_M(0,25L) = 18,72 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(x) = n \cdot A_p \cdot (\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n}$$

$$\sigma_b(0,25L) = \sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e^2}{I_n} \right)$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = [\sigma_M(x) + [\sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e^2}{I_n} \right)]] \times \frac{E}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = [2 \sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e^2}{I_n} \right)] \times \frac{E}{E_{bij}}$$

D'après le BPEL 91, la perte différée « $\Delta\sigma_{diff}(x)$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_{\text{diff}}(0,25L) = 47,03 + \frac{5}{6} \times 55,65 + \Delta\sigma_n$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,25L) = 93,40 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = [2 \times 18,72 - 3 \times 1668 \times (93,40 + \Delta\sigma_{fl}) \times (\frac{1}{8458 \times 10} + \frac{(-734)^2}{0,252 \times 10})] \times \frac{1,9 \times 10^5}{35981,73}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = [29,46 - 5004 \times (86,44 + \Delta\sigma_{fl}) \times (3,32 \times 10^{-6})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = [29,46 - (1,44 + 0,02 \Delta\sigma_{fl})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = 128,22 \text{ MPa}$$

• Position (x = 0,5L)

Calcul de  $\sigma_M(x)$

Avec :

$$B_n = 8458 \text{ cm}^2 \quad A_p =$$

$$1668 \text{ mm}^2 \quad I_n = 0,252$$

$$\text{m}^4$$

$$e_p = -734 \text{ mm}$$

$$n = 3 \text{ câbles}$$

$$\sigma_{pi}(0,5L) = 1317,24 \text{ MPa}$$

Calcul de  $M_g(x)$  :

$$P_{poutre+dalle} = 1,337 + 0,875 = 2,212 \text{ t/ml (poutre + dalle)}$$

$$M_g^{p+d}(0,5L) = \frac{PL^2}{8} = \frac{2,212 \times 33,4^2}{8} = 308,45 \text{ t.m}$$

Application numérique

$$\sigma_M(0,5L) = 3 \times 1668 \times 1317,24 \times (\frac{1}{8458 \times 10} + \frac{(-734)^2}{0,252 \times 10}) + \frac{308,45 \times 10^7 \times (-734)}{0,252 \times 10}$$

$$\sigma_M(0,5L) = 15,36 \text{ MPa} .$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(x) = n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)) \cdot (\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n}) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n}$$

$$\sigma_b(0,5L) = \sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot (\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n})$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [\sigma_M(x) + [\sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot (\frac{1}{B_n} + \frac{e^2}{I_n})]] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [2 \sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left( \frac{1}{I_n} + \frac{e_p^2}{E_{bij}} \right)] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

D'après le BPEL 91, la perte différée «  $\Delta\sigma_{diff}(x)$  » est égale à :

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x)$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,5L) = 52,21 + \frac{5}{6} \times 55,89 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,5L) = 98,78 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [2 \times 15,36 - 3 \times 1668 \times (98,78 + \Delta\sigma_{fl}) \times \left( \frac{1}{8458 \times 10^2} + \frac{(-734)^2}{0,252 \times 10^{12}} \right)] \times \frac{1,9 \times 10^5}{35981,73}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [24,52 - 5004 \times (94,91 + \Delta\sigma_{fl}) \times (3,32 \times 10^{-6})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [24,52 - (1,57 + 0,02 \Delta\sigma_{fl})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = 111,18 \text{ MPa.}$$

➤ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.14:** Récapitulatif des pertes par fluage «  $\Delta\sigma_{fl}(x)$  ».

Section	$\Delta\sigma_{fl}(x)$		
	0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)	x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	86,37	40,74	30,47
Câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	/	111,18	128,22

• Pertes différés totales

Les pertes différées totales pour chaque famille de câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus, après l'application de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x)$$

Tableau VIII.15: Pertes différées totales «  $\Delta\sigma_{diff}(x)$  » dans les différentes sections.

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	$\Delta\sigma_r(x)$	54,2	53,69	52,21
	$\Delta\sigma_p(x)$	38,81	55,56	55,211
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$	86,37	40,74	30,47
	<b><math>\Delta\sigma_{diff}(x)</math></b>	<b>179,38</b>	<b>149,99</b>	<b>137,89</b>
Câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	$\Delta\sigma_r(x)$	/	47,03	52,21
	$\Delta\sigma_p(x)$	/	55,65	55,89
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$	/	111,18	128,22
	<b><math>\Delta\sigma_{diff}(x)</math></b>	/	<b>213,86</b>	<b>236,32</b>

## VIII.6. Représentations des résultats finaux

### VIII.6.1. Tension finale probable

Donc, les tensions finales probables pour chaque famille de câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus, après l'application de la formule suivante :

$$\sigma_{p\infty}(x) = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

Tableau VIII.16: Tensions finales probables «  $\sigma_{p\infty}(x)$  » (MPa).

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	1200,7	1321,3	1218,88
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	179,38	149,99	137,89
	$\sigma_{p\infty}(x)$	1021,4	1171,31	108,99
Câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	/	1323,52	1317,24
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	/	213,86	236,32

	$\sigma_{p\infty}(x)$	/	1109,66	1080,92
--	-----------------------	---	---------	---------

VIII.6.2. Pertes totales

En appliquant la formule suivante, on trouve les résultats des pertes totales :

$$\Delta\sigma_{Tot}(x) = \Delta\sigma_{inst}(x) + \Delta\sigma_{diff}(x)$$

En appliquant la formule suivante, on trouve les pourcentages des pertes totales :

$$\Delta\sigma_{Tot} \% = \left( \frac{\Delta\sigma_{Tot}(x)}{\sigma_{P_0}} \right) \times 100 \%$$

Avec :

$$\sigma_{P_0} = 1476 \text{ MPa .}$$

Les résultats finaux des pertes sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.17: Récapitulatif des pertes totales « $\Delta\sigma_{Tot}(x)$  » par famille.**

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	$\Delta\sigma_{inst}(x)$	275,30	157,70	175,12
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	179,38	149,99	137,89
	$\Delta\sigma_{Tot}(x)$	454,68	307,69	313,01
	$\Delta\sigma_{Tot}(\%)$	30,80	20,84	21,20
Câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	$\Delta\sigma_{inst}(x)$	/	152,48	158,76
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	/	213,86	236,32
	$\Delta\sigma_{Tot}(x)$	/	366,34	395,08
	$\Delta\sigma_{Tot}(\%)$	/	24,81	26,76

Les valeurs des pertes totales sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.18: Récapitulatif des pertes totales « $\Delta\sigma_{Tot}(\%)$  ».**

Section	0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)	x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
$\Delta\sigma_{Tot}(x)$	454,68	337,01	354,045
$\Delta\sigma_{Tot}(\%)$	<b>30,80</b>	<b>22,83</b>	<b>23,98</b>

<b>Vérification</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>
---------------------	-----------------	-----------------	-----------------

## **VIII.7. Conclusion**

On constate que le pourcentage maximum des pertes totales comprises entre 22 % et 31 % ne dépasse pas celui des pertes estimées à **(32 %)**.

***Chapitre VIII :***  
***Etude de l'Appareil d'Appui***

## Introduction :

Ce chapitre se focalise sur l'examen des dispositifs de soutien et des blocs d'appui. L'objectif des dispositifs d'appui est de garantir la connexion entre la superstructure et l'infrastructure, il rend possible l'absorption des déformations et des translations de la structure de plus leur participation à la stabilité du pont est due à leur capacité de se déformer face aux contraintes qui les affectent.

### Appareils d'appui en élastomère fretté de type B :

Ils se composent de couches d'élastomère empilées avec l'insertion de tôles d'acier qui servent de frettes, ils se sont donc pas entièrement fixes ni totalement mobiles.

L'élastomère est un matériau de grande molécularité qui suite à une légère variation de contrainte retrouve approximativement sa forme et ses dimensions d'origine.

Ces types d'appareils d'appui ont plusieurs avantages qui sont :

- ✓ Facilité de mise en œuvre
- ✓ Facilité de réglage de contrôle et pratiquement aucun entretien
- ✓ Bonne répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis
- ✓ Coût relativement modéré

Ces dispositifs trouvent leur principal attrait dans leur capacité à se déformer face aux efforts qui leur sont appliqués, ils assurent de manière flexible le soutien des charges horizontales et des rotations. **la norme N-F EN 1337-3** fournit la géométrie de l'appareil d'appui de type B.

*Reaction maximal :*

$$R_u = 1.35G + 1.6D_{240} = 128.63t$$

### Prédimensionnement de l'appareil d'appui :

La prescription de dimensionnement se réalise en condition limite ultime conformément à la norme NF EN 1337-6 du règlement setra 2000.

### Surface de l'appareil d'appui :

#### Surface totale en plan de l'appareil :

la détermination, de l'aire de l'appareil d'appui repose sur la relation ci-après :

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

$$\text{Alors : } \frac{12860}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow a \times b = 857.33 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$a = 30 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm}$$

La surface totale en plan de l'appareil d'appui est :  $A = a \times b = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$

#### Surface réduite en plan de l'appareil :

$$A' = a' \times b'$$

Tel que  $a'$  et  $b'$  sont les caractéristiques de frettes.

Ou :

$$a \geq a' + 4 \text{ cm} \rightarrow a' \leq 26 \text{ cm} ; b \geq b' + 4 \text{ cm} \rightarrow b' = 36 \text{ cm}$$

La surface réduite en plan de l'appareil est :  $A_r = 26 \times 36 = 936 \text{ cm}^2$

### Épaisseur nominale totale de l'élastomère :

L'épaisseur nominale totale est établie en fonction de la condition de non-flambement :

$$\frac{a}{10} \leq t_e \leq \frac{a}{5} = \frac{30}{10} \leq t_e \leq \frac{30}{5} \text{ ce qui donne : } 3 \text{ cm} \leq t_e \leq 6 \text{ on prend } t_e = 5 \text{ cm}$$

### Épaisseur de frettes :

$$e = \frac{\sigma_{moy} \times a}{\sigma_e \times \beta}$$

$$\beta = \frac{30 \times 40}{(30 \times 40) \times 2 \times 12 \times 10^{-1}} = 7.14$$

$$\sigma_{moy} = \frac{1286 \times 10^2}{30 \times 40} = 107.16$$

$$e \geq \frac{107.16 \times 30}{2150 \times 7.14} \geq 0.23 \text{ cm}$$

$$2.3 \leq e \leq 3 \text{ donc } e = 3 \text{ mm}$$

Nous prenons donc un appareil d'appui de :  $300 \times 400 \times 5(10 + 3)$

### Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions :

#### Action statique ( efforts dus aux déformations ) :

Y'en as 3 types de déformations :

- Déformation due au retrait dans l'appareil d'appui  $\Delta_r$
- Déformation due a la variation de la température  $\Delta_T$
- Déformation due au fluage  $\Delta_{fl}$

Pour le calcul des efforts on utilise l'équation suivante :

$$S_x = \frac{G_0 \times a \times b \times \Delta_x}{T_e} = \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.40 \times \Delta_x}{0.05}$$

Tel que :

$S_x = \text{effort correspondant}$

$G_0 = \text{module de deformation transversal d'appareil d'appui en elastometre fretté} = 0.9 \text{ MPa}$

$\Delta_x = \text{déplacement horizontal}$

$T_e = 0.05 \text{ m}$

$a = 0.30 \text{ m}$

$b = 0.40 \text{ m}$

• **Retrait :**

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = \frac{1.5 \times 10^{-4} \times 33.40}{2} = 2.5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

• **Fluage :**

$$\Delta_f = \frac{\sigma_{bm} \times L}{E_i \times 2} = \frac{65 \times 33.40}{3.598 \times 10^5 \times 2} = 3 \times 10^{-3} \text{ m}$$

• **Température :**

$$\Delta_T = E_{tem} \times \frac{L}{2} = 3 \times 10^{-4} \times \frac{33.40}{2} = 5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Les valeur des efforts statiques sont dans le tableau suivant :

DEFORMATIONS (mm)	EFFORTS CORRESPONDANT (Kn)
$\Delta_r = 2,5 \times 10^{-3} \text{ m}$	$S_{retrait} = 5,4$

$\Delta T = 3 \times 10^{-3} \text{ m}$	$S_{\text{température}} = 6,48$
$\Delta f = 5 \times 10^{-3} \text{ m}$	$S_{\text{fluage}} = 10,8$

### Action dynamique :

#### Effort de freinage :

Les chargement A(L) et Bc qui sont a l'origine d'un effort de freinage exercent une charge dynamique horizontale significative .

#### Chargement A(L) :

la formule ciapres est utilisée pour déterminer l'effort de freinage correspondant au chargement A :

$$S_A = \frac{F_A}{N} = \frac{11.8}{16} = 0.74t$$

Avec :

$F_A$  == force du freinage due a la charge

$n$  = nombre d'appui dans une travée

#### Chargement Bc :

La formule ci-après est utilise pour déterminer l'effort de freinage correspondant au chargement Bc :

$$S_A = b_c \times \frac{F_{bc}}{n}$$

Avec :

$F_{bc}$  = force de freinage due a la charge Bc = 30t

Bc= coefficient de majoration dynamique pour une seul travée = 1.2

Alors :  $S_{bc} = 1.2 \times \frac{30}{16} = 2.25t$

#### Effort du au vent :

L'effort du au vent est donner par la formule suivante :

$$S_v = A_{lt} \times \frac{P}{N}$$

Avec :

P : pression exercée par le vent sur la surface latérale = 2 KPa

$A_{lt}$  = surface du tablier qui s'oppose au vent tel que :  $A_{lt} = L \times H$

L : portée totale = 100.2 m

H = hauteur totale du tablier = 1.75 m

$A_{lt} = L \times H = 100.2 \times 1.75 = 175.35 \text{ m}^2$

$$S_v = 175.35 \times \frac{2}{16} = 21.91$$

#### Critère de stabilité :

##### La stabilité a la rotation :

On la vérifie avec la condition suivante :

$$V_z = \sum \frac{F_z \times t_i}{A_r} \times \left( \frac{1}{5 \times G_0 \times S_i^2} + \frac{1}{E_b} \right) \geq \frac{a \times \alpha_a \times b \times \alpha_b}{K_r}$$

On as deux types de feuille d'élastomère :

- Feuille intermédiaire :  $S_{int} = \frac{0.30 \times 0.40}{2 \times 0.012 \times (0.30 \times 0.40)} = 7.14$

- Feuille extérieure :  $S_{ext} = \frac{0.30 \times 0.40}{1.4 \times 0.012 \times (0.30 \times 0.40)} = 10.20$

$$\text{Alors : } V_z = \frac{1.82 \times (4 \times 0.010)}{0.29 \times 0.39} \times \left( \frac{1}{5 \times 0.9 \times 7.14^2} + \frac{1}{2000} \right) + \frac{1.82 \times (2 \times 0.006)}{0.29 \times 0.39} \times \left( \frac{1}{5 \times 0.9 \times 10.20} + \frac{1}{2000} \right) = 5.1 \times 10^{-4}$$

Aussi :  $\frac{0.29 \times 0.39}{}$

**Etudes des dés d'appui :**

Un dé d'appui communément désigné comme bossage est une portion prééminente d'une pile ou d'un tablier de pont ou repose l'élément porteur elle est conçue pour fournir une surface complètement horizontale et l'altitude appropriée a l'appareil afin de grandir son fonctionnement normal .

**Dimensionnement des dés d'appareil d'appui :**

	LONGUEUR(cm)	LARGEUR(cm)	HAUTEUR(cm)
<b>DESUPERIEUR</b>	40+10=50	30+10=40	20
<b>DEINFERIEUR</b>	40+10=50	30+10=40	20

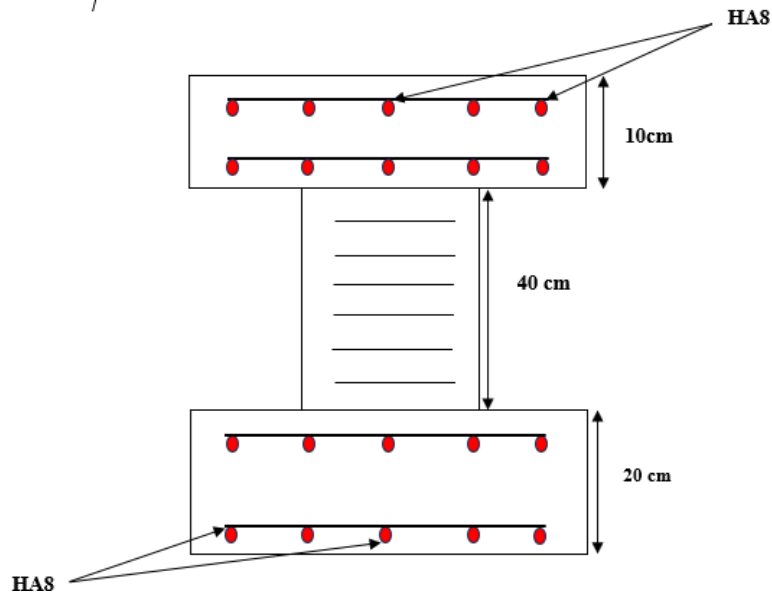
*Tableau VIII-2: Les dimensionnement des dés d'appui.*

$$H_{dés} \geq \frac{0.50 \times 0.40}{(0.40 + 0.50)} = 0.2m = 20cm$$

**Ferraillage des dés d'appui :**

Selon serto les armatures doivent etre capable de reprendre 4% de Nmax :

$$A_s = \frac{0.04 \times 18623}{333.333} = 1.5cm^2 \text{ soit deux nappes de } 5HA8 = 2.51cm^2 \text{ dans les deuc sens}$$



**Conclusion :**

Les appareils d'appui en élastomère fretté de type B dont les dimensions sont ( 400\*500)ont été méticuleusement sélectionnés pour se conformer aux normes rigoureuses de stabilité . s'appuient sur des dés d'appui mesurant (300\*400) consolidés par une structure de section 5HA8 cette combinaison assure la résilience et la sécurité nécessaire pour mon projet .

# CONCLUSION GENERALE

## **Conclusion Générale :**

La construction de la superstructure d'un pont en béton précontraint par post-tension La recherche que j'ai menée m'a permis d'établir un lien entre les compétences acquises au cours des cinq années de notre formation à l'UMMTO et d'enrichir ces connaissances par d'autres théories et leur mise en œuvre dans des applications pratiques.

Dans le contexte de mon projet final, nous nous concentrons sur le calcul de la superstructure d'un pont à poutres en béton précontraint par post-tension. Ce travail vise à faciliter les opérations d'accessibilité pour la zone d'expansion touristique de Sidi Fredj et Palm Beach.

Ce projet nous a aidés à acquérir une expertise sur des éléments cruciaux de la construction de ponts, en particulier par l'utilisation du logiciel ROBOT Structural Analysis Professional 2021 pour la modélisation. Cette approche a facilité une analyse détaillée des efforts influant sur la structure et l'ajustement optimal des composants du pont. L'observance des normes et réglementations en vigueur, telles que BAEL, BPEL, S.E.T.R.A, l'EUROCODE2 et le RPOA, a été essentielle pour garantir la sécurité, la pérennité et la fonctionnalité de la structure.

Cela nous a également permis de perfectionner notre approche du ferrailage en flexion simple de la dalle, prenant en compte à la fois les moments transversaux et longitudinaux.

Le dimensionnement de la précontrainte en utilisant des câbles 7T15S en post-tension, L'estimation des pertes de tension a été validée, car elles ne correspondent pas à l'évaluation initiale de 32%.

En définitive, cette expérience a non seulement approfondi notre formation théorique, mais a également consolidé notre capacité à traiter des problèmes complexes dans le domaine du génie civil et des travaux publics. Nous avons développé des compétences techniques et pratiques significatives qui seront utiles tout au long de notre parcours professionnel. Toutefois, nous savons que notre apprentissage ne s'arrête pas à ce stade.

Les opportunités pour approfondir et enrichir nos connaissances surgiront à travers les défis professionnels à venir.

En conclusion, ce projet de pont en béton précontraint par post-tension, m'a préparé à devenir l'un des ingénieurs compétents et rigoureux, capable de concevoir et de réaliser des infrastructures de haute qualité, répondant aux exigences actuelles de sécurité et de durabilité.

- **BAEL91.(1991)**: Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **BPEL91.(Révisé99)**: Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites Fascicule n°62 titres 1.
- **RCPR (2008)** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- **RPOA(2008)**: Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **SETRA2000**: Appareil d'appui en élastomère fretté.
- **EUROCODEII**: Application aux ponts-routes en béton: Guide méthodologique, 2008.
- Aurelio Muttoni «Conception et dimensionnement de la précontrainte» Ecole Polytechnique FEDERALE de LAUSANNE.
- **Jean-Armand CALGARO, Anne BERNARD-GELY** «Conception des ponts», technique d'ingénieur, 1994.
- Robert CHAUSSIN, «Béton précontraint», Technique de l'ingénieur, 1990
- **LAOUBI Madani**, PFE, Etude d'un Pont à poutres en béton précontraintes urlapénétrante de TIZI OUZOU, Juillet 2019.
- **LARIBI Abdeslam, KESSOUAR Takfarinas**, PFE, Etude d'un Pont à Poutres Multiples en Béton Précontraint par Post-Tension relie FREHA-AGHRIBS-AZEFFOUN sur 28km, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou 2022.
- **BENTAHALina, MANSOURI Meriem**, PFE, Etude d'un pont à poutres en béton précontraint par post tension Situer dans la déviation RN25 commune souk Tlata, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou 2022.
- **GHEMIREDMohamed Aymen BOUACHERIAMohamed**, PFE, Etude d'un pont à poutres multiples en Béton Précontraint par post-

tension reliant Ras El Hamra à Oued Begrat, Annaba, École Nationale Polytechnique 2021.

- **Abderrahmane DERGUINI**, PFE, Étude de la Superstructure d'un Pont à Poutres par Post Tension à Sidi-Aich, École Nationale Polytechnique 2021.
- **CHAUSSIN (R.) MAHUT(B.) et LEBLANC (J.-Y)**, Guide d'emploi du BPEL83. SETRA (1985)
- **SAHOUI(H.)**, Cours «Dimensionnements des ponts», Master II.
- **MILOUDI(N.)**, Cours «Dimensionnements des ponts», Master I
- **BELHOCINE(M.)**, Cours «Béton Armé», Licence-Master I.
- **GHANEM(F.)**, Cours «Béton Précontraint», Master I.
- **Pascal Charles et Florent Imberty**, Cours «Béton précontraint».