

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction
Département des Travaux Publics



Mémoire de Fin d'Etude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Travaux Publics

Option : Voies et Ouvrages d'Art

Thème

Etude de la superstructure d'un Pont Rail à
Poutres Multiples en Béton Précontraint par
Post-Tension qui relie
la commune de BENI MANSOUR à BEJAIA

Etudié par :

- GOUDJIL yanis

Encadrée par :

- M^{me} : MILOUDI Nassima

Membres de jury :

- | | | |
|------------------------|----------------|--------------|
| • Mme HERMIME Tassadit | MAA à l' UMMTO | Présidente |
| • Mme HELLAL Ourida | MCB à l' UMMTO | Examinatrice |
| • Mme MILOUDI Nassima | MCB à l' UMMTO | Rapporteur |

Promotion 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

En premier lieu, j'exprime ma gratitude envers Dieu, notre créateur, pour m'avoir accordé la force, la volonté, la patience et le courage nécessaires pour mener à bien cette tâche modeste.

Par la suite, j'exprime ma gratitude envers mes chers parents et ma familles qui m'ont soutenue tout au long de ces années.

Je tiens également à exprimer ma profonde reconnaissance envers ma promotrice, madame Nassima MILOUDI, pour son encadrement, son orientation, son soutien et ses conseils, ainsi que pour sa disponibilité constante.

J'exprime ma gratitude envers les membres de jury qui me font l'honneur de juger mon travail, ainsi que tous les professeurs qui ont apporté leur contribution à ma formation tout au long de mes années d'études.

J'exprime également ma gratitude envers toutes les personnes qui, de près ou de loin, m'ont apporté leur aide et leur soutien.

Dédicace

À mes parents, pour leur amour, soutien et sacrifices tout au long de mes études. Je leur dédie ce mémoire en signe de gratitude.

À mes professeurs, pour leur enseignement, leur patience et leur passion qui ont contribué à ma formation académique. Ce mémoire est dédié à leur dévouement.

À mes amis et camarades de classe, pour les moments de partage, d'entraide et de soutien mutuel. Cette dédicace leur est dédiée en témoignage de notre parcours ensemble.

Résumé

Ce mémoire concerne l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint par post-tension.

L'ouvrage est situé dans la commune de Beni Mansour, dans la wilaya de Bejaïa en Algérie, sa longueur totale est de l'ordre de 303 m.

Ce mémoire de fin d'études a pour objectif d'analyser l'œuvre d'art, une analyse approfondie a été réalisée sur le comportement des divers éléments constitutifs de ce pont en fonction des différentes sollicitations : actions permanentes, actions causées par les surcharges de circulation et d'équipement, ainsi que les actions accidentelles.

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 a été utilisé pour effectuer un traitement numérique de modélisation et d'analyse. Ensuite les résultats obtenus ont permis de dimensionner et de ferrailer efficacement les différents éléments du pont, y compris les poutres et les appuis, en fonction des charges prévues et des exigences de conception.

Mots clés : Pont à poutres, Béton précontraint, Post-tension, Dimensionnement, Charges et surcharges, Superstructure, Modélisation, Ferrailage.

Abstract

This thesis concerns the study of a bridge with concrete girders prestressed by post-tensioning.

The structure is located in the commune of Beni Mansour, Bejaïa in the wilaya of Bejaïa in Algeria, its total length is about 303 m.

The objective of this end-of-studies thesis is to analyze the work of art. Indeed, an in-depth analysis was carried out on the behaviour of the various components of this bridge according to the different stresses: permanent actions, actions caused by traffic and equipment overloads, as well as accidental actions.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional2017, software was used to perform digital modeling and analysis processing. Then, the results obtained were transformed into models that make it possible to describe in an approximate way the operation of the structure under different conditions, as well as the different elements that make up the structure.

Keywords: Girder bridge, Prestressed concrete, Post-tensioning, Dimensioning, Loads and overloads, Superstructure, Modeling, Reinforcement.

Table des matières

Remercîment

Dédicace

introduction générale

Résumé.....	5
Abstract	6
Chapitre I : Présentation et conception de l'ouvrage	
I.1 Introduction	1
I.2Présentation de l'ouvrage	1
I.3Description de l'ouvrage	1
I.4Données relatives à l'ouvrage.....	1
I.4.1Données fonctionnelles.....	1
I.4.2Tracé en plan.....	1
I.4.3Profil en long.....	2
I.4.4Profil en travers.....	2
I.5Donnée naturelle.....	3
I.5.1données sismologiques.....	3
I.5.2Risques géologiques.....	4
I.5.3Etude géotechnique.....	4
I.6Données climatiques.....	5
I.6.1Pluviométrie et vent	5
I.7Caractéristiques des matériaux utiliser	5
I.7.1La résistance à la compression et la traction :.....	5
I.7.2La résistance du béton a la traction est données par la formule.....	5
I.7.3Module de déformation longitudinale instantanée (t<24h).....	5
I.7.4Module de déformation diffère	5
I.7.5Contrainte admissible de compression du béton.....	5
I.8Armature	6

Chapitre II : pré-dimensionnement du tablier

II.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
II.2 Pré-dimensionnement	8
II.3 Profil de la poutre	8
II.3.1 La hauteur de la poutre	8
II.3.2 Largeur de la table de compression	9
II.3.3 Largeur d'âme	9
II.3.4 Largeur de talon	9
II.3.5 Espacement entre les poutres λ :	10
II.3.6 L'épaisseur de l'hourdis :	10
II.3.7 Epaisseur de l'âme	10
II.3.8 Caractéristique géométrique des sections brutes	12
Conclusion	14

Chapitre III: Calcul des charges et surcharges.

III.1 Introduction	15
III.2 Evaluation des charges et surcharges	15
III.3 Charges permanentes (hors trafic).	15
III.3.1 Poids propre de la dalle	17
III.4 Poids propre des équipements de la voie du chemin de fer	17
III.4.1 Poids des rails	17
III.4.2 Poids de la caténaire	18
III.4.3 Poids des traverses	18
III.4.4 Poids du Ballastage	18
III.4.5 Poids du garde-corps	18
III.4.6 Poids de la corniches	18
III.4.7 Poids du caniveau à câble	19
III.5 Surcharges dues au trafic ferroviaire	19

III.5.1	Surcharges verticales.....	19
III.5.2	Modèle de charge UIC71	19
III.5.3	Modèle de charge SW/0	20
III.5.4	Modèle de charge SW/2	20
III.5.5	Train à vide.....	21
III.6	Combinaisons des actions	22
III.6.1	État limite ultime (ELU)	22
III.6.2	État limite de service (ELS)	22
	Conclusion	22
Chapitre IV : modélisations du tablier		
IV.1	INTRODUCTION.....	23
IV.2	Présentations du logiciel	23
IV.3	Les étapes de modélisation.....	23
IV.3.1	Ligne de construction	25
IV.3.2	Introduction des sections des éléments.....	25
IV.3.3	Modélisation de la dalle.....	26
IV.4	Définition des charges permanentes et les charge d'exploitations.....	27
IV.4.1	Charges permanentes	27
IV.4.1G	garde-corps	28
IV.4.2G	caténaire	28
IV.4.3G	rail.....	28
IV.4.4G	corniche	29
IV.5	Charge d'exploitations.	29
IV.5.1	UIC	29
IV.5.2	SW0	29
IV.5.3	SW2	30
IV.5.4	Train a vide	30

IV.6 Définir des combinaisons d'action et lancement du calcul	30
IV.6.1 Les efforts internes dans les poutres.....	30

Chapitre V : étude du plâtrage.

V.1 INTRODUCTION.....	33
V.1.1 Etude du plâtrage :.....	33
V.1.2 Méthode numérique (ROBOT AUTODESK) :.....	33
V.2 Résultats cartographiques panneaux.....	33
V.2.1 ELS IUC 2V+SW2 2V+	33
V.2.2 ELS IUC 2V2+	34
V.2.3 ELS IUC 1V+SW2 1V+	34
V.2.4 ELS IUC2 V2+.....	35
V.2.5 ELU SW0 2V +SW2 2V+	35
V.2.6 ELU IUC2 V2+.....	35
V.2.7 ELU IUC 1V +SW 1V+.....	36
V.2.8 ELU IUC2 V2+.....	36
V.2.9 En travée	37

Chapitre VI : étude de la précontrainte

VI.1 INTRODUCTION.....	47
VI.1.1 Précontrainte par pré-tension.	47
VI.1.2 Précontrainte par post-tension.....	47
V.2 Précontrainte minimale.....	47
VI.2.1 Les contraintes limites :	48
VI.2.2 Calcul du nombre de câble.....	49
VI.2.3 Vérification des sections	50
VI.2.4 Vérification des contraintes à la mise en tension.....	50
VI.1.2.5 Contrainte limite :	50

VI.1.2.6Vérification des contraintes en fibre supérieure	51
VI.1.2.7Vérification des contraintes en fibre inférieur	51
VI.3Application au projet	52
VI.3.1Tracé des câbles	53
VI.3.2Câble moyen fictif	54
VI.4Caractéristiques géométriques des sections nettes	55
VI.4.1Composante de la précontrainte à la section d'appui.....	55
VI.5Calcul des pertes et chutes de tension.....	57
VI.5.1Les pertes de précontraintes	57
VI.5.2Pertes instantanées	57
VI.6Pertes dues au recul d'ancrage.....	58
VI.6.1Pertes par recul d'ancrage :.....	62
VI.7Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.....	63
VI.8Les pertes totales dues aux pertes instantanées :	65
VI.9Pertes différées.....	66
VI.9.1Perte due à la relaxation de l'acier	66
VI.10Perte due au retrait du béton	66
VI.11La perte par fluage différées	67
VI.11.1Pertes différés totales	69
VI.12La tension finale probable.....	70
Conclusion générale	

Liste de figure

Chapitre I : Présentation et conception de l'ouvrage

Figure I. 1:Tracé en plan.	2
Figure I. 2:Profil en long.....	2
Figure I. 3:Profil en travers.	2
Figure I. 4:Classement des zones de sismicité en Algérie par ordre croissant	3
Figure I. 5:Carte sismique définie les zones sismiques en Algérie.....	4

Chapitre II : pré-dimensionnement du tablier

Figure II 1: Coupe transversale d'une poutre en T	8
Figure II 2:Schéma de la section de la poutre.....	11
Figure II 3: section about.	12
Figure II 4: SECTION INTERMEDIAIRE.	13

CHAPITRE III : Charges et surcharges.

Figure III 1:Les deux sections de la poutre.....	15
Figure III 2:Coupe transversale du tablier.	17
Figure III 3:Rail UIC 60.	17
Figure III 4:Traverse bi-blocs.	18
Figure III 5:Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques des charges verticales.....	19
Figure III 6: Modèle de charge SW/0	20
Figure III 7:Modèle de charge SW/2	21
Figure III 8:Schéma du train à vide.	22

CHAPITRE IV : modélisations du tablier

Figure IV 1:choix de la structure.	24
Figure IV 2:réglages des matériaux.	24
Figure IV 3:réglages des normes.	24
Figure IV 4: réglages des charges.	25
Figure IV 5:les lignes de constructions.....	25
Figure IV 6: <i>importation des sections</i>	26
Figure IV 7:importations des poutres.	26
Figure IV 8: modélisation de la dalle.....	27
Figure IV 9:introduire les charges permanente.....	27
Figure IV 10: définir la charge du garde-corps.	28
Figure IV 11:définir la charge de la caténaire.....	28
Figure IV 12: définir la charge des rails.	28
Figure IV 13: définir la charge de la corniche.....	29
Figure IV 14: définir la charge UIC.....	29
Figure IV 15: définir la charge sw0.	29

Figure IV 16: définir la charge sw2.	30
Figure IV 17: définir la charge train a vide.	30
Figure IV 18: diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable a l'ELU.	31
Figure IV 19 :diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable a l'ELS.....	31
figure IV 20 :DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE A L'ELU.....	32
figure IV 21:DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE A L'ELS	32

CHAPITRE V : étude du platelage

figure V. 1: Moment maximum longitudinal a l'ELS	34
figure V. 2: Effort tranchant longitudinal a l'ELS.....	34
figure V. 3: Moment maximum transversal a l'ELS	34
figure V. 4: Effort tranchant transversal a l'ELS.....	35
figure V. 5 Moment maximum longitudinal a l'ELU.....	35
figure V. 6: Effort tranchant longitudinal a l'ELU	36
figure V. 7: Moment maximum transversal a l'ELU	36
figure V. 8.Effort tranchant transversal a l'ELU	37

CHAPITRE VI : étude de la precontrainte

Figure VI. 1: Trace d'un câble	51
Figure VI. 2: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble n01.....	59
Figure VI. 3: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble n0.....	60
Figure VI. 4: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble n0.....	61

Liste des tableaux

Chapitre II : pré-dimensionnement et calcul des charges et surcharges

Tab II. 1 :CALCUL DE L'INERTIE DE LA SECTION D'ABOUT.....	12
Tab II. 2: CALCUL DE L'INERTIE DE LA SECTION INTERMEDIAIRE	13
Tab II. 3: INERTIE DES POUTRES DE RIVE AVEC HOURDIS.....	14

Chapitre III : Calcul des charges et surcharges.

Tab III 1 :Poids de la poutre en (t).	16
Tab III 2:Récapitulatif des charges permanentes	19
Tab III 3:valeurs des charges SW	20
Tab III 4 :valeurs des charges SW2	21
Tab III 5 :Combinaison d'action a l'état limite ultime et a l'état limite de service.	22

Chapitre IV : modélisations.

Tab IV 1: Combinaison d'action a l'état limite ultime et a l'état limite de service.	30
---	----

Chapitre V :étude du platelage

Tab V 1.RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE.....	47
---	----

Chapitre VI : étude de la précontrainte

Tab VI 1:La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant.....	53
Tab VI 2:Récapitulatif des longueurs des câbles	54
Tab VI 3.Câble fictif	55
Tab VI 4.Composantes de la précontrainte a l'about (poutre seule).....	56
Tab VI 5.Caractéristiques de la section nette.	56
Tab VI 6.Pertes dues au frottement du câble.	58
Tab VI 7.Les aires des câbles.....	62
Tab VI 8.Les pertes par recul d'ancrage.	63
Tab VI 9.Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.....	64
Tab VI 10.Pertes instantanées totales.....	65
Tab VI 11.Tensions initiales PROBABLES	65
Tab VI 12.Pertes par relaxation des aciers	66
Tab VI 13.Pertes par fluage.....	69

Introduction générale

La conception et la recherche de ponts sont un domaine en constante évolution qui emploie des matériaux de pointe, des techniques de construction précises et des formes novatrices afin de relever les défis posés par les obstacles fréquemment rencontrés. Il est essentiel que les ingénieurs chargés de la conception des ponts aient une solide connaissance technique pour sélectionner la solution la plus rentable tout en optimisant l'utilisation des matériaux disponibles et en prenant en compte des aspects esthétiques essentiels.

Outre leur dimension architecturale, les ponts sont des infrastructures stratégiques, élaborées pour satisfaire aux exigences rigoureuses de qualité, de sécurité et de fiabilité requises par le public. Cette demande va souvent au-delà des règles de conception, encourageant les ingénieurs à examiner en détail le comportement dynamique des structures face à des charges telles que le trafic, le vent ou les séismes, dans le but d'assurer une sécurité optimale et une durabilité maximale.

Le présent travail a pour objectif de faire la conception et l'étude d'un pont et plus précisément le viaduc et implanté dans la région Bejaïa avec une longueur de 303m Ce pont fait partie du projet qui relie beni Mansour à Bejaïa .

Nous allons détailler les principales phases de l'étude d'un pont, en commençant par la conception générale. Une fois les variantes définies et analysées, nous procéderons au dimensionnement approfondi des différents composants du pont. À cette fin, un plan de travail en 8 chapitres a été établi :

Chapitre 1 : Généralités et Description du Projet, Caractéristiques des Matériaux : Ce chapitre aborde l'importance des différents types de ponts, ainsi que la démarche de conception. Il présente les données fonctionnelles et naturelles du projet, ainsi que les caractéristiques des principaux matériaux utilisés.

Chapitre 2 : Caractéristiques Géométriques et Pré-Dimensionnement : Ce chapitre traite du pré-dimensionnement des éléments constitutifs du tablier et des divers équipements du pont. Il définit également les caractéristiques géométriques de la poutre.

Chapitre 3 : Charges et Surcharges : Ce chapitre recense les charges dues au trafic et les actions hors trafic qui peuvent être appliquées à l'ouvrage.

Chapitre 4 : Modélisation du Tablier par ROBOT : L'objectif de ce chapitre est de créer un modèle permettant de décrire le comportement de l'ouvrage dans différentes conditions.

Chapitre 5 : Étude du platelage : Il inclut l'étude de la répartition longitudinale et transversale des efforts, ainsi que le ferrailage de la dalle.

Chapitre 6 : Étude de la Précontrainte et Pertes de Tension : Ce chapitre traite des recommandations pour l'introduction des classes de précontrainte et des aspects mécaniques liés à la production de tension dans le matériau.

Chapitre I : Présentation et conception de l'ouvrage

I.1 Introduction

Dans ce chapitre, Nous allons présenter les différentes informations sur le projet, ainsi que les données relatives à l'ouvrage, Nous nous réfèrerons a la documentations liées au projet (les plans de conception).

I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un pont-rail entrant dans le cadre de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire situé entre la commune Beni Mansour et la wilaya de Bejaïa.

Le pont se situe au PK 37+452.45,

I.3 Description de l'ouvrage

Il s'agit d'un pont rail d'une longueur totale d'environ 303 m avec un tablier isostatique multi poutres préfabriquées en béton précontraint par post- tension à neuf (09) travées, qui s'appuie sur des piles centrales et deux culées à l'extrémité en béton armé. Le tablier repose sur huit piles et deux culées, chaque pile est constituée par trois (03) fûts en voile consolidés par un chevêtre de section de $1.50 \times 3.60 \text{ m}^2$ sur lequel s'appuient les poutres via dix-huit ($2 \times 10 = 20$) appareils d'appui.

I.4 Données relatives à l'ouvrage

I.4.1 Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles à collecter pour dimensionner correctement l'ouvrage sont: les données relatives à la voie portée (le tracé en plan de la voie, le profil en travers, le profil en long), les charges d'exploitations (normales et exceptionnelles) et les données relatives à l'obstacle franchi.

I.4.2 Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques, comme s'est illustré en figure I-1

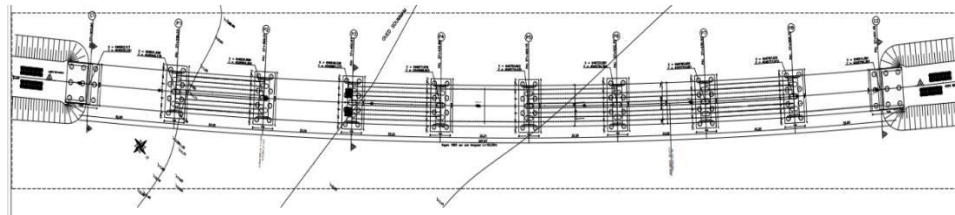


Figure I. 1:Tracé en plan du projet.

I.4.3 Profil en long

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

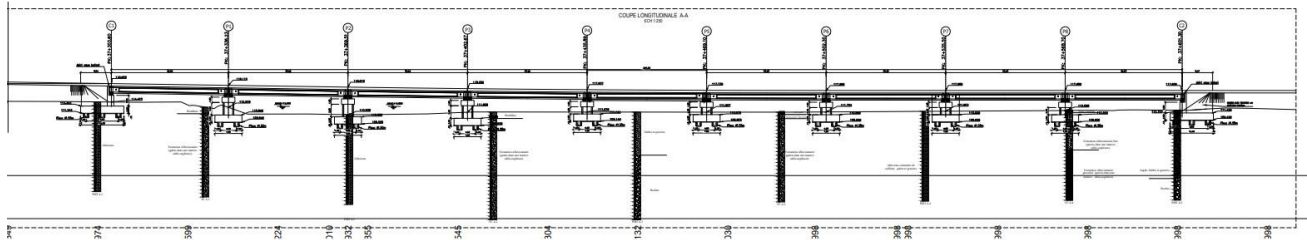


Figure I. 2:Profil en long du projet

I.4.4 Profil en travers

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile à modifier (par exemple élargir l'ouvrage) ; si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

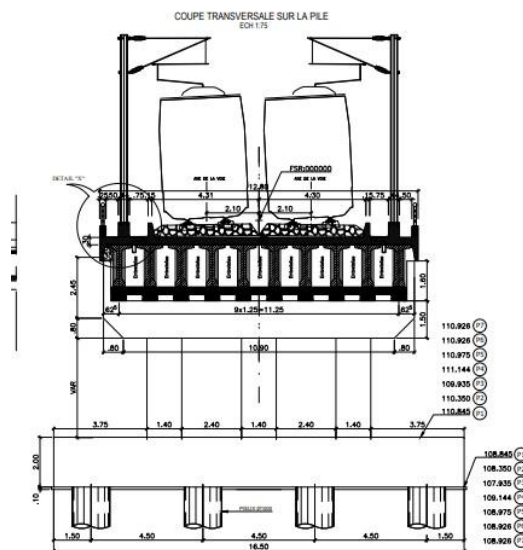


Figure I. 3:Profil en travers du projet.

Le profile en travers de notre chemin de fer est défini par :

- Nombre de voie : 2 voies.
- Largeur d'une voie : 4.30 m.
- La largeur totale : 12.80 m.
- Langueur de la travée : 33 m.

I.5 Donnée naturelle

I.5.1 données sismologiques

Notre ouvrage est situé à la Wilaya de Bejaïa, qui est considéré comme une zone de moyenne sismicité moyenne classée en zone IIa, selon le RPOA/2008 (figure ...) (Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art 2008),

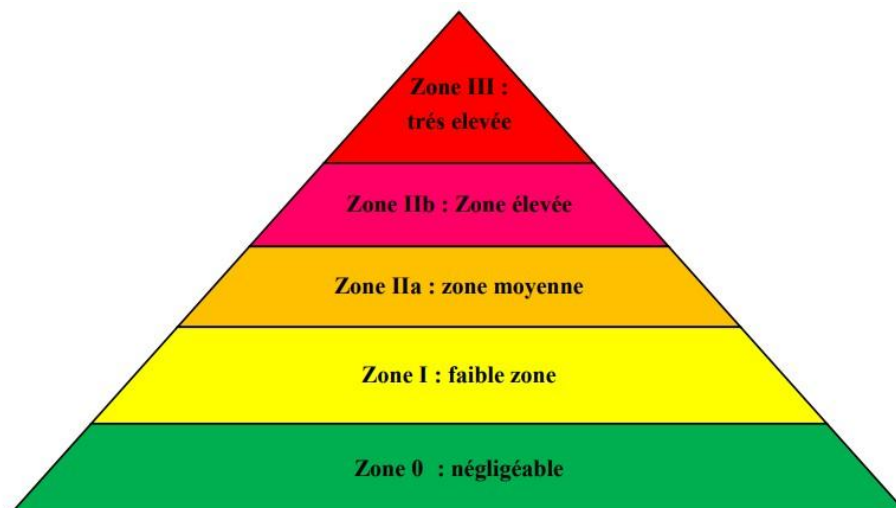


Figure I. 4: Classement des zones de sismicité en Algérie par ordre croissant

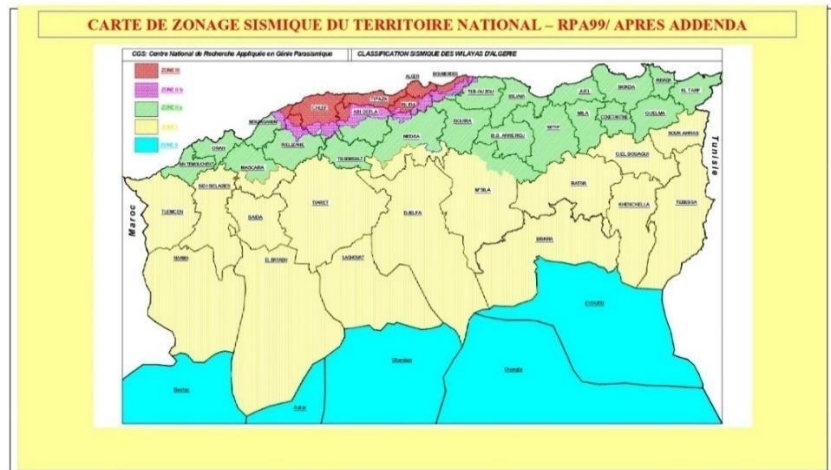


Figure I. 5: Carte sismique définie les zones sismiques en Algérie

I.52 Données géologiques

De manière très général, on distingue quatre types de risques qui pourraient affecter l'environnement de la zone d'étude :

- Le risque que des séismes se produisent est modéré, avec des accélérations sismiques comprises entre 0.8 m/s² et 2.4 m/s² ;
- Inondations et flux de boues dus au fait que les pluies sont généralement sporadiques à caractère torrentiel dans la région ;
- Glissements de pente, motivés par la présence de terrains marneux, potentiellement altérables, dans des fortes pentes ;

I.53 Données géotechnique

Dans cette partie sont énumérés les différents types d'investigations de terrain et les essais de laboratoire proposés :

- Reconnaissance sur site ;
- Sondages mécaniques ;
- Puits de reconnaissance ;
- Essais de pénétration dynamique ;
- Essais de laboratoire sur les échantillons originaires des puits et des sondages.

I.6 Données climatiques

I.6.1 Pluviométrie et vent

Le climat de la wilaya de Bejaïa est de type méditerranéen chaud avec un été sec. Selon la classification de Koppen-Geiger définie sur une année, la température moyenne à Béjaïa est de 17.8°C et les précipitations sont en moyenne de 733.1mm.

I.7 Caractéristiques des matériaux utiliser

Le béton est le matériau le plus utiliser dans la réalisation des ouvrages d'art et caractériser par sa résistance à la compression à l'Age de 28 jours et composer d'un mélange de ciment, de sable, gravier, l'eau et des adjuvants.

Le béton utiliser dans notre projet et dosé à 400 kg/m³.

$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$: pour les poutres et la dalle.

I.7.1 La résistance à la compression et la traction :

La compression du béton a << j >> jours, (j < 28 jours) est :

$$f_{c,j} = \frac{f_{c,28}}{4.76 + 0.83 \sqrt{j}} \quad \text{pour } f \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{c,j} = \frac{f_{c,28}}{1.40 + 0.83 \sqrt{j}} \quad \text{pour } f \geq 40 \text{ MPa}$$

I.7.2 La résistance du béton a la traction est données par la formule

$$f_{t,j} = f_{t,28} + k_1 \sqrt{f_{c,j}} \times k_2$$

$$f_{t,28} = 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t,28} = 0.6 + 0.06 \times 40 \Rightarrow f_{t,28} = 3 \text{ MPa}$$

I.7.3 Module de déformation longitudinale instantanée (t < 24h).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c,j}}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{40} = 37619.47 \text{ MPa}$$

I.7.4 Module de déformation diffère

$$E_{ij} = 3700 \sqrt{f_{c,j}}$$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt{40} = 12653.82 \text{ MPa}$$

I.7.5 Contrainte admissible de compression du béton

A l'E.L.U :

$$F_{bu} = \frac{F_{td} \times \gamma_{td}}{\gamma_{td}}$$

◆◆ Coefficient de sécurité (dépendant de la nature de la sollicitation)

◆◆ 1,15 dans le cas accidentel.

◆◆ 1,5 dans le cas durable ou transitoire.

$$f_{c28} = 40\text{MPa} \Rightarrow F_{bu} = \frac{f_{c28} \times A_c}{\gamma_c} = 22.66 \text{ MPA}$$

$$f_{c28} = 40\text{MPa} \Rightarrow F_{bu} = \frac{f_{c28} \times A_c}{\gamma_c} = 19.71 \text{ MPA}$$

A l'E.L.S

$$\sigma_s = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = 0,6 \times f_{c28} = \dots$$

I.8 Armature

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

- **Les aciers passifs** : Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé, et sont tendues que sous des sollicitations extérieures.
- **Les aciers actifs** : Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

a) Aciers passifs

Les armatures utilisées sont de nuance FeE500 avec :

- Sa limite élastique égale à :

$f_e = 500\text{Mpa}$ - Un module d'élasticité longitudinale $E_s = 200\ 000 \text{ MPA}$.

- Contrainte limite de traction. A l'E.L.U : $\sigma_s = \dots$, Avec : γ_s coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \dots \Rightarrow \dots \Rightarrow \sigma_s = \dots$$

- $\gamma_s = \dots \Rightarrow \dots \Rightarrow \sigma_s = \dots$

l'E.L.S :

Elle dépend de type de fissuration : Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \{ 2/3 f_{c28} \sqrt{110 \sqrt{n}} \times \dots \}$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma = \min \left\{ \frac{1}{2} f_{ct} \sqrt{n} \times \sqrt{f_{t28}} \right\}$ Avec : $n = 1 \Rightarrow$ Treillis soudés et ronds lisses. $n = 1,6 \Rightarrow$ Aciers à haute adhérence.

b) Aciers de précontrainte (actifs) :

Les aciers de précontraints adoptés pour cet ouvrage sont des torons standards 7T15. Limite de rupture garantie

$f_{prg} = 1860$ Mpa Limite élastique garantie

$f_{peg} = 1653$ Mpa Module d'élasticité

$E_s = 1950000$ MPa.

Chapitre II : pré- dimensionnement du tablier

II.1 Pré-dimensionnement

Pour le pré-dimensionnement des poutres, nous considérerons la longueur $L=33$ m, correspondant à la plus longue travée.

II.2 Profil de la poutre

La poutre est un élément tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième.

Elle comporte une table de compression constituant la fibre supérieure et un talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme

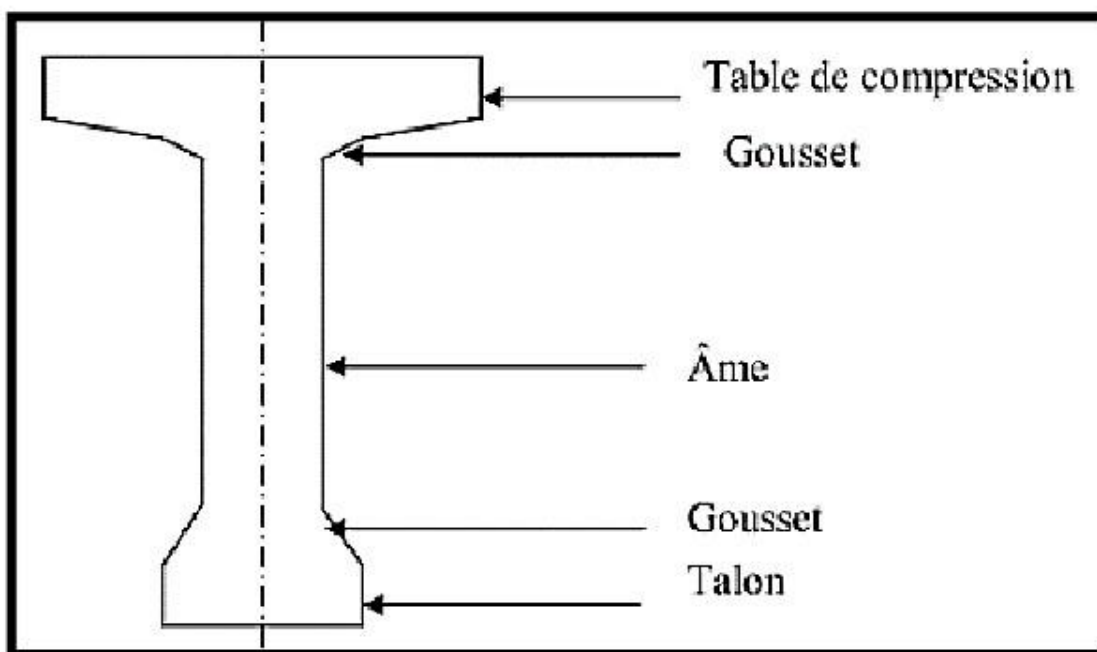


Figure II 1: Coupe transversale d'une poutre en T

II.3 Dimensionnement du tablier

II.3.1 La hauteur de la poutre

La hauteur d'une poutre de pont de longueur ($L \geq 20$ m) est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L}{20} - 0.2 \leq h \leq \frac{L}{20} + 0.5$$

Pour notre projet $L=33$ m.

$$\frac{33}{20} - 0.2 \leq h \leq \frac{33}{20} + 0.5$$

$$1.45 \leq h_{\text{eff}} \leq 2.15$$

$$h_{\text{eff}} = 1.50 \text{ m}$$

II.3.2 Largeur de la table de compression

La largeur de la membrure supérieure doit vérifier la condition suivante :

$$0,6 \text{ ht} \leq b \leq 0,7 \text{ ht}$$

$$0,6 \times 1,70 \leq b \leq 0,7 \times 1,70$$

$$\rightarrow 1,02 \leq b \leq 1,19$$

On prend : $b = 1,07 \text{ m}$

➤ Epaisseur de la table de compression

$$10 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc : } e = 11 \text{ cm.}$$

La largeur de talon e_p

$$40 \text{ cm} \leq b_t \leq 70 \text{ cm}$$

Donc : $e_p = 51 \text{ cm.}$

II.3.3 Largeur d'âme

La largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnage et par

La prescription réglementaire (Thèse 2002).

$$e_p \geq \frac{h_{\text{eff}}}{40} + 9 \text{ cm}$$

$$e_p \geq \frac{1,7}{40} + 9 \text{ cm}$$

$$e_p \geq 9,04 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 0,1 \text{ m}$

II.3.4 Largeur de talon

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la

flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions

d'enrobage et d'espacement. (VIPP Art.3.2.4)

$$0 \leq L_t \leq 55 \text{ cm}$$

On fixe $L_t = 0,51 \text{ m}$

II.3.5 Espacement entre les poutres λ :

L'espacement des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées, nécessitant de nombreuses manutentions et des poutres plus lourdes mais plus espacées. L'entraxe des poutres varie de l'ordre 1.5 m à 2.5 m .

On prend : $1,5 \leq \lambda \leq 2,5$

$$\lambda = 1.5\text{m}$$

II.3.6 L'épaisseur de l'hourdis :

Le hourdis est une structure de coffrage en bois ou en métal ou en terre cuite qui sert à supporter le béton liquide lors de sa coulée pour former des planchers ou des dalles. Le hourdis permet de répartir le poids du béton sur une surface plus large et de renforcer la structure du plancher. Une fois le béton durci, il reste en place pour assurer la solidité de la structure, tout en offrant une isolation thermique et acoustique.

Selon l'article 2b.9 du livret 2.01 de la SNCF, l'épaisseur moyenne de l'hourdis est inférieure ou égale à 35cm.

Nous prendrons une épaisseur variable de 25 cm à 30 cm.

$$e_h = 30 \text{ cm.}$$

II.3.7 Epaisseur de l'âme

Section d'about

On doit augmenter l'épaisseur de l'âme pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre le placement des ancrages des câbles convenablement.

On fixe :

$$b_0 = 39 \text{ cm.}$$

Section médiane

$$25 \leq b \leq 35$$

On fixe :

$$b_0 = 25$$

Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

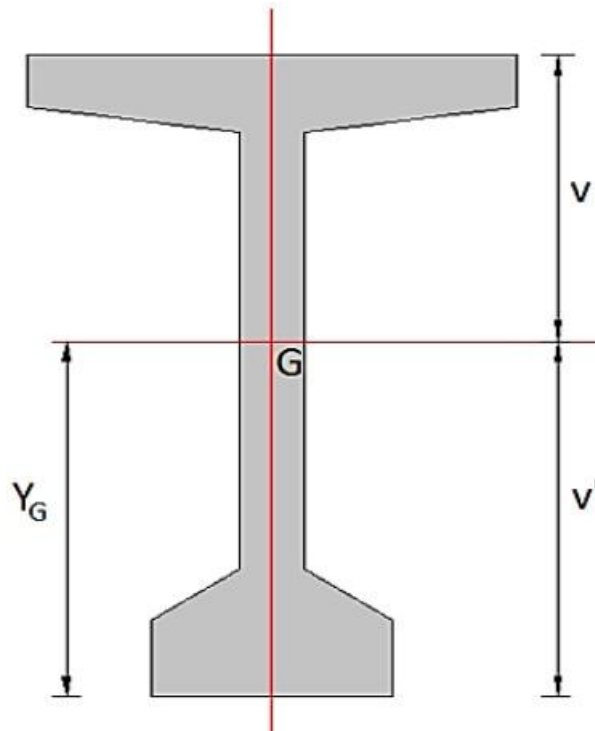


Figure II 2:Schéma de la section de la poutre.

Notion utilisée

Δ : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême

Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

B : section de l'élément

$I\Delta$: Moment d'inertie de la section considéré e par rapport à (Δ) tel que

$$I\Delta = I_0 + B \times Z^2$$

I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{36}$

Pour une section rectangle : $I_0 = \frac{bh^3}{12}$

h : hauteur du rectangle ou du triangle considéré.

b : base du rectangle ou du triangle considéré.

I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité : $I_G = I\Delta - \frac{S\Delta^2}{B}$

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

$$S\Delta = B \times Z$$

R : Rayon de giration, avec

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

ρ : Rendement géométrique de la section, avec

$$\rho = \frac{I_G}{B \times V \times V'}$$

V et V' : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre.

$$V = h_T - V' ; V' = \frac{S\Delta}{B}$$

II.3.8 Caractéristique géométrique des sections brutes

Poutre sans hourdis

Section d'about

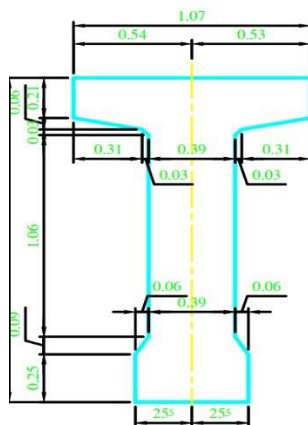


Figure II 3: section about.

Tab II. 1 CALCUL DE L'INERTIE DE LA SECTION D'ABOUT.

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm)	Z (cm)	$S\Delta = B \times Z$ (cm ³)	I0 (cm ³ xcm)	$I\Delta = I0 + B \times Z^2$ (cm ⁴)
1	107	21	2247	144,5	324691,5	82577,25	47000499
2	51	25	1275	7,5	9562,5	66406,25	138125
3	39	124	4836	67	324012	6196528	27905332

4	3	3	18	127,5	2295	13,5	292626
5	31	6	186	127	23622	372	3000366
6	3	3	9	122	1098	4,5	133960,5
7	6	6	36	27	972	72	26316
TOTAL			8607		686253	6345973,5	78497224,5

IG	V'	V	r2	P
23780926,1	79,7319624	70,2680376	2762,97504	0,49315868

Section médiane

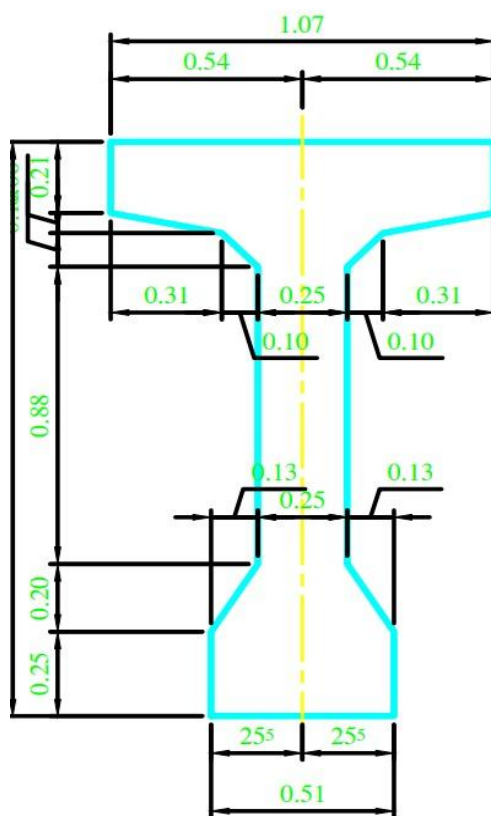


Figure II 4: SECTION MEDIANE.

Tab II. 2: CALCUL DE L'INERTIE DE LA SECTION MEDIANE

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm)	Z (cm)	$S\Delta = B \times Z$ (cm ³)	I0 (cm ³ xcm)	IΔ = I0+ BxZ ² (cm ⁴)
1	107	21	2247	139,5	313456,5	82577,25	43809759

2	51	25	1275	7,5	9562,5	66406,25	138125
3	25	124	3100	67	207700	3972133,333	17888033,33
4	10	6	120	126	15120	360	1905480
5	31	6	186	127	23622	372	3000366
6	10	10	100	119,666667	11966,66667	555,5555556	1432566,667
7	13	20	260	31,6666667	8233,333333	5777,777778	266500
TOTAL			7288		589661	4128182,167	68440830

IG	V'	V	r ²	P
20732254,96	80,90847969	69,09152031	2844,71116	0,50888469

Poutres avec hourdis

Tab II. 3: INERTIE DES POUTRES DE RIVE AVEC HOURDIS

	Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	SΔ (cm ³)	I ₀ (cm ³ xcm)	IΔ (cm ⁴)
Section d'about	Poutre		8607		686253	6345973,5	78497224,5
	Hourdis	150*25	3750	124,5	529125	221354,1667	66097416,7
	Poutre +hourdis		12357		529125	6567327,667	144594641
Section médiane	Poutre		7288		589661	4128182,167	68440830
	Hourdis	150*25	3750	124,5	529125	221354,1667	66097416,7
	Poutre +hourdis		11038		1118786	4349536,333	134538247

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le sujet du prédimensionnement des poutres préfabriquées, ce qui nous a permis d'obtenir les caractéristiques géométriques de ces éléments. Dans le prochain chapitre, nous aborderons le calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter.

Chapitre III Calcul des Charges et surcharges

III.1 Introduction

Chaque œuvre d'art est soumise à des charges tout au long de sa durée de vie, ces charges ont un impact sur le bon fonctionnement de l'œuvre à long terme.

Au cours de ce chapitre, on évalue les charges permanentes et les surcharges d'exploitation, afin de déterminer les différentes combinaisons de charges qui affectent notre ouvrage pendant sa phase de service et d'exécution.

III.2 Evaluation des charges et surcharges

Les charges appliquées à un pont sont de trois types :

- Les charges permanentes (hors trafic).
- Les surcharges dues au trafic ferroviaire (d'exploitation).
- Le vent et séisme.

III.3 Charges permanentes (hors trafic).

Nous présentons dans la figure ci-dessous les deux sections de la poutre.

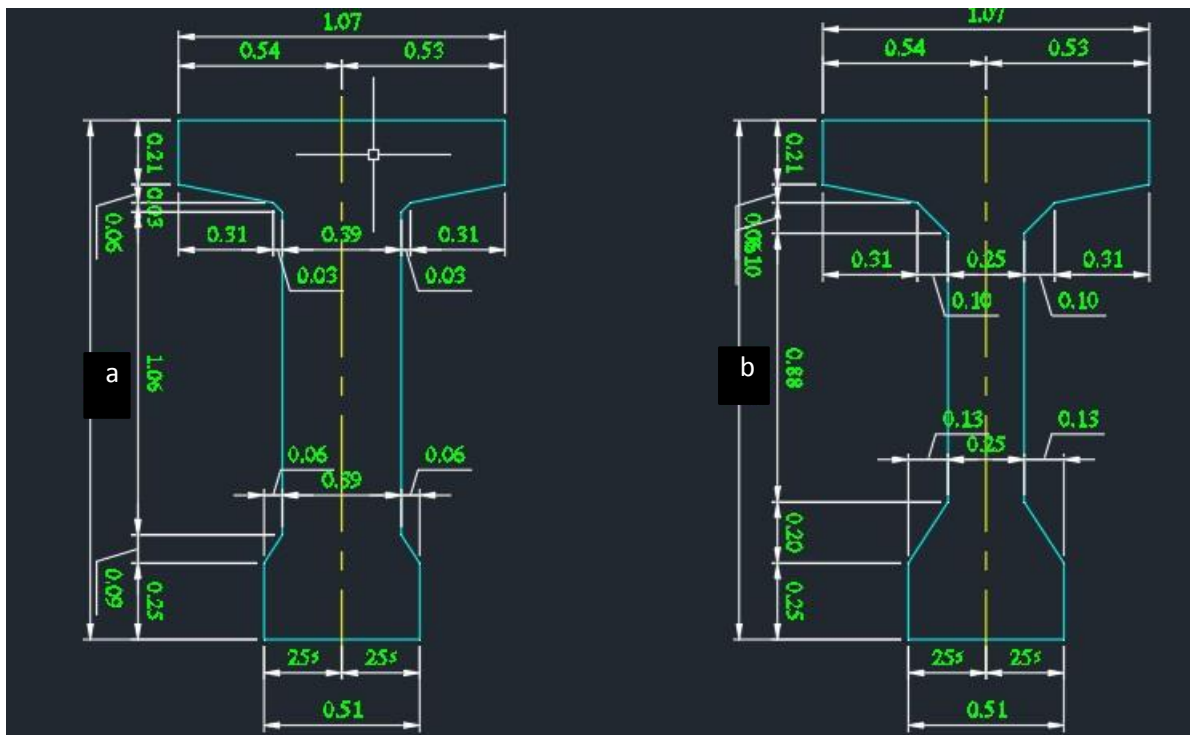


Figure III 1: Les deux sections de la poutre

a : section about

b : section médiane

$$P \text{ poutre} = (P1+P2) / L(\text{travée})$$

$$P_i = A_i \times L_i \times \gamma$$

Avec :

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

P_i : le poids propre de la poutre.

A_i : l'aire de la section de la coupe considérée.

L_i : longueur de la coupe considérée de la poutre.

$$L(\text{travée}) = 33 \text{ m.}$$

Section d'about (L1)

CALGARO considère que 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 (Livre Anne BERNARD-GELY ; Jean-Armand CALGARO ; CONCEPTION DES PONTS ; Cour de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées 1994). Ainsi on peut écrire que :

$$L1 \cong L_n + 1.20 \text{ m}$$

$L_n \cong 0.50 + 1.20 = 1.70 \text{ m}$ est la distance entre l'axe d'appareil d'appui et l'extrémité de la poutre.

Section médiane (L2)

$$L2 = L - (2 \times L1)$$

$$L2 = 33 - (2 \times 1.70)$$

$$L2 = 29.6 \text{ m}$$

Tab III 1 : Poids de la poutre en (t).

sections	(A-A)	(B-B)
Ai (m ²)	0,86	1,5
Li (m)	3,4	29,6
Pi (t)	7.31	111

$$P_{\text{poutre}} = (P1+P2) / L(\text{travée})$$

$$P_{\text{poutre}} = (7.31 + 111) / 33 = 3.58 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids des dix poutres} = 3.58 \times 10 = 35.8 \text{ t/ml}$$

III.3.1 Poids propre de la dalle

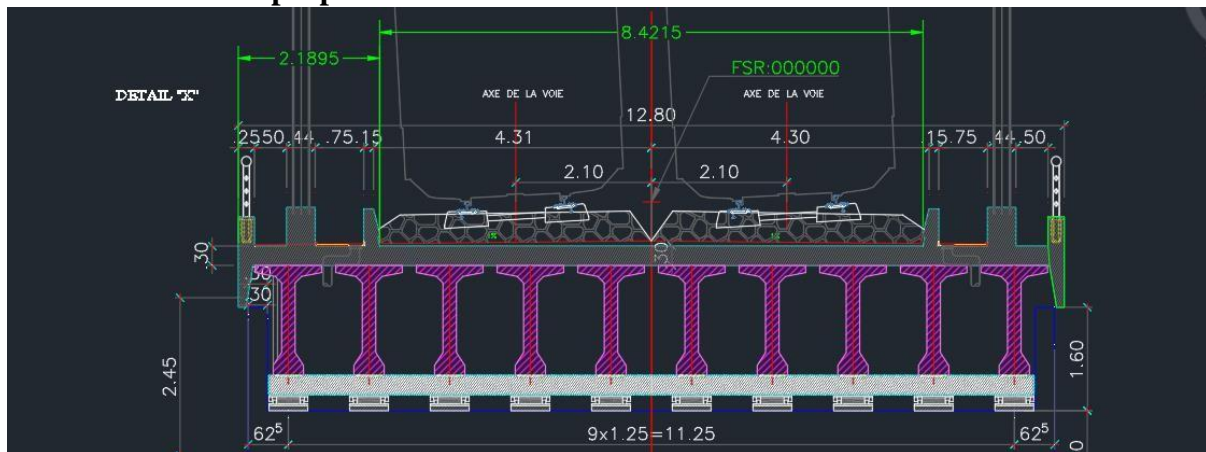


Figure III 2: Coupe transversale du tablier.

$$P_{\text{(dalle)}} = A_i \times 2.5$$

$$P_{\text{(dalle)}} = 12.49 \times 0.3 \times 2.5 = 9.36 \text{ t/m}$$

III.4 Poids propre des équipements de la voie du chemin de fer

III.4.1 Poids des rails

La voie est constituée le long des rails soudés de profilés UIC 60, d'une hauteur de 172 mm et d'un poids de 60,3 kg/m, le poids linéique de l'armement de la voie est de 1500 N/m/voie.

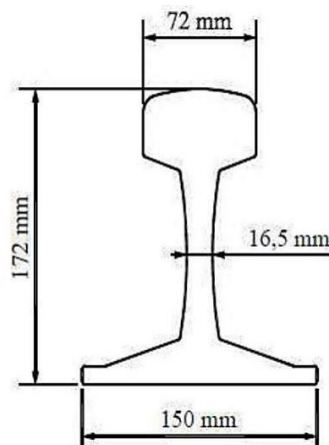


Figure III 3: Rail UIC 60.

$$P_{\text{rail}} = 0,15 \times 2 \text{ (voies)} = 0.3 \text{ t/ml.}$$

III.4.2 Poids de la caténaire

C'est un dispositif servant à suspendre les fils électriques qui alimentent les locomotives. Les caténares ont un poids de 0.24 t/ml.

III.4.3 Poids des traverses

Les traverses utilisées sont en béton bi-blocs, d'une longueur de 2,24 à 2,50 m et d'un poids de 245 kg à 300 kg ; les traverses sont posées généralement à raison de 1666 unités par kilomètre.

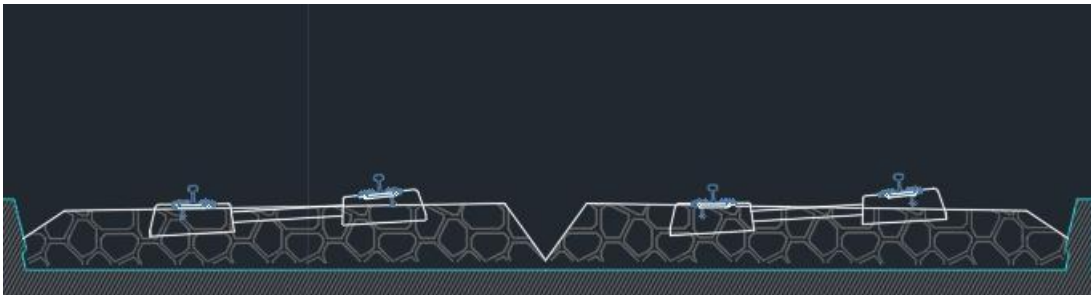


Figure III 4: Traverse bi-blocs.

Avant de calculer le poids, on détermine le nombre de traverse.

III.4.4 Poids du ballastage

Le ballast est le lit de roches concassées qui supporte une voie de chemin de fer. Son poids volumique est de 2 t/m^3 et son épaisseur est de 0.55 m. Poids du ballast :

$$P_{(\text{Ballast})} = 2 \times 0.55 \times 9.6 = 10.56 \text{ t/ml}$$

III.4.5 Poids du garde-corps

Les garde-corps sont employés dans les infrastructures ferroviaires afin de prévenir les projections de ballast éventuellement provoquées par le souffle des trains lors des passages réguliers.

Le poids de cet équipement est de 0.2 t/ml.

III.4.6 Poids de la corniches

$$P_{\text{corniches}} = A_i \times 2.5 \times 2$$

La surface a été déduite par le logiciel Autocad

$$P_{\text{corniches}} = 1.27 \text{ t/ml}$$

III.4.7 Poids du caniveau à câble

Dans les ouvrages ferroviaires, les Caniveau à câble servent à loger les câbles électriques et à y ancrer les garde-corps. Chacun d'eux est muni d'une corniche à son extrémité. (On rajoute une majoration de 20% pour les câbles).

$$P_{\text{Caniveau}} = A_i \times 2.5$$

$$P_{\text{Caniveau}} = 0.44 \times 2.5 \times 2 = 2.2 \text{ t/ml.}$$

Tab III 2:Récapitulatif des charges permanentes

Eléments	Poids propre (t/ml)
Poutres	35,8
Rail	0,3
Traverse	1.38
Ballaste	5.28
Catenaire	5.29
Garde-corps	0,2
Corniche	0,635
Caniveau à câble	1,1

III.5 Surcharges dues au trafic ferroviaire

III.5.1 Surcharges verticales

III.5.2 Modèle de charge UIC71

Le modèle de charge 71 représente l'effet statique du chargement vertical du a trafic ferroviaire standard. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être celles de la figure III-5.

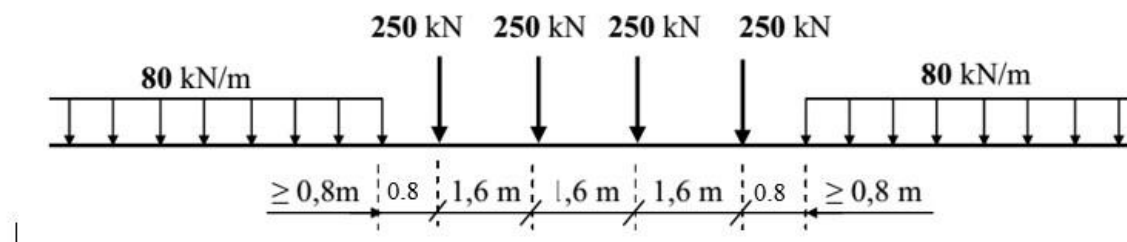


Figure III 5:Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques des charges verticales

Quatre axes de 250 KN sont disposés entre axe longitudinale de 1.60 m. A côté de la sureté on considère que les charges sont distribuées sur une longueur de 6.4 m.

III.5.3 Modèle de charge SW/0

Le modèle de charges SW/0 représente l'effet statique du chargement vertical du a un trafic ferroviaire standard sur les poutres continues.

La charge est caractérisée par deux systèmes de charge uniforme mise en place à 5.3 m de distance chaque système de charge a une longueur de 15 m et une valeur de 133 KN/m, comme s'est illustré dans le tableau III-3.

Tab III 3:valeurs des charges SW

Classe de charge	q (KN/ml)	a (m)	c (m)
Charge sw ₀	133	15.0	5.3

On fixe :

$$C=5.3 ; a = (33-c)/2 = \frac{33-5.3}{2} = 13.85$$



2

Pour

$$a=15 ; a = 133 \text{ Kn /ml} = (133 \times 15) = 1995 \text{ kn}$$

Pour

$$a= 13.85 \text{ m} ; a = \frac{1995}{13.85} = 144 \text{ } \diamond \diamond \diamond \diamond = 14.4 \text{ } \diamond \diamond$$

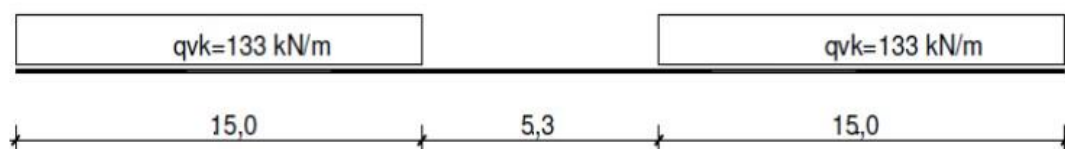


Figure III 6: Modèle de charge SW/0

III.5.4 Modèle de charge SW/2

Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd.

La charge est caractérisée par deux systèmes de charge uniforme mise en place à 7.0m de distance, chacun système a une longueur de 25 m et une intensité de 150 KN/m, comme s'est illustré dans le tableau suivant

Tab III 4 :valeurs des charges SW2

Classe de charge	q (KN/ml)	a (m)	c (m)
Charge sw2	150	25.0	7.0

On fixe :

$$c = 7\text{m} ; a = \frac{(33 - c)}{2} = 13 \text{ ?}$$

Pour

$$a = 25 ; a = 150 \text{ kn/ml} = 150 \times 25 = 3750 \text{ Kn}$$

Pour

$$a = 13 \text{ m} ; a = \frac{3750}{13} = 288.46 \text{ ?/?} = 28.85 \text{ ?/?}$$

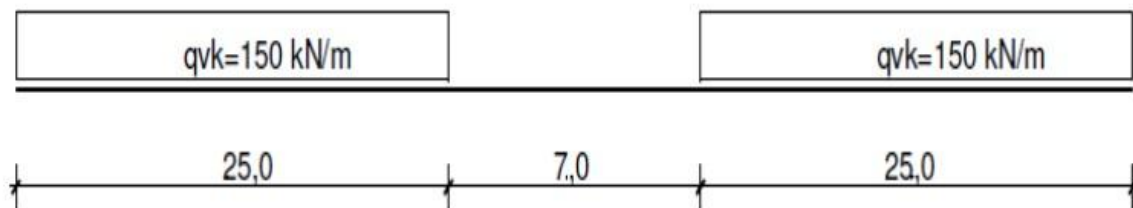


Figure III 7:Modèle de charge SW/2

III.5.5 Train à vide

Pour certaines vérifications, un schéma de charges particulier est utilisé 'Train à vide'. Il consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 12,5 KN/ml et appliqué sur toute la longueur de l'ouvrage.

$$A = 1.25 \text{ t/ml}$$

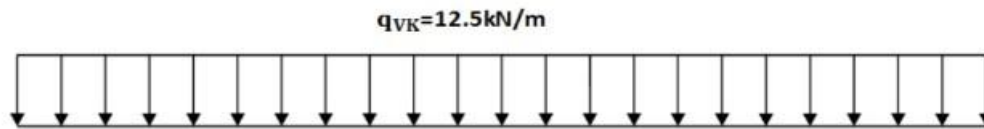


Figure III 8:Schéma du train à vide.

III.6 Combinaisons des actions

III.6.1 État limite ultime (ELU)

Il se réfère à la sécurité structurale. On peut le considérer comme étant un état extrême pendant la durée de vie d'une structure. L'ELU se divise en un état limite de résistance et un état limite de perte d'équilibre statique.

III.6.2 État limite de service (ELS)

Il se réfère à la performance de la structure. C'est l'état correspondant à des conditions au-delà desquelles l'aptitude au service n'est plus satisfaite. Les ELS se divisent en :

- ELS rares.
- ELS fréquents.
- ELS quasi-permanents.

Nous présentons dans le tableau 1, les différentes combinaisons de charges pour les deux états limites.

Tab III 5 :Combinaison d'action a l'état limite ultime et a l'état limite de service.

Elu	Els
1.35G +1.16 UIC71	G + 0.8 UIC71
1.35 G+1.16 SW/0	G +0.8 SW/0
1.35 G+1.08 SW/2	G +0.8 SW/2
1.35 G+1.015× 2 UIC 71	G+0.7× 2 UIC71
1.35 G + 1.015 (UIC71+SW/2)	G+0.7(UIC71+SW/2)
1.35 G +1.015 (SW/0+SW/2)	G+0.7(SW/0+SW/2)
1.35 G+1.5W0	G+W0

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu énumérer les différentes actions agissant sur le tablier, ainsi que les différentes combinaisons de charges à l'E.L.U et à l'E.L.S à prendre en compte pour le calcul des sollicitations.

Chapitre IV : modélisation du tablier

IV.1 INTRODUCTION

Nous avons choisi de réaliser une modélisation numérique du tablier du pont en utilisant le logiciel basé sur la méthode des éléments finis. Robot d'Analyse Structurale Expert 2017.

IV.2 Présentations du logiciel

Le logiciel Autodesk ROBOT, propose aux ingénieurs structures des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel est un logiciel interactif basé sur la méthode des éléments finis. Il est utilisé dans les calculs scientifiques et les problèmes d'ingénierie, il permet de résoudre des problèmes numériques complexes en moins de temps requis par rapport aux calculs manuelles courants, et ce grâce à une multitude de fonctions intégrées et à plusieurs options de calcul testés et regroupés selon usage dans ce logiciel.

IV.3 Les étapes de modélisation

Le tablier est modélisé par des poutres et une dalle supportée par six appuis, les poutres sont modélisées par des éléments (barre) et la dalle est modélisée par des éléments panneau. Nous avons modélisé suivant les étapes ci-après :

1er Étape

Le logiciel nécessite la définition des caractéristiques « préférences de l'affaire » :

- Choix du projet
- Définition des caractéristiques des matériaux.
- Définition des unités.
- Définition des normes et des règlements



Figure IV 1:choix de la structure.

On choisit la structure croquis

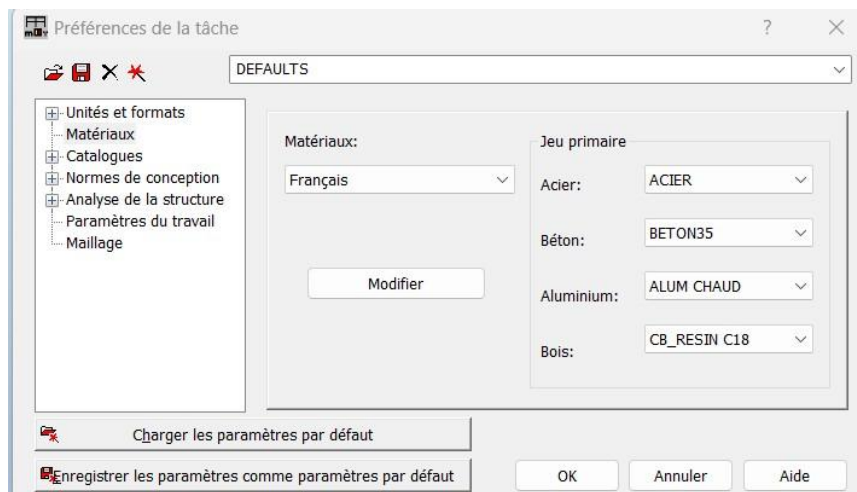


Figure IV 2:réglages des matériaux.

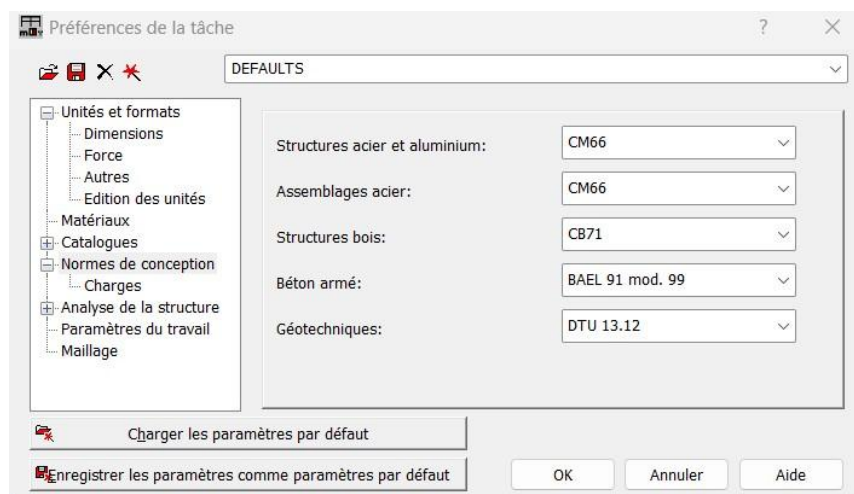


Figure IV 3:réglages des normes.

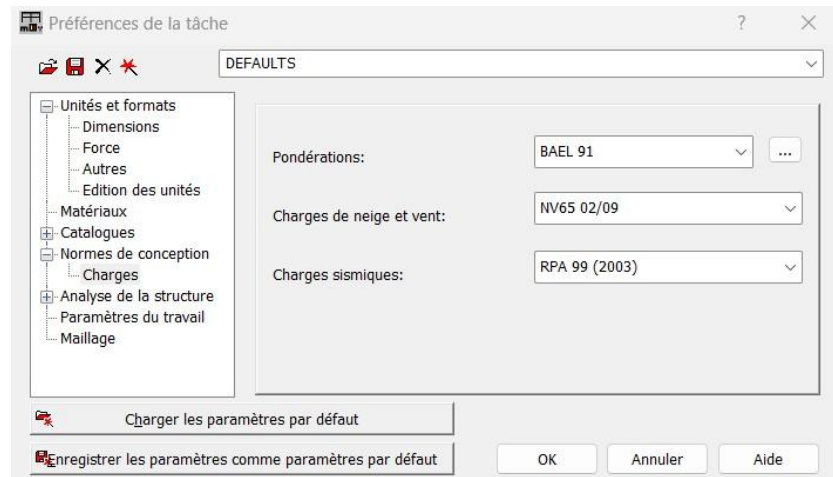


Figure IV 4: réglages des charges.

IV.3.1 Ligne de construction

Cette étape consiste à définir les lignes de constructions pour le model de pont à étudier.

La boite suivante s'affiche :

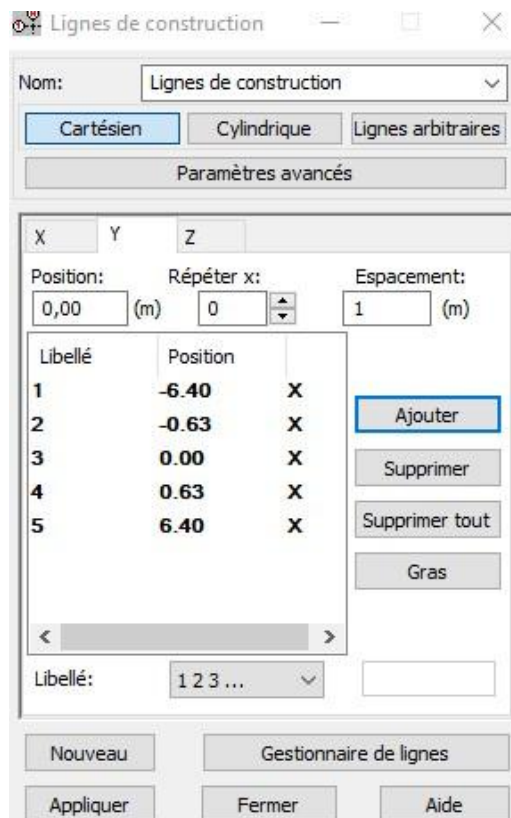


Figure IV 5: les lignes de constructions.

IV.3.2 Introduction des sections des éléments

Définir les sections de la poutre, après les avoir définis précédemment dans l'Autocad 2019 et les importer en fichier dxf, comme suit :

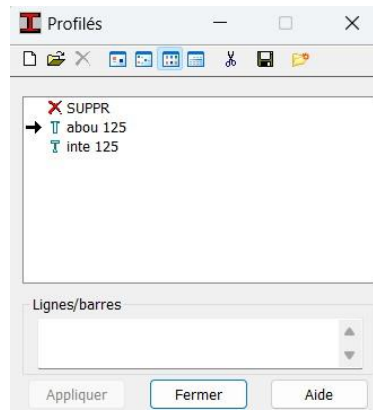


Figure IV 6: importation des sections.

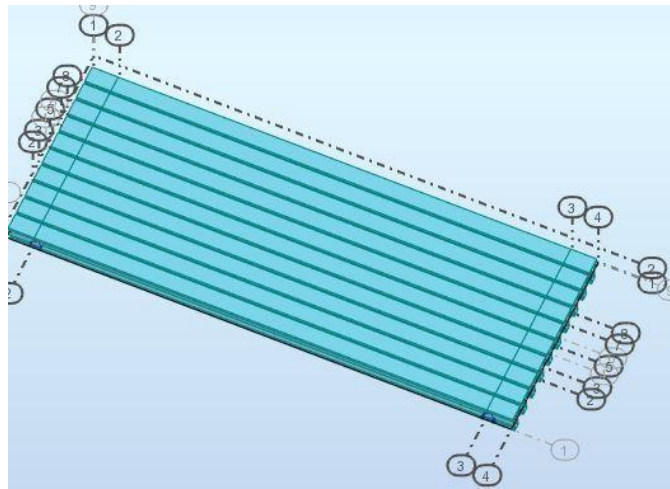


Figure IV 7: importations des poutres.

IV.3.3 Modélisation de la dalle

La modélisation de la dalle se fait comme suit :

On part sur Poly ligne on choisit contour Panneaux puis Liste d'objet ont choisir le contour de la dalle

Déclarer l'épaisseur de la dalle, ainsi que le béton à utiliser (Béton 35) Cette option permet de déclarer le type de plaque, pour notre cas on utilise une dalle avec une épaisseur de 0.20 m. La boite suivante affiche :

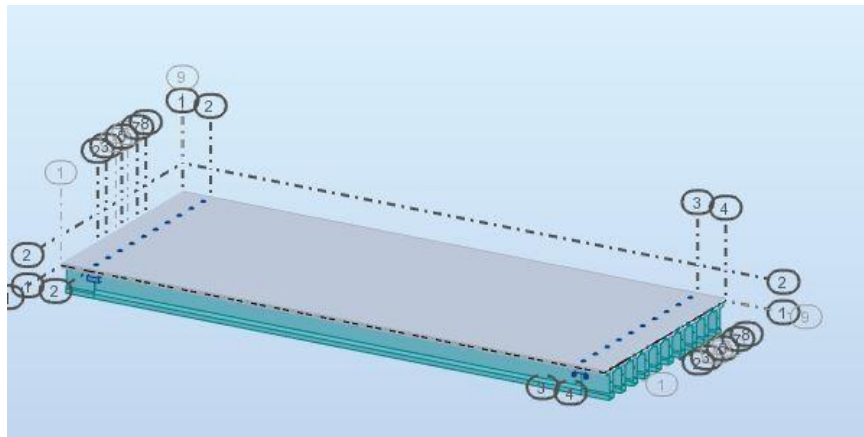


Figure IV 8: modélisation de la dalle.

IV.4 Définition des charges permanentes et les charge d'exploitations

IV.4.1 Charges permanentes

Chargement → cas de charge → saisie les charge → ajouter.

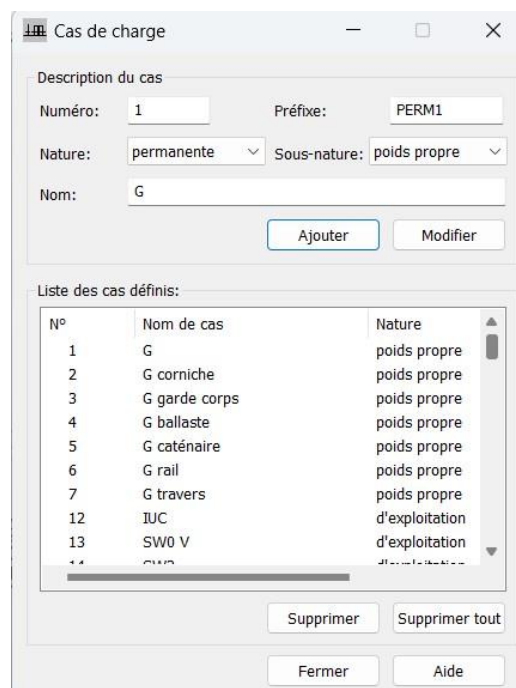


Figure IV 9: introduire les charges permanente.

IV.4.1G garde-corps

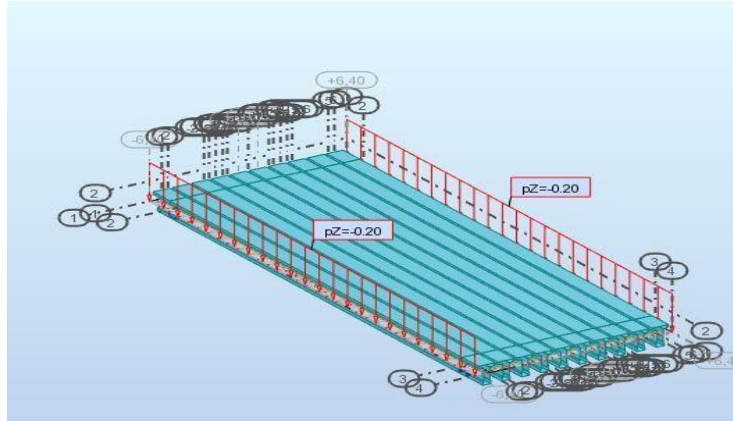


Figure IV 10: définir la charge du garde-corps.

IV.4.2G caténaire

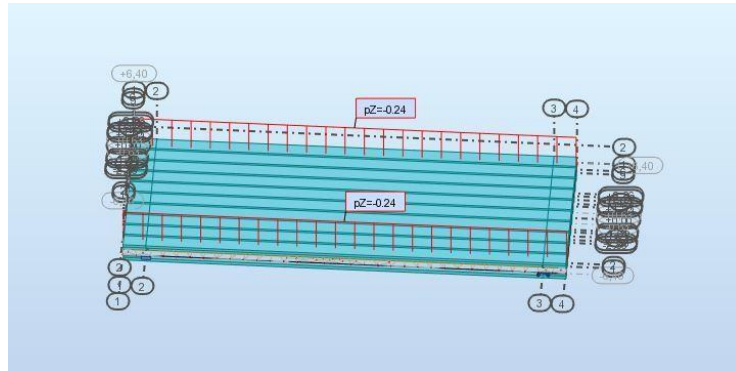


Figure IV 11: définir la charge de la caténaire.

IV.4.3G rail

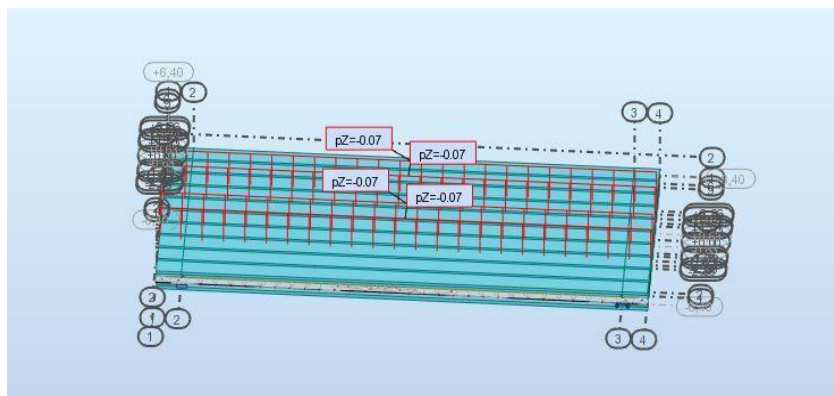


Figure IV 12: définir la charge des rails.

IV.4.4G corniche

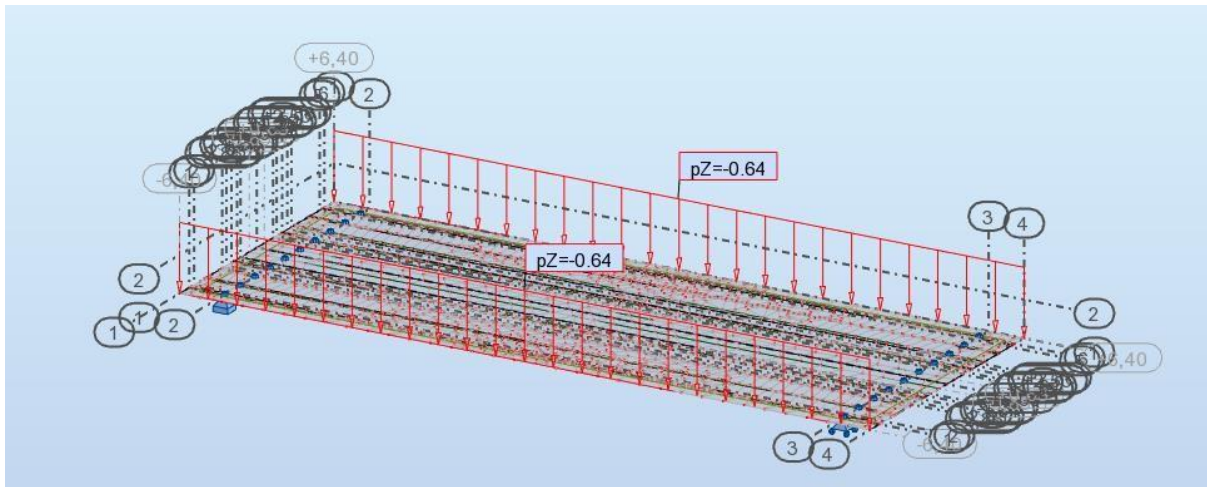


Figure IV 13: définir la charge de la corniche.

IV.5 Charge d'exploitations.

IV.5.1UIC



Figure IV 14: définir la charge UIC.

IV.5.2SW0

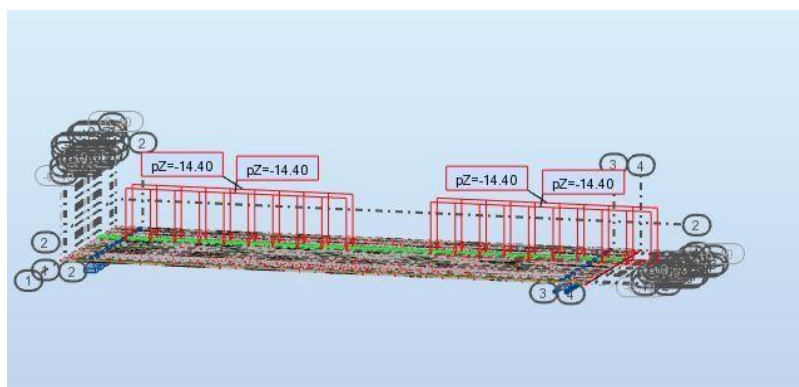


Figure IV 15: définir la charge sw0.

IV.5.3SW2

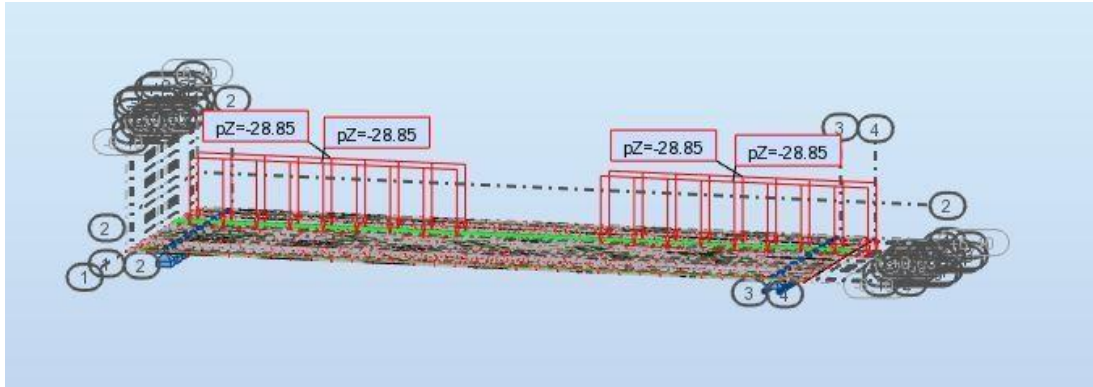


Figure IV 16: définir la charge sw2.

IV.5.4TAV

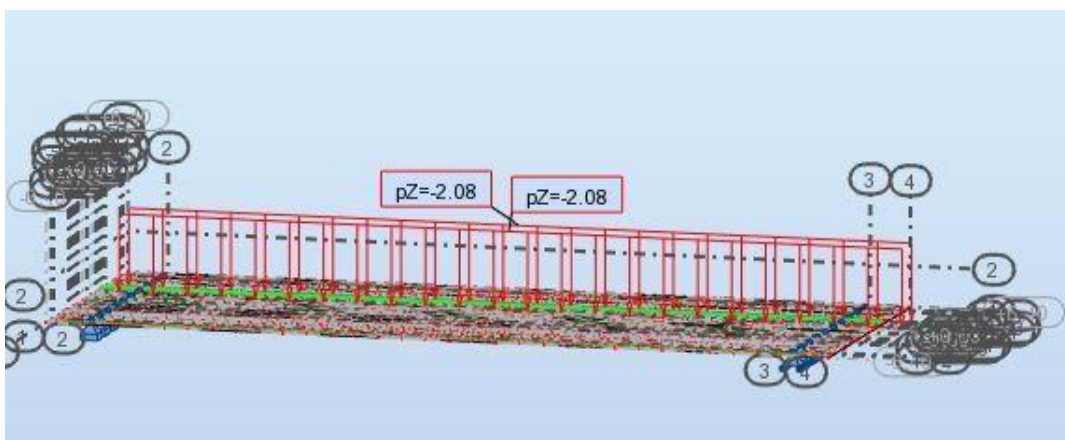


Figure IV 17: définir la charge train a vide.

IV.6 Définir des combinaisons d'action et lancement du calcul

Tab IV 1: Combinaison d'action a l'état limite ultime et a l'état limite de service.

Elu	Els
1.35G +1.16 UIC71	G + 0.8 UIC71
1.35 G+1.16 SW/0	G +0.8 SW/0
1.35 G+1.08 SW/2	G +0.8 SW/2
1.35 G+1.015× 2 UIC 71	G+0.7× 2 UIC71
1.35 G + 1.015 (UIC71+SW/2)	G+0.7(UIC71+SW/2)
1.35 G + 1.015 (SW/0+SW/2)	G+0.7(SW/0+SW/2)
1.35 G+1.5W0	G+W0

IV.6.1 Les efforts internes dans les poutres.

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable UIC 2V + SW2 2V+ :

$$M_{\max} = 347.64 \text{ Mpa}$$

$$M_{\max} = 276.83 \text{ Mpa}$$

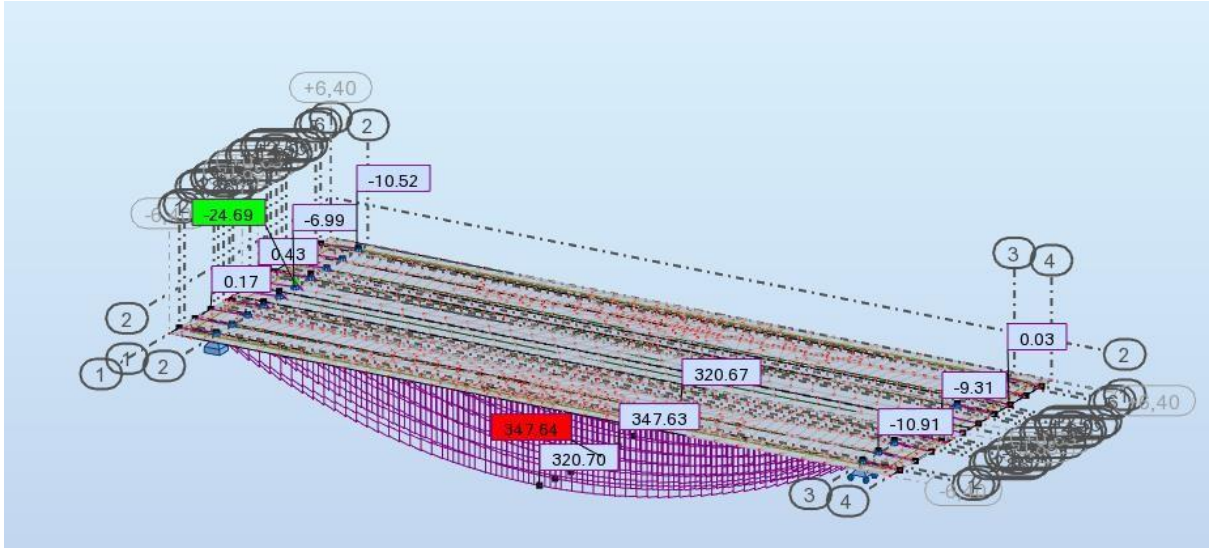


Figure IV 18: diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable a L'ELU.

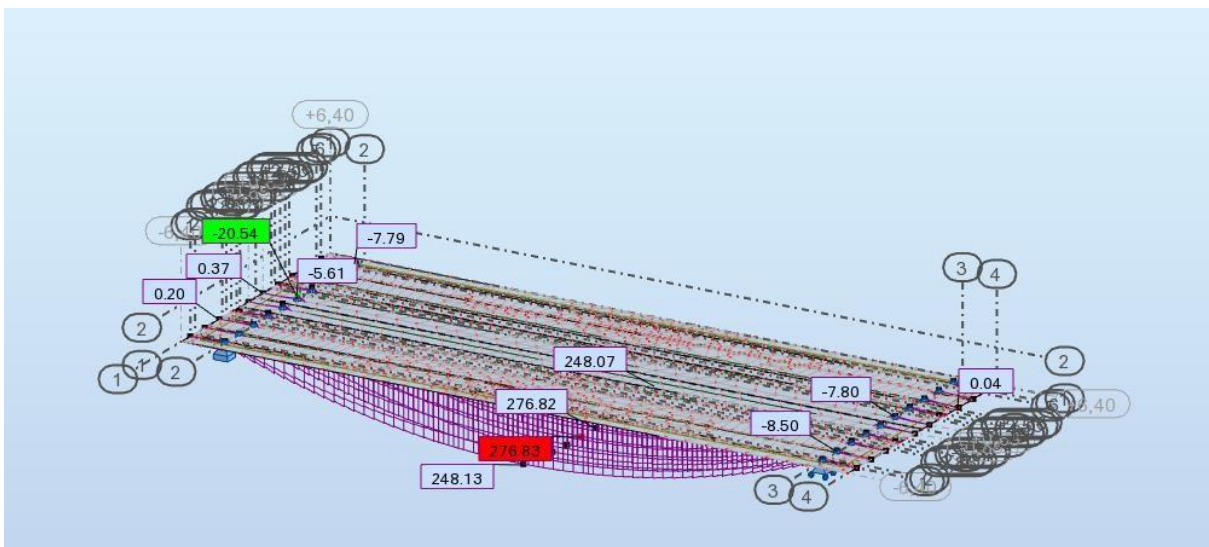


Figure IV 19 :diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable a L'ELS.

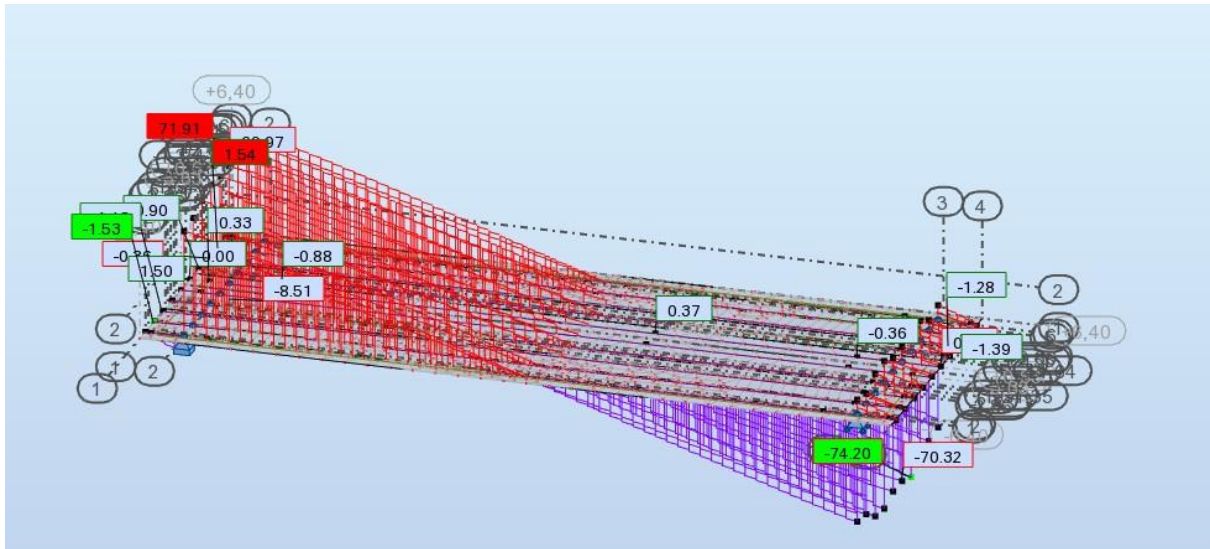


figure IV 20 :DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE A L'ELU.

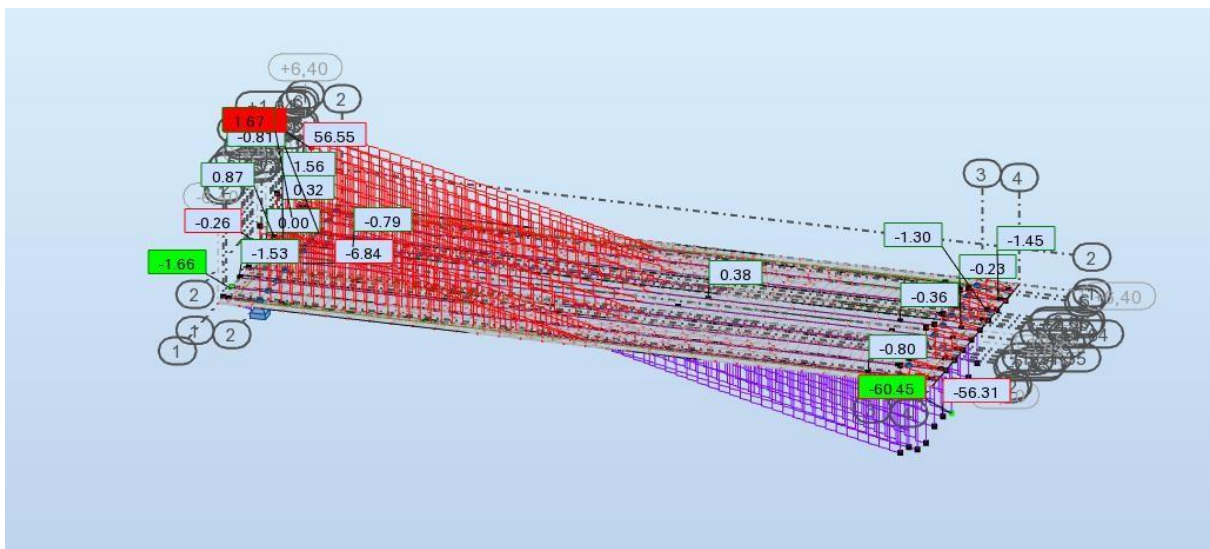


figure IV 21:DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE A L'ELS

Chapitre V : Etude de platelage

V.1 INTRODUCTION

V.1.1 Etude du platelage :

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur place, cette dernière assure deux rôles essentiels :

- L'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises intermédiaires ainsi que la répartition transversale des efforts.
- La réception des charges permanentes engendrées par les différentes couches de roulement ainsi que les surcharges appliquées et la transmission des efforts résultants aux poutres.

L'étude de la dalle nécessite l'étude des deux flexions suivantes :

- Flexion transversale.
- Flexion longitudinale.

V.1.2 Méthode numérique (ROBOT AUTODESK) :

- sélection du tablier à étudier
- On lance le calcul de l'élément panneau (Dalle en béton armé)
 - o Les résultats obtenus avec le logiciel robot Autodesk ;
 - o Les résultats cartographiques ;

V.2 Résultats cartographiques panneaux

Flexion longitudinale.

- A L'ELS

V.2.1 ELS UIC 2V+SW2 2V+

$M_{xx}(\max) = 1,10\text{T.m}$ $M_{xx}(\min) = -3,60\text{T.m}$

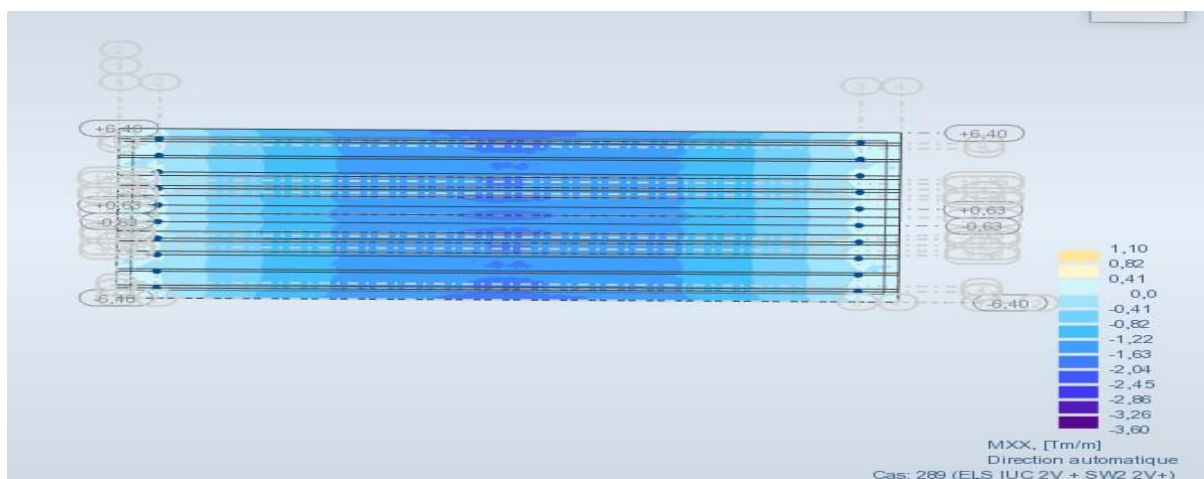


figure V. 1: Moment maximum longitudinal a l'ELS

V.2.2ELS UIC 2V2+

$\diamond \diamond \diamond \diamond \diamond = 5,75 \diamond \diamond \diamond \diamond \diamond = -7,95 \diamond$

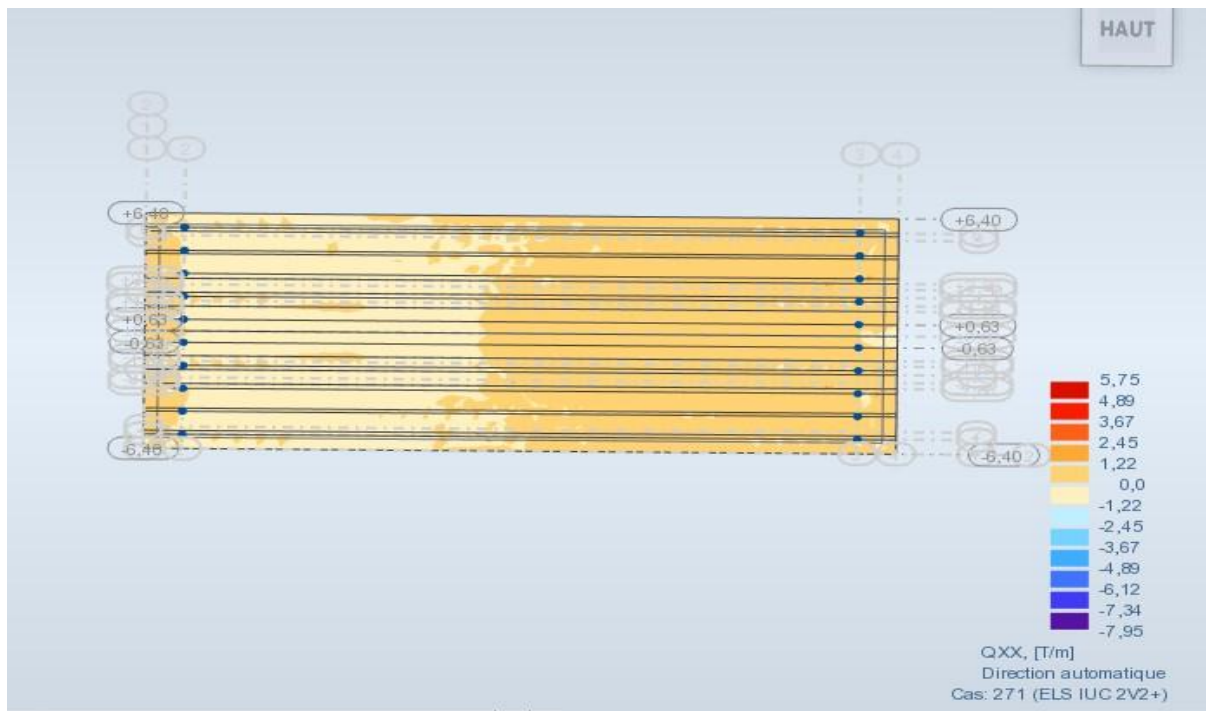


figure V. 2: Effort tranchant longitudinal a l'ELS

- Flexiontransversale.

V.2.3ELS UIC 1V+SW2 1V+

$MYY(max) = 2,59T.m$ $MYY(min) = -3,21T.m$

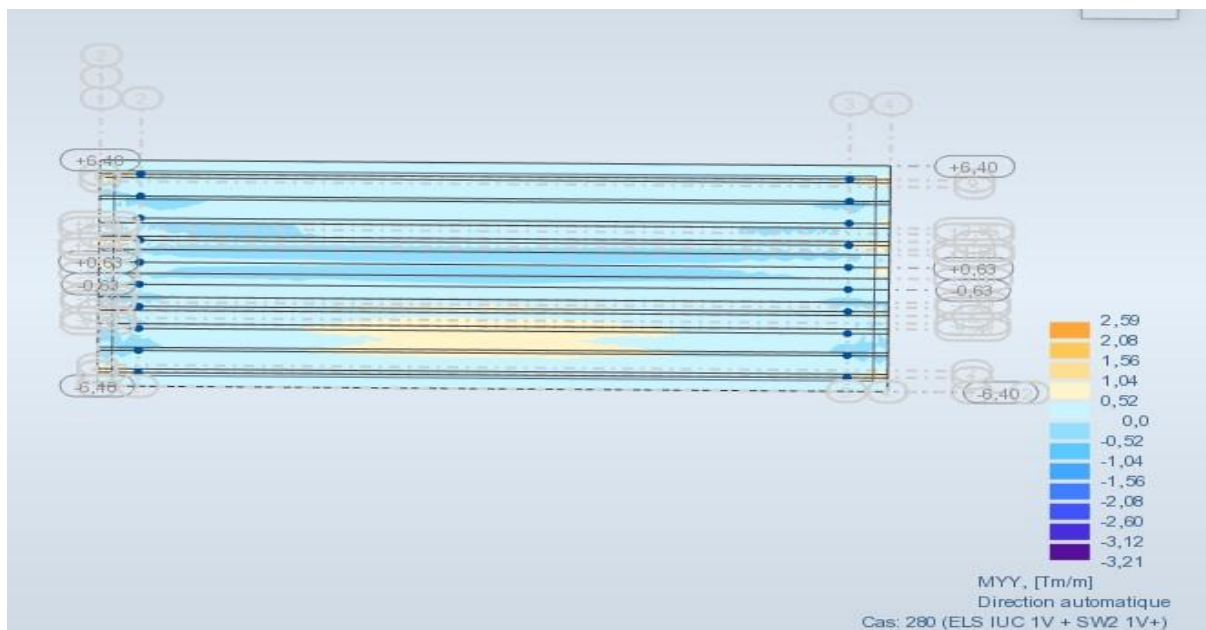


figure V. 3: Moment maximum transversal a l'ELS

V.2.4 ELS UIC2 V2+

$\diamond \diamond \diamond \diamond \diamond \diamond = 11,24 \quad \diamond \diamond \diamond \diamond \diamond \diamond = -11,23 \diamond$

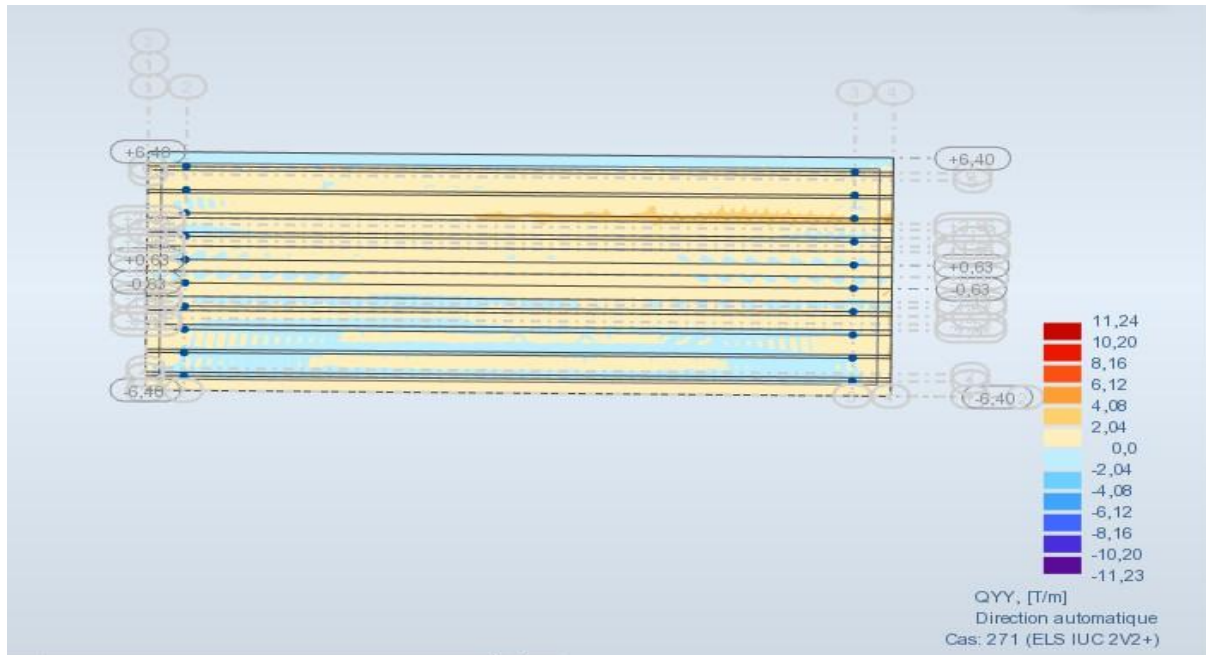


figure V. 4: Effort tranchant transversal a l'ELS

- Flexion longitudinale.
- AL'ELU

V.2.5 ELU SW0 2V +SW2 2V+

$M_{XX}(\max) = 1,59T.m \quad M_{XX}(\min) = -4,74T.m$

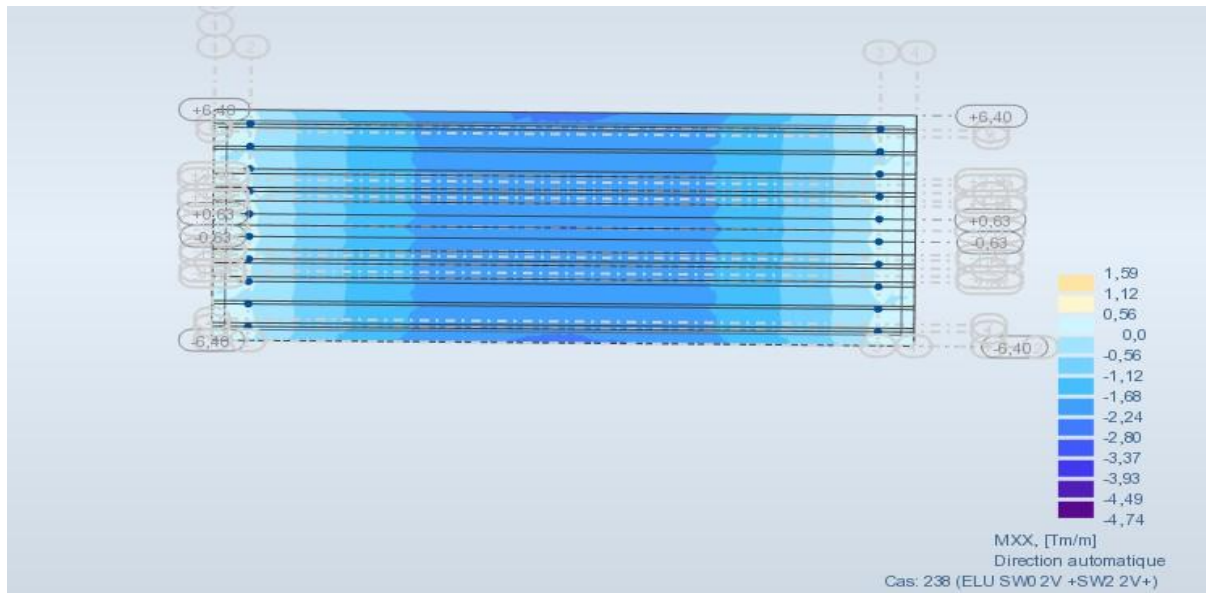


figure V. 5 Moment maximum longitudinal a l'ELU

V.2.6 ELU UIC2 V2+

$\diamond \diamond \diamond \diamond \diamond \diamond = 8,28 \diamond \quad \diamond \diamond \diamond \diamond \diamond \diamond = -11,48 \diamond$

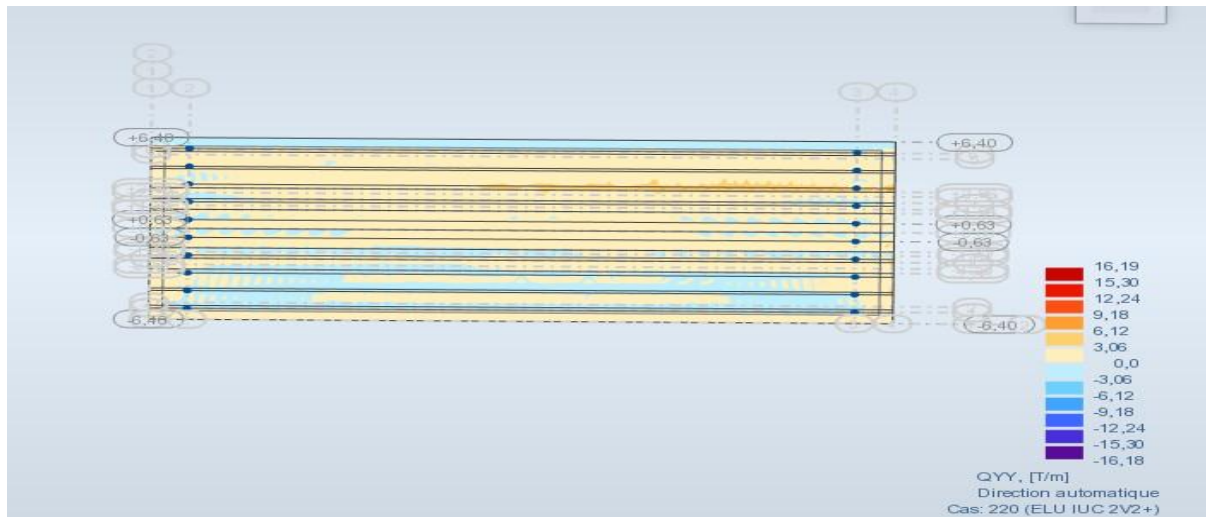


figure V. 8.Effort tranchant transversal a l'ELU
 1. Ferraillage transversal(YY)

V.2.9 En travée

- ELU

$M_u = 4.65 T.m$

$C = 0,1h = 0,1 \times 30 \rightarrow C = 3cm$

$d = 0,9h = 0,9 \times 30 \rightarrow d = 27 cm$

$b = 100cm$

$$A_{st} = \frac{0.85 \times f_{ct} \times b \times d^2}{4 \times \sigma_{st}} = \frac{0.85 \times 28 \times 100 \times 27^2}{4 \times 150} = 22 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\mu = \frac{4.65 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 22} = 0,03$$

$$\mu = 0,03$$

$\mu \leq 0,186$ Donc : pivot A ;

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_u}{A_{st} \times d} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) \rightarrow \alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,038) \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.65 \times 10^4}{0,984 \times 27 \times 434,78} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.02 \text{ cm}^2$$

- ELS

$$MS = 3.21 \text{ T.m}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 110 \sqrt{1,6}, \min(333.33; 215.55) \right) = \min(333.33; 215.55) = 215.55$$

$\eta = 1,6(\text{HA})$; fissuration préjudiciable

$$\mu = \frac{M_s}{\eta \times \sigma_s^2 \times d^2}$$

$$f_{c28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 40 = 3$$

$$\mu_s = \frac{3.21 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 22} = 0,025$$

$$\mu_s = 0,025$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025}) \rightarrow \alpha = 0,031$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,031) = 0,998 \rightarrow \beta = 0,998$$

$$z = d \times \beta = 27 \times 0,998 = 26.94$$

$$z = 26.94$$

$$\frac{M_s}{z} = \frac{3.21 \times 10^4}{26.94}$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{3.21 \times 10^4}{26.94 \times 215.55} = 5.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.52 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues $A = \text{Max}(A_u, A_s)$

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(4.02 \text{ cm}^2 ; 5.52 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 5.52 \text{ cm}^2$$

$$5\text{HA}14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de non fragilité du béton :

$$A_s \geq (0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_{c28}}) \times b \times d$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 40 = 3 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq (0,23 \times \frac{3}{500}) \times 27 \times 100$$

$$A_s \geq 3,72 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5 \times \frac{\pi}{4} \times (14)^2 = 5,52 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{min} \rightarrow$ Condition vérifiée

Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_{ad} = \frac{V}{b \times d} < \tau_{ad,lim} (0,15 \frac{f_{c28}}{f_{c28}}); 4 \tau_{ad,lim}$$

$$\frac{16,18 \times 10^2}{100 \times 27} < \frac{40}{1,5}$$

$$\tau_{ad} = 0,599 < 27 (0,15 \frac{40}{1,5}); 4 \tau_{ad,lim} = 3 \tau_{ad,lim}$$

Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ad} = \frac{V}{0,9 \times \sum \phi_s} \leq \tau_{ad,lim} = 2 \times \psi_s \times \phi_s \times \epsilon_s \rightarrow \text{B.A.E.L (A6.1, 3)}.$$

ψ_s = Coefficient descellement relatif à une armature

$\tau_{ad,lim}$: Contrainte d'adhérence.

$\tau_{ad,lim}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum \phi_s = \sum \phi_s$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\sum \phi_s = 5 \times 3,14 \times 14 = 219,8$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ (B.A.E.L).

$$\tau_{ad,lim} = 2 \times 1,5 \times 3 = 9 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ad} = \frac{16,18 \times 10^4}{0,9 \times 270 \times 219,8} = 3,031 \text{ MPa} \leq 8,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ad} \leq \tau_{ad,lim}$$

□ Aux appuis

- ELU

$$M_u = 3.73 \text{ T.m}$$

$$\mu = \frac{0,85 \times \frac{0,85}{28} \times \frac{0,85}{28}}{\frac{40}{1,5}} = 22$$

$$\mu = \frac{3.73 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 22}$$

$$\mu = 0,037$$

$\mu \leq 0,186$ Donc : pivot A ;

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

$$\sigma_s = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037}) \rightarrow \alpha = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,047) \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.73 \times 10^4}{0,981 \times 27 \times 434,78}$$

$$A_u = 3.23 \text{ cm}^2$$

- ELS

$$M_S = 2.59 \text{ T.m}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{c28} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \min \left(\frac{2}{3} \times 110 \sqrt{1,6}, 18 \right) = \min(333,33; 215,55) = 215,55$$

$\eta = 1,6(\text{HA})$; fissuration préjudiciable

$$\sigma_{s28} = 0,6 + 0,06 \times 40 = 0,6 + 0,06 \times 40 = 3$$

$$\mu_s = \frac{M_S \times 10^4}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

$$2.59 \times 10^4$$

$$\mu_s = 100 \times 27^2 \times 215.55$$

$$\mu_s = 0,002$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,002}) \rightarrow \alpha = 0,002$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,002) \rightarrow \beta = 0,9996$$

$$z = d \times \beta = 27 \times 0,9996$$

$$z = 26.98$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \times \sigma_{st}} = \frac{2.59 \times 10^4}{26.98 \times 215.55}$$

$$A_s = 4.45 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues A = Max (A_u, A_s)

Donc : A = Max (3.23cm² ; 4.45cm²) → A = 4.45 cm²

5HA12=5,65cm²

Vérification de la contrainte de non fragilité du béton soit

$$f_{t28} \geq (0,23 \times \frac{f_{c28}}{500}) \times z$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.4 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} \geq (0,23 \times \frac{3}{500}) \times 27 \times 100$$

$$f_{t28} \geq 3.72 \text{ MPa}$$

$$2.4 < 3.72 \text{ MPa}$$

$$2.4 < 3.72 \rightarrow \text{non conforme}$$

Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_{max} = \frac{V}{b \times d}$$

$$\tau_{max} = \frac{16.19 \times 10^2}{100 \times 27} < 0.15 \times 2.4 ; 4 \times 2.4 = 3 \times 2.4$$

$$\frac{16.19 \times 10^2}{100 \times 27} < \frac{40}{1.5} ; 4 \times 2.4 = 3 \times 2.4$$

$$\tau_{max} = \frac{16.19 \times 10^2}{100 \times 27} = 0,599 < 0,15 \times 2,4 ; 4 \times 2,4 = 3 \times 2,4$$

Vérification à la contrainte d'adhérence

$$\tau_{ad} = \frac{\sigma_{ad}}{0,9 \times \eta \times \xi} \leq \tau_{ad} = 2 \times \eta \times \xi_{28}$$

η = Coefficient de scellement relatif à une armature

σ_{ad} : Contrainte d'adhérence.

$\sigma_{ad,lim}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum \phi = \phi_{ad}$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\sum \phi = \phi_{ad} = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4$$

Avec : $\mu = 1,5$ (??);

$$\sigma_{ad} = 2 \times 1,5 \times 3 = 9 \text{ (??)}$$

$$\sigma_{ad} = \frac{16,19 \times 10^4}{0,9 \times 270 \times 188,4} = 3,53 \text{ (??)} \leq 8,1 \text{ (??)}$$

$$\sigma_{ad} \leq \frac{1}{\mu} \text{ (??)}$$

Ferraillage longitudinal (xx)

□ En travée :

- ELU

$$M_U = 4.74 \text{ T.m}$$

$$\mu = \frac{0,85 \times \phi_{ad} \times 0,85 \times 40}{1,5} = 22 \text{ (??)}$$

$$= \frac{?}{?}$$

$$= \mu$$

$$\mu =$$

$$? \times ?^2 \times ?$$

$$\mu = \frac{4.74 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 22}$$

$$\mu = 0,038$$

$\mu \leq 0,186$ Donc : pivot A ;

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

$$\sigma_s = \frac{M_u}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,038}) \rightarrow \alpha = 0,04$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,04) \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,74 \times 10^4}{0,993 \times 27 \times 434,78}$$

$$A_u = 4,066 \text{ cm}^2$$

- ELS

$$M_S = 3,60 \text{ T.m}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = \min \left(\frac{2}{3} \times 110 \sqrt{1,6}, 24 \right) = \min(333,33; 215,55) = 215,55 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6$ (HA) ; fissuration préjudiciable

$$f_{c28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 40 = 3 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{M_u \times 10^4}{100 \times d^2 \times \sigma_s}$$

$$\mu_s = \frac{3,60 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 215,55}$$

$$\mu_s = 0,002$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,002}) \rightarrow \alpha = 0,002$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,002) \rightarrow \beta = 0,99$$

$$z = d \times \beta = 27 \times 0,99$$

$$z = 26,973$$

$$\frac{M_S}{z} = \frac{3,60 \times 10^4}{26,973} \quad 2$$

$$A_s = \frac{M_S}{z \times \sigma_{st}} = \frac{3,60 \times 10^4}{26,973 \times 215,55} = 1,89 \text{ cm}$$

$$A_s = 6,19 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues $A = \text{Max}(A_u, A_s)$

Donc : $A = \text{Max} (4.066\text{cm}^2 ; 6.19\text{cm}^2) \rightarrow A = 6.19 \text{ cm}^2$

$5HA14=7.70\text{cm}^2$

Vérification de la contrainte de non fragilité du béton soit

$$A_{req} \geq (0,23 \times f_{t28}) \times l \times b$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 40 = 3 \text{ MPa}$$

$$A_{req} \geq (0,23 \times \frac{3}{500}) \times 27 \times 100$$

$$A_{req} \geq 3.73 \text{ cm}^2$$

$$A = (5 \times A_{barre}) = 6.19 \text{ cm}^2$$

$$A \geq A_{req} \rightarrow 6.19 \text{ cm}^2 \geq 3.73 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_{max} = \frac{V}{b \times d} < \tau_{lim} (0,15 \frac{f_{c28}}{f_c}); 4 \text{ MPa}$$

$$\frac{11.48 \times 10^2}{100 \times 27} = 0.51 < \tau_{lim} (0,15 \frac{f_{c28}}{f_c}); 4 \text{ MPa}$$

$$0.51 < 1,5 \times 3 = 4.5 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa}$$

Vérification à la contrainte d'adhérence

$$\tau_{adh} = \frac{V}{0,9 \times \sum \phi \times l} \leq \tau_{adh,lim} = 2 \times \eta \times f_{ctd}$$

η = Coefficient descellement relatif à une armature

τ_{adh} : Contrainte d'adhérence.

$\tau_{adh,lim}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum \phi$ = $\phi \times n$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\sum \phi = 5 \times 3,14 \times 14 = 219.8$$

Avec : $\eta = 1,5$ (HA) ;

$$\tau_{adh,lim} = 2 \times 1,5 \times 3 = 9 \text{ MPa}$$

$$\frac{11.48 \times 10^4}{219.8} = 52.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 0,9 \times 270 \times 219,8 = 2.14 \text{ MPa} \leq 9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 1,1 f_{bc}$$

□ Aux appuis :

- ELU

$$M_u = 1.59 \text{ T.m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 40}{1,5} = 22,67 \text{ MPa}$$

$$= \frac{M_u}{\mu \times b \times d^2 \times \sigma_s}$$

$$\mu =$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_s}$$

$$\mu = \frac{1.59 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 22}$$

$$\mu = 0,0128$$

$\mu \leq 0,186$ Donc : pivot A ;

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

$$\sigma_s = \frac{M_u}{b \times d \times \eta} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0128}) \rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\eta = 1 - 0,4\mu = 1 - (0,4 \times 0,015) \rightarrow \eta = 0,994$$

$$\sigma_s = \frac{M_u}{\eta \times b \times d \times \sigma_s} = \frac{1.59 \times 10^4}{0,994 \times 27 \times 434,78}$$

$$\sigma_s = 1,36 \text{ MPa}$$

- ELS

$$M_S = 3.60 \text{ T.m}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq f_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = \min \left(\frac{2}{3} \times 110 \sqrt{1,6 f_{c28}} \right) = \min(333,33; 215,55) = 215,55 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6(\text{HA})$; fissuration préjudiciable

$$f_{bc} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 40 = 3 \text{ MPa}$$

$$\mu_{\diamond} = \frac{5,10 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 215.55}$$

$$\mu_{\phi} = 0,0032$$

$$\phi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0032}) \rightarrow \phi = 0,004$$

$$\phi = 1 - 0,4\phi = 1 - (0,4 \times 0,004) \rightarrow \phi = 0,997$$

$$i = \phi \times \phi_1 = 27 \times 0,997$$

$$i = 26,91$$

$$\phi_1 = \frac{\phi_2}{i \times \sigma_{\phi}} = \frac{3.60 \times 10^4}{26.91 \times 215.55}$$

$$\phi_2 = 1,89 \phi_1^2$$

Pour les armatures tendues $A = \text{Max}(A_u, A_s)$

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(1,36\text{cm}^2; 1,89 \text{cm}^2) \rightarrow A = 1,89\text{cm}^2$$

$$5\text{HA}12 = 2,26\text{cm}^2$$

Vérification de la contrainte de non fragilité du béton

$$\phi_{\text{non frag}} \geq \left(0,23 \times \frac{\phi_{28}}{\phi}\right) \phi \times \phi$$

$$\phi_{28} = 0,6 + 0,06\phi_{28} = 0,6 + 0,06 \times 40 = 3 \phi_{28}$$

$$\phi_{\text{non frag}} \geq \left(0,23 \times \frac{3}{500}\right) \times 27 \times 100$$

$$\phi_{\text{non frag}} \geq 3,72 \phi^2$$

$$\phi = \left(\frac{\phi_{\text{non frag}}}{3,72}\right) = 3,72 \phi^2$$

Vérification à l'effort tranchant

$$\frac{\phi}{\phi_{28}}$$

$$\phi_{\text{tr}} = \frac{\phi}{\phi_{28}} < \frac{\phi_{\text{tr}}}{\phi_{28}} (0,15 \phi_{28}) ; 4 \phi_{\text{tr}}$$

$$\frac{8,25 \times 10^2}{40}$$

$$\phi_{\text{tr}} = \frac{8,25 \times 10^2}{100 \times 27} = 0,3 < \frac{\phi_{\text{tr}}}{\phi_{28}} (0,15 \phi_{28}) ; 4 \phi_{\text{tr}} = 4 \phi_{\text{tr}}$$

Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$\frac{\phi_{\text{tr}}}{\phi_{28}}$$

$$\sigma_{ad} = 0,9 \times \sigma_{ad} \leq \sigma_{ad} = 2 \times \sigma_{ad} \times 28$$

σ_{ad} = Coefficient de scellement relatif à une armature

σ_{ad} : Contrainte d'adhérence.

σ_{ad} : Contrainte limite d'adhérence.

$\sum \phi = \phi_{eq}$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\sum \phi = \phi_{eq} = 2 \times 3,14 \times 12 = 75.36$$

Avec : $\mu = 1,5$ (ϕ_{eq})

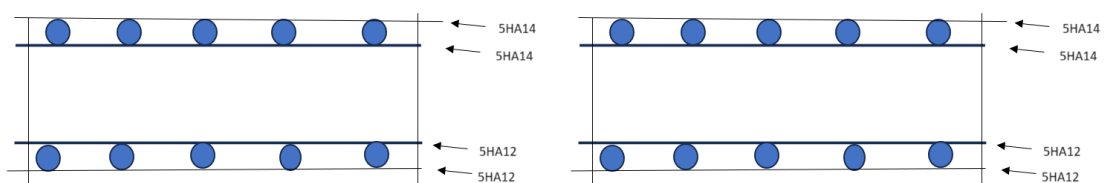
$$\sigma_{ad} = 2 \times 1,5 \times 3 = 9 \phi_{eq}$$

$$\sigma_{ad} = \frac{8.28 \times 10^4}{0,9 \times 270 \times 75.36} = 4.5 \phi_{eq} \leq 9 \phi_{eq}$$

$$\sigma_{ad} \leq \sigma_{ad} \quad \phi_{eq} \leq \phi_{eq}$$

Tab V 1.RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE

Moment				
	Sens transversal (YY)		Sens longitudinal(XX)	
	En travée (max) cm ²	Eux appuis (min) cm ²	En travée (max) cm ²	Eux appuis (min) cm ²
ELU	4,02	3,23	4.06	1,59
ELS	5,52	4,46	6.19	4.5
Nappes	5HA14	5HA12	5HA14	5HA12



Chapitres VI : Etude de la précontrainte

VI.1 INTRODUCTION

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à exercer dans un matériau avant son exploitation, des contraintes opposées à celles produites par les charges extérieures qui le sollicitent ; elle permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie. Dans le cas du béton, la précontrainte est une compression de la zone qui va subir une traction sous charges extérieures ; donc c'est une pré-compression de façon que l'effet différentiel de la précontrainte et des charges ne laissera plus subsister que des zones comprimées.

On distingue deux modes de précontraintes :

VI.1.1 Précontrainte par pré-tension.

cette technique consiste à la mise en tension des câbles de précontraintes avant le coulage du béton par l'utilisation des bancs de fabrication, dans ce procédé on peut atteindre des travées de 25 m.

VI.1.2 Précontrainte par post-tension

béton soit coulé et durci, on peut atteindre des travées jusqu'à 50 m. Dans ces termes, les préfixes « post » et « pré » décrivent le moment d'application de la force dans l'acier par rapport à la mise en place du béton.

Une autre différence concerne la position de la précontrainte par post-tension par rapport à la section en béton, de sorte qu'on distingue :

- La précontrainte intérieure.
- La précontrainte extérieure.

En outre, la précontrainte intérieure (par post-tension) peut être avec adhérence ou sans adhérence.

V.2 Précontrainte minimale

On se proposera de dimensionner la précontrainte, et ceci dans la section la plus sollicitée, qui pourrait être sous critique ou sur critique.

Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale « P_{\min} » qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule

$$\sigma_{\min} = \sigma_{\text{pré}}(P_{\min})$$

P1: Précontrainte minimale en section sous critique.

P2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

- Les moments développés dans la section médiane à l'ELU sont :

Mmax: Moment maximale sous l'effet de IUC2V+SW22V+ (en charge)

$$M_{max} = 347.61 \text{ t.m}$$

Mmin : Moment minimale sous l'effet de G (à vide)

$$M_{min} = 201.23 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 347.61 - 201.23 = 146.38 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 146.38 \text{ t.m.}$$

VI.2.1 Les contraintes limites :

$$\bar{\sigma} = -\sigma_{28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = -(0,6 + 0,06 \times 40) = -3$$

$$\bar{\sigma}' = -1,5\sigma_{28} = -1,5 \times 3 = -4.5$$

V : La distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus comprimée et la plus tendue.

ρ : Rendement géométrique de la section.

I_x : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité.

S_x : L'aire de la section.

h : Hauteur

- En sections sous critique

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \bar{\sigma} + V' \cdot \bar{\sigma}')$$

$$\bar{\sigma}' = \bar{\sigma} E_t (v + v') = h$$

$$P_1 = \frac{146.38 \times 10^3}{0,5 \times 150} + \frac{7288}{150} \times (69.09 \times -3 \times 10^{-1} + 80.9 \times -4.5 \times 10^{-1})$$

$$P_1 = 1999.87$$

- En sections sur critique

$$p_2 = \frac{M_{max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \bar{\sigma}_i}{\rho \cdot V + V' \cdot d}$$

d' : enrobage des armatures

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

$$P_2 = \frac{347.38 \times 10^3 + 0,5 \times 7288 \times 69.09 \times -4.5 \times 10^{-1}}{0,5 \times 69.09 + 80.9 - 15}$$

$$P_0 = 6666 \text{ KN}$$

$$P_0 = 6666 \text{ KN} < P_0 = 6666 \text{ KN}$$

La section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_1 n'est plus suffisant.

Donc :

$$P_{\min} = \text{Max}(P_1, P_2)$$

$$P_{\min} = \text{Max} (P_1 = 6666 \text{ KN}, P_2 = 6666 \text{ KN}).$$

$$P_{\min} = 6666 \text{ KN}$$

Alors l'excentricité e_0

$$e_0 = -(V' - d') = -(80.09 - 15) = -65,09 \text{ cm}$$

VI.2.2 Calcul du nombre de câble

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle.

On a estimé les pertes de précontrainte à 32% :

$$P_{\min} = 0,68 \times P_0$$

$$\Rightarrow P = \frac{P_{\min}}{0,68} = 3461.7 \text{ KN}$$

$$0 = 0,68$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

- Diamètre normal du câble = 15,7 mm
- Diamètre extérieur de la gaine = 6 cm.
- Section nominale du câble $A = 1050 \text{ mm}^2$.
- $f_{\text{prg}} = 1860 \text{ Mpa}$
- $f_{\text{peg}} = 1653 \text{ MPa}$
- $E = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$ (Module d'élasticité de l'acier).

$$0,8f_{\text{prg}} = 0,8 \times 1860 = 1488 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pe} = \min \{ 0,9 f_{peg} = 0,9 \times 1653 = 1487,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pe} = 1487,7 \text{ MPa}$$

$$P_{01} = \sigma_{p0} \times A = 1487 \times 1050 \times 10^{-3} = 1562.08 \text{KN}$$

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{M_{01}}{M_{c1}} = \frac{4135.7}{1562.08} = 2.64 \text{ Soit } n=3 \text{ câbles de 7T15}$$

$$P_{\min} = n \times P_{01} = 3 \times 1562.08 = 4686.24 \text{KN.}$$

VI.2.3 Vérification des sections

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0}{I} + \frac{M_{\min}}{I} \geq \bar{\sigma} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0}{I} - \frac{M_{\min}}{I} \leq \bar{\sigma} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\max}}{I} \leq \sigma \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\max}}{I} \geq \sigma \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\max}}{I} \leq \sigma \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\max}}{I} \geq \sigma \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}$ et σ : Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inférieure et supérieure.

$\bar{\sigma}$ et σ : Contraintes admissibles de traction respectivement sur la fibre supérieure et inférieure.

VI.2.4 Vérification des contraintes à la mise en tension

La résistance caractéristique du béton à 28 jours est de 40 MPa

VI.1.2.5 Contrainte limite :

➤ En compression :

$$\bar{\sigma} = \sigma = 0,6f_{c14} ; f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \text{ avec : } f_{c28} = 40 \text{MPa}$$

Avec :

$$f_{cj} = f_{c14} = \frac{14}{4,76 + 0,83 \times 14} \times 40 = 34.18 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma} = \sigma = 0,6f_{c14} = 0,6 \times 34.18 = 20.51 \text{MPa.}$$

➤ En traction :

$$\bar{\sigma} = \begin{cases} \bar{\sigma}_c = -1,5 \text{ MPa} & \bar{\sigma}_t = -3,97 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma} = -2,65 \text{ MPa} & \end{cases}$$

Avec :

$$f_{t14} = 0,6 + 0,06f_{c14} = 2,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0,94 \times 4686,24 = 4405,05 \text{ KN}$$

VI.1.2.6 Vérification des contraintes en fibre supérieure

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{s} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma} = -3,592 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{À la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(80,09 - 17) = -63,09 \text{ cm}$$

A la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre de la poutre $G = 1,574 \text{ T}$
(Dans le chapitre III).

$$M_{\min} = M_G = \frac{qL^2}{8} = \frac{3,58 \times 33^2}{8} = 487,32 \text{ t.m} \Rightarrow 4873,2$$

$$\sigma_{ts} = \frac{4405,05}{7288} + 4405,05 \times \frac{(-63,9) \times 69,06}{20732254,96} + 4873,2 \times \frac{69,06 \times 10^2}{20732254,96} = 1,3$$

$$\sigma_{ts} = 4,06 \geq \bar{\sigma} = -3,592 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.1.2.7 Vérification des contraintes en fibre inférieure

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{s} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma} = 20,51 \Rightarrow \text{À la fibre inférieure.}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{4405,05}{7288} - 4405,05 \times \frac{(-63,09) \times 80,9}{20732254,96} - 4873,2 \times \frac{80,09 \times 10^2}{20732254,96} = 0,62 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = 2,38$$

$$\sigma_{ci} = 2,38 \leq \bar{\sigma} = 20,51 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Trace des câbles

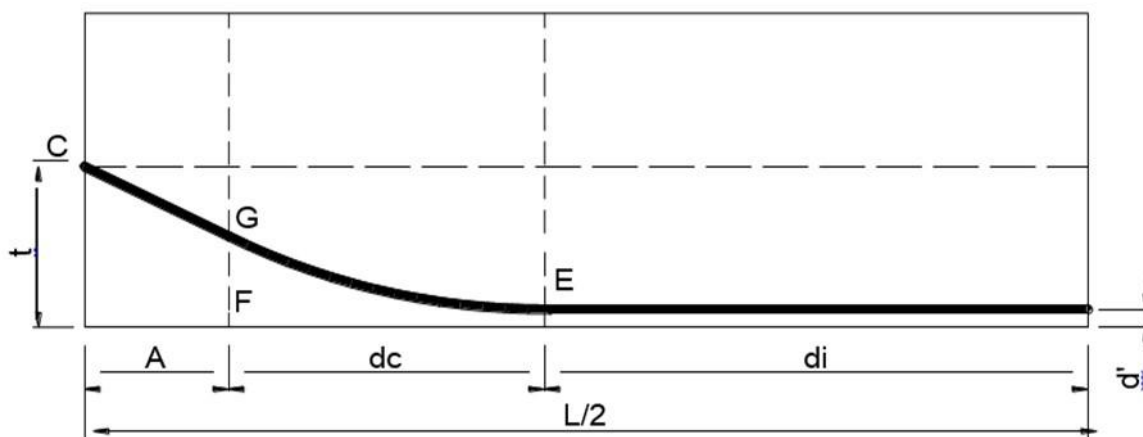


Figure VI. 1: Trace d'un câble

E : point du début de relevage.

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

EG : tronçon parabolique d'équation $Y = a \cdot X^2$

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

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de $Y = a \cdot X^2$ pour $x = dc$

Donc :

$$Y'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow a = \frac{\tan \alpha}{2 \times dc}$$

$$Gc = a \cdot dc^2 = t - d' - Gc \cdot \sin \alpha$$

$$A = Gc \cdot \cos \alpha \Rightarrow Gc = \frac{A}{\cos \alpha} \Rightarrow Gc \cdot \sin \alpha = A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow a \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha \Leftrightarrow \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

A: est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit = 1m.

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d')$$

VI.3 Application au projet

➤ Câbles d'about (aux appuis) .

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

Compte tenu de la disposition :

$$P1 + P2 = R$$

$$P1 = P2 = P$$

$$\sum M/\text{fibre inférieure} = R \times V' = P1 \times d + P2 \times (a' + d).$$

$$v' = a' - d$$

$$a' = v' - d = 80.09 - 40 = 40.09 \text{ cm.}$$

$$v - a' = 69.09 - 40.09 = 28.97 \text{ cm} > c = 10 \text{ cm.}$$

La disposition à adopter est donnée comme suit :

On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 6^\circ, \alpha_2 = 12^\circ, \alpha_3 = 16^\circ$$

Exemple de calcul :

Câble 1 :

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d') = dc = \frac{2}{\tan 6} (0,40 - \tan 6 - 0,17) = 2,38$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 6}{2 \times 2,38} = 0,022$$

Tab VI 1: La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant

Câble	α (°)	θ (rad)	$\tan \alpha$	t(m)	d'(m)	dc(m)	a
1	6	0.105	0,105	0,50	0,17	2,38	0,022
2	12	0,21	0,21	0.8	0,17	4	0,026
3	16	0.28	0.28	1.2	0.17	5.35	0.26

VI.3.1 Tracé des câbles

➤ Longueur totale du câble

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne.

L_c : Longueur du tronçon parabolique.

L_d : Longueur du tronçon droit.

$$L_c = \frac{1}{4a} \left[\ln \left(2 \cdot a \cdot dc + \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2} \right) + 2 \cdot a \cdot dc \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2} \right]$$

$$L_r = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha}$$

$$A = \frac{v}{\tan \alpha} = \frac{65.88}{\tan 14} = 2,63\text{m}$$

$$L_d = d_1 = \frac{d}{2} - L_r - \dots$$

Exemple de calcul :

$$L_r = \frac{0,5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0,5 + 1}{\cos 6} = 1,56\text{m}$$

$$L_c = 4 \times 0,022 \left[\ln \left(2 \times 0,022 \times 2,38 + \sqrt{1 + (2 \times 0,022 \times 2,38)^2} \right) \right]$$

$$L_d = d_1 = \frac{d}{2} - L_r - \dots = \frac{33}{2} - 1,56 - 1 = 13,94$$

Tab VI 2:Récapitulatif des longueurs des câbles

N° Câbles	d_1 (m)	d_2 (m)	d_3 (m)	d_4	d_5
1	1.56	2,73	13.94	16.79	33.58
2	1,77	2.19	11.17	15.13	30.26
3	1.56	2.93	13.94	18.43	36.86

VI.3.2Câble moyen fictif

- Section d'about : $t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n}$
- Section à X_m de l'appui : $t_i = d' + a_i \cdot X_i^2$ avec $X_i = d_c + 1 - (X)$

Remarque :

À la section médiane $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul

Câble n° (1) : $t_1 = 0,40\text{m}$

Câble n° (2) : $t_2 = 0,8\text{m}$

Câble n° (3) : $t_3 = 1,2\text{m}$

Position du câble moyen à l'about :

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum_i t_i}{n} = \frac{0.4 + 0.8 + 1.2}{3} = 0,804\text{m}$$

Section à 1m de l'appui :

$$t_i = d' + a_i \cdot X_i^2 \text{ avec } X_i = d_c + 1 - (X)$$

Câble n° (1) : $t_1 = 0,23 \text{ m}$

Câble n° (2) : $t_2 = 0,63\text{m}$

Câble n° (3) : $t_3 = 1.03\text{m}$

Position du câble moyen à 1m de l'about

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum_i t_i}{n} = \frac{0.23 + 0.63 + 1.03}{3} = 0,63\text{m}$$

Tab VI 3. Câble fictif

N° Câbles	◆	X=0	X=1	X=0,25L	X=0,5L
Câbles 1	t1	0,4	0.23	0,691	0.39
Câbles 2	t2	0.8	0.63	0,444	0,36
Câbles 3	t3	1.2	1.03	0.466	0.2848

VI.4 Caractéristiques géométriques des sections nettes

VI.4.1 Composante de la précontrainte à la section d'appui

Soit P la force de la précontrainte d'un câble : $\begin{cases} V = \sum p_i \cdot \sin \alpha_i = p \cdot \sum \sin \alpha \\ N = \sum p_i \cos \alpha_i = p \cdot \sum \cos \alpha \end{cases}$



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

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

$$P \cdot \sum Z_i \cdot \cos \alpha_i = N \cdot Z \Rightarrow Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

$$\text{Avec : } N = P \frac{\sum Z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

Tab VI 4. Composantes de la précontrainte a l'about (poutre seule).

X(m)	N° du câble	α(°)	θ (rad)	sin α	cos α	Zi (m)	Zi x cosa	Zi² (m²)
X=0m	Câble N°1	6	0,105	0,104	0,994	0,4	0,3976	0,15
	Câble N°2	12	0,21	0,208	0,978	0,8	0,78	0,61
	Câble N°3	18	0,28	0,276	0,961	1,2	1,152	1,32
	Σ		/	/	2,933	2,4	2,3296	2,03

$$Z_1 = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{2,3296}{2,933} = 0,793 \text{ m}$$

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

$$B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} \quad \text{Avec : } \phi_{\text{gaine}} = 6\text{cm}$$

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

$$I_{g(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \phi^2}{64} + \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \sum Z_i^2$$

$$I_g = \frac{0,6^4}{64} + \frac{0,6^2}{4} \cdot \sum Z_i^2$$

n : Nombre de câbles

$$I_{g(\Delta)} = \frac{2 \times 3,14 \times 0,6^4}{64} + \frac{3,14 \times 0,6^2}{4} \times 2,088 = 590259,55\text{cm}^4$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \times 6^2}{4} = 28,26\text{cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot 28,26 = 3 \times 28,26 = 84,78 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 79,3 \times 84,78 = 6723,054\text{cm}^3$$

Tab VI 5. Caractéristiques de la section nette.

X(m)	Désignation	Section brute	Gaines	Section nette
------	-------------	---------------	--------	---------------

X=0m	8607	8607	84.78	8522.22
	I (cm ⁴)	78497224,5	1123397.732	77373826.77
	Z (cm)	79.3	79.3	79.3
	S _Δ (cm ³)	686253	6723.054	679529.9

$$v' = \frac{\frac{679529.9}{79.3}}{8522.22} = 79,73$$

$$v = h - v' = 170 - 84,29 = 90,27$$

$$I = 77373826,5 - \frac{(679529,9)^2}{8522,22} = 23190657,68$$

$$\rho = \frac{A_p}{A_c} = \frac{23190657,68}{8522,22 \times 79,73 \times 90,27} \times 100 = 37 \%$$

VI.5 Calcul des pertes et chutes de tension

VI.5.1 Les pertes de précontraintes

Les chutes de tension se produisent entre l'instant de la mise en tension des câbles et la période de service, ce qui diminue l'intensité de la précontrainte initiale qu'on doit tenir compte afin d'assurer la sécurité de l'ouvrage.

Ces pertes sont classées en deux familles :

Pertes instantanées :

- Pertes par frottement.
- Pertes par recul d'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

Pertes différées :

- Pertes dues au fluage du béton.
- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues à la relaxation des aciers

VI.5.2 Pertes instantanées

Pertes dues au frottement

Cette perte est donnée par la formule suivante (BPEL) :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p_0} - \sigma_p(x)$$

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

σ_{p_0} : Tension à l'origine $\sigma_{p_0} = 1487,7 \text{ MPa}$

f : Coefficient de frottement angulaire. f : 0,18 rd⁻¹

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

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

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p_0} - \sigma_{p_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}.$$

Les courbes exponentielles peuvent être remplacées par des tronçons de droites pour autant que les points de calcul soient rapprochés, c'est-à-dire :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p_0} \times (1 - f\alpha - \varphi x); \quad e^{-x} = 1 - x$$

$$\Delta\sigma_{fr}(x) = \sigma_{p_0} - \sigma_{p_0} \times (1 - f\alpha - \varphi x)$$

Tab VI 6. Pertes dues au frottement du câble.

			$\Delta\sigma_{fr}(x)$ MPa			
	$\alpha(^{\circ})$	θ (rad)	X=0	X=1	X=0,25L	X=0,5L
Câble N° 1	6	0,105	28.1	31.07	52.63	77.17
Câble N° 2	12	0,21	81,64	59.18	80.7	105.27
Câble N° 3	16	0.28	74.94	77.91	99.48	124.01

VI.6 Pertes dues au recul d'ancrage

Les pertes de tension dues au glissement des torons dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. Ce glissement provoque un tassement des câbles de 1 à 12 mm en fonction de la puissance de l'ancrage et du procédé de précontrainte. Le tassement des câbles entraîne un raccourcissement du câble et une perte de tension sur une certaine distance appelée longueur d'influence.

➤ Câble N°1 :

La tension à l'origine $\sigma_{p_0} = \sigma_A = 1487.7 \text{ MPa}$

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

$$\sigma_B = 1487.7(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1484.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1487.7(1 - 0,18 \times 0,105 - 2 \times 10^{-3} \times 3.57) = 1448,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1487.7(1 - 0,18 \times 0,105 - 2 \times 10^{-3} \times 14) = 1417.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_E = 6 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

➤ Calcul des aires

$$S_1 = (1487.7 - 1484.72) \times \frac{1}{2} = 1,49 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1484.72 - 1448,96) \times 1 = 35.74 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1484.7 - 1448,96) \times \frac{2,57}{2} = 45.92 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1448,96 - 1417,8) \times 3,57 = 111,24 \text{MPa} \cdot \text{m}$$

$$S_5 = (1487,7 - 1417,8) \times \frac{13,13}{2} = 204,56 \text{MPa} \cdot \text{m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 398,95 = 797,91 \text{MPa} \cdot \text{m}$$

→ il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_M$

$$\Delta\sigma_M = S + \Delta\sigma_M \times AD$$

$$\Delta\sigma_M = \frac{(1140 - 798,91)}{16,5} = 20,67 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 20,67 \text{MPa}$$

On voit ci-après :

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

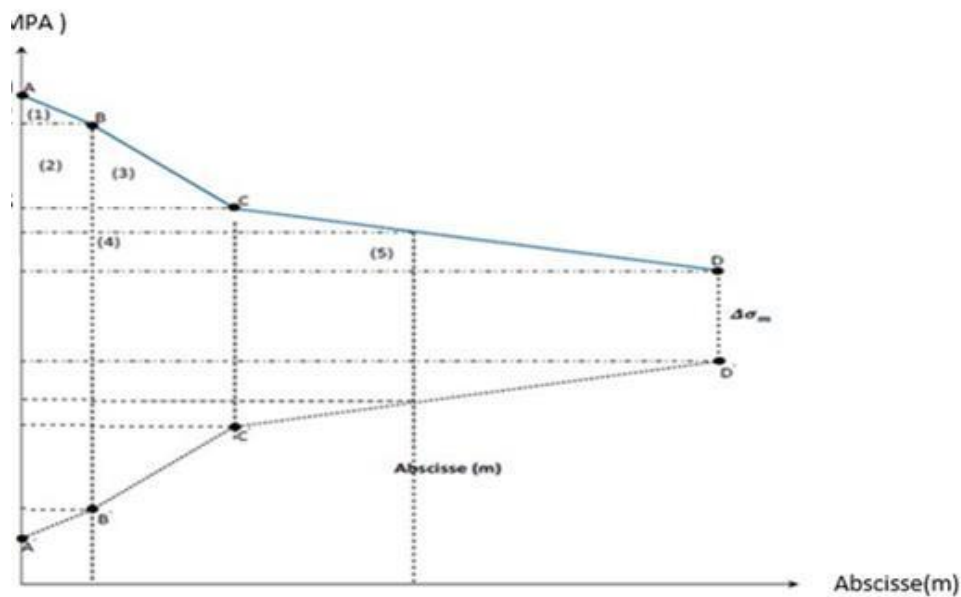


Figure VI. 2: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble n01

➤ **Câble No2 :**

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1487,7 \text{MPa}$

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

$$\sigma_B = 1487.7(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1484.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1487.7(1 - 0,18 \times 0,21 - 2 \times 10^{-3} \times 4,78) = 1417.24 \text{MPa}$$

$$\sigma_D = 1487.7(1 - 0,18 \times 0,21 - 2 \times 10^{-3} \times 14) = 1389.8 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{M}} = 6 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 1140 \text{MPa.m}$$

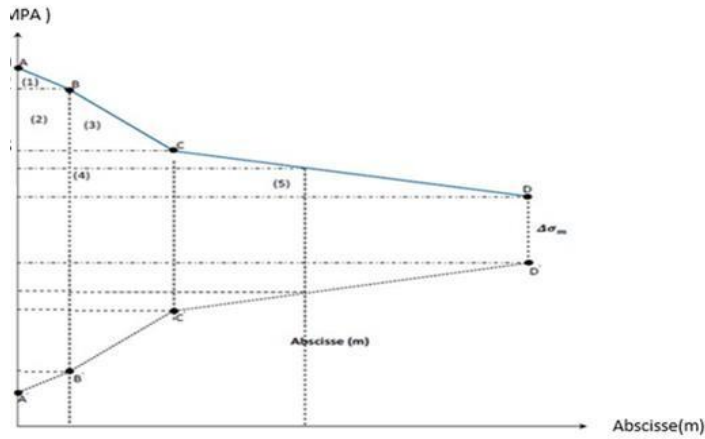


Figure VI. 3: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble n0

➤ Calcul des aires

$$S_1 = (1487.7 - 1484.72) \times \frac{1}{2} = 2.98 \text{MPa.m}$$

$$S_2 = (1484.72 - 1417.24) \times 1 = 67,6 \text{MPa.m}$$

$$S_3 = (1484.72 - 1417.24) \times \frac{3,98}{2} = 134,28 \text{MPa.m}$$

$$S_4 = (1417.24 - 1389.8) \times 4,98 = 136.65 \text{MPa.m}$$

$$S_5 = (1417.24 - 1389.8) \times \frac{11,72}{2} = 160.79 \text{MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 502.30 = 1004.61 \text{MPa.m}$$

$$\Delta\sigma_M = \frac{(1140 - 798,91)}{16,5} = 20.67$$

Câble No3 :

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

$$\sigma_B = 1487.7(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1484.72 \text{MPa}$$

$$\sigma_C = 1487.7(1 - 0,18 \times 0,28 - 2 \times 10^{-3} \times 6.27) = 1394.06 \text{MPa}$$

$$g.E_p = S \text{ air (ABCMC'B'A')}$$

$$S_1 = 1,49 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 90.72 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 239.04 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1394.06 - \sigma_M) \times 6.27$$

$$S_5 = (1394.06 - \sigma_M) \frac{(x - 6.27)}{2}$$

$$\frac{1}{2} \sigma_M = 343.83 + (1394.06 - \sigma_M) \left(6.25 + \frac{(x - 6.25)}{2} \right)$$

$$\sigma_M = 343.83 \times 2 + (1369,52 - \sigma_M) \left(2 \times 4,78 + \frac{2 \times x}{2} - \frac{2 \times 6.27}{2} \right)$$

$$\sigma_M = 687.67 + (1369,52 - \sigma_M)(4,78 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_M \times (1 - 0,18 - 0,002 \times x) = 1487.7 \times (1 - 0,18 \times 0,28 - 0,002 \times x)$$

$$\sigma_M = 1412.72 - 2,97 \times x$$

Donc :

$$\sigma_M = 687.67 + (1394.06 - [1412.72 - 2,97 \times x])(6.27 + x)$$

$$\sigma_M = 2,97 \cdot x^2 + 570.6$$

$$x = 13.86 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1412.72 - 2,97 \times x$$

$$\sigma_M = \sigma_M$$

Tab VI 7.Les aires des câbles.

Câbles	S1 (MPa.m)	S2 (MPa.m)	S3 (MPa.m)	S4 (MPa.m)	S5 (MPa.m)	S=2∑Si	Δσ _M
Câble N°1	1,49	35.74	45.92	111.24	204,56	797.91	20.67
Câble N°2	2.98	67.6	134.28	136.65	160.65	1004.6	20.67
Câble N°3	1.49	90.72	239.04	194.37	161.66	1374.49	

VI.6.1 Pertes par recul d'ancrage :

- Câble 1 :

$$\Delta\sigma(x = 16,50 \text{ m}) = 20.67 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8,25 \text{ m}) = (1487.7 - 1417.8) \times 2 + 20.67 = 160.47 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1,00 \text{ m}) = (1363.03 - 1200,34) = 162,69 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0,00 \text{ m}) = (1487.7 - 1265,9) = 221,1 \text{ MPa}$$

➤ Câble 2 :

$$\Delta\sigma(x = 16,50 \text{ m}) = 20.67 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8,25 \text{ m}) = (1487.7 - 1417.8) \times 2 + 20.67 = 160.47 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1,00 \text{ m}) = (1389.8 - 1200,34) = 189.46 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0,00 \text{ m}) = (1487.7 - 1205,9) = 281.8 \text{ MPa}$$

➤ Câble 3:

➤ $\Delta\sigma(x = 16,50 \text{ m}) = 0 \text{ MPa}$

➤ $\Delta\sigma(x = 8,25 \text{ m}) = (1487.7 - 1417.8) \times 2 + 0 = 139.8 \text{ MPa}$

➤ $\Delta\sigma(x = 1,00 \text{ m}) = (1363.03 - 1200,34) = 162.69 \text{ MPa}$

➤ $\Delta\sigma(x = 0,00 \text{ m}) = (1487.7 - 1178,9) = 309.7 \text{ MPa}$

Tab VI 8. Les pertes par recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_{\text{recul}}(\theta) \text{ MPa}$						
Section	$\alpha(^{\circ})$	$\theta \text{ (rad)}$	0.00m	1m	0.25L	0.5L
Câble N°1	6	0,105	221,1	162,69	160.47	20.67
Câble N°2	12	0,21	281.8	189.46	160.47	20.67
Câble N°3	16	0.28	309.7	162.69	139.8	0
Valeur moyenne des Câbles			270.86	171.61	153.58	20.67

VI.7 Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, ces derniers sont tirés l'un après l'autre. A chaque mise en tension d'un câble, il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus, précédemment ancrés.

Les règles du béton précontraint aux états limites (selon B.P.E.L) proposent la formule simplifiée suivante :

Avec :

$\Delta \sigma_{acc}$: Perte de tension moyenne de n câbles.

n : Nombre de gaines

$A_p = 140 \times 7 \text{ mm}^2$.

I_G : Inertie de la poutre seule

E_s : Module d'élasticité des armatures vaut $1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$

E_{bj} : Module de déformation instantanée du béton au jour « j » tel que :

$$E_{bj} = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 11000 \sqrt{35} = 36000$$

σ_{bn} : Contrainte normale du béton

$$\sigma_{bn} = \frac{Mg \cdot e}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pj}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$



$$\sigma_{p0} = 1440 \text{ MPa}$$

$M(x)$: moment fléchissant dû au poids propre de la poutre seule à l'abscisse (x).

$$Mg = \frac{q \cdot L}{2} \cdot X - \frac{q \cdot x^2}{2}$$



$$\frac{q \cdot x}{2}$$

$$Mg = \frac{q \cdot L}{2} \cdot (L - X) \text{ pour } X = 16.5 \text{ m}$$

$$\Delta \sigma_{acc} = \frac{E_p}{2E_{bij}} \cdot \frac{Mg \cdot e}{I_G} + \frac{E_p}{2E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{bn} - \Delta \sigma_{acc})}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

Tab VI 9. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

x(m)	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
Mg(T.m)	0	19.93	105,9	104,3
	Câble 1	50.9	60,31	152,16
				187,5

Δ 	Câble 2	81,64	90,2	104,04	120,6
	Câble 3	93.2	83.2	97.3	0
Δ 	Câble 1	250,1	230,5	90,7	24,1
	Câble 2	225,98	221,66	70,94	0
	Câble 3	240.3	248.59	170.3	144.66

		1487	1487	1487	1487
$\Delta\sigma_{\text{câbles}}(x)$	Câble 1	7,87	15,20	15,3	25
	Câble 2	8,9	9,82	16,14	28,71
	Câble 3	10,2	8,9	11,2	
Valeur moyenne des Câbles		7,48	9,76	14,39	33,1

VI.8 Les pertes totales dues aux pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{\text{câbles}} = \Delta\sigma_{\text{câbles}} + \Delta\sigma_{\text{câbles}} + \Delta\sigma_{\text{câbles}}$$

Tab VI 10. Pertes instantanées totales.

$\Delta\sigma_{\text{câbles}}$					
		X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\Delta\sigma_{\text{câbles}}$	Câble 1	272,1	240,78	104,17	25,79
	Câble 2	251,98	231,66	7,94	25,3
	Câble 3	225,3	210,4	28,3	
$\Delta\sigma_{\text{câbles}}$	Câble 1	54,43	54,2	147,16	190,45
	Câble 2	81,64	84,52	101,80	121,96
	Câble 3	60,2	40,8	97,3	
$\Delta\sigma_{\text{câbles}}$	Câble 1	8,52	12,10	17,96	25,11
	Câble 2	8,44	10,2	15,14	30,71
	Câble 3	9,32	13,7	14,36	
$\sum \Delta\sigma_{\text{inst}}$	Câble 1	303,05	209,9	254,98	210,35
	Câble 2	318,06	316,01	124,88	131,02
	Câble 3	340	350	90,89	
Valeur moyenne des Câbles		350,3	310,4	201,7	182,18

Tab VI 11. Tensions initiales PROBABLES .

$\Delta\sigma_{\text{câbles}}$ MPa				
	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\sum \Delta\sigma_{\text{inst}}$	1431,1	1320,1	1250,07	1436,82

VI.9 Pertes différées

VI.9.1 Perte due à la relaxation de l'acier

$$\Delta\sigma_{\text{relax}} = \frac{6}{100} \times \rho \times 1000 [\sigma_{\text{relax}} - \sigma_{\text{relax}}] \times \sigma_{\text{relax}}(x)$$

$$\Delta\sigma_{\text{relax}} = \frac{6}{100} \times \rho \times 1000 \left[\frac{\sigma_{\text{relax}}(x)}{f_{\text{prg}}} \sigma_{\text{relax}} \right] \times \sigma_{\text{relax}}(x)$$

Avec :

$\sigma_{\text{relax}}(000\%)$: Relaxation garantie à 1 000 h en % = 2.5%,

σ_{relax} : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation, 0,30 pour les armatures à relaxation normale.

$$\sigma_{\text{relax}} = \left(\frac{\sigma_{\text{relax}}(000)}{\sigma_{\text{relax}}} \right)$$

$\sigma_{\text{relax}}(x)$: Contrainte initiale (contrainte après les pertes instantanées).

$$\sigma_{\text{relax}} = 1487.7 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{pi}}(x) = \sigma_{\text{p0}} - \Delta\sigma_{\text{relax}}$$

σ_{prg} : Contrainte de rupture garantie.

$$f_{\text{prg}} = 1860 \text{MPa}$$

Tab VI 12. Pertes par relaxation des aciers

x(m)	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\sigma_{\text{relax}}(000)$	1100,5	1320,1	1350,07	1260,65
σ_{prg}	1860	1860	1860	1860
σ_{relax}	0,60	0,61	0,67	0,68
σ_{relax}	0,43	0,43	0,43	0,43
$\rho \sigma_{\text{relax}}(000\%)$	2,5	2,5	2,5	2,5
$\Delta\sigma_{\text{relax}}$	22.7	38.9	50.1	47,7

VI.10 Perte due au retrait du béton

$$\Delta\sigma_{\text{retrait}} = \varepsilon_s (1 - \mu) E_s$$

Avec :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait}$$

Section About :

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon de section} \quad r_m = \frac{\text{aire de section}}{\text{périmètre de section}}$$

$$U = 13 \times 2 + 107 + 25 \times 2 + 50 + 132 \times 2 = 497 \text{ cm}$$

$$r_m = \frac{B}{U} = \frac{8607}{497} = 17.31$$

Section intermédiaire :

$$r_m = \frac{6902.3}{529} = 13,04 \text{ m}$$

r_m : Rayon moyen de la section, exprimé en centimètres.

$r(t)$: Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le temps t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

t : Age du béton à la mise en tension des câbles.

Section About :

$$\epsilon_{14} = \frac{14}{14 + 9 \times 17.31} = 0,082$$

$$\Delta \sigma_{14} = 3 \times 10^{-4} (1 - 0,082) \times 1,9 \times 10^5 = 10,24 \text{ MPa}$$

Section intermédiaire :

$$\epsilon_{14} = \frac{14}{14 + 9 \times 13,04} = 0,105$$

$$\Delta \sigma_{14} = 3 \times 10^{-4} (1 - 0,105) \times 1,9 \times 10^5 = 10,24 \text{ MPa}$$

ϵ_r : est le retrait final du béton $\epsilon_r = \epsilon_r = 3 \times 10^{-4}$ (nord Algérien). « B.P.E.L 91 Art 2.1.51 »

E_s : Module d'élasticité des armatures $1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$.

	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\Delta \sigma_{14} \text{ (MPa)}$	52,041	51,01	51,01	48.9

$$\Delta \sigma_{\text{ff}} (\sigma_{\text{ff}})_{M, E}$$

σ_{ff} : Contrainte normale du béton après les pertes instantanées.

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

E_p : Module d'élasticité des armatures 1.9×10^5 MPa.

$$M_g = \frac{GL^2}{8}$$

E_{c28} : Module instantané du béton au jour « j » ;

$$E_{c28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{40} = 37619.47 \text{ MPa}$$

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane ($x = L$) :

$$\sigma_M(X) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

On considère, à ce niveau, que le pont reçoit la totalité des charges qui lui sont revenues, donc :

$G = 1,574$ T/ml (poutre seule)

$$M_g = \frac{GL^2}{8} = \frac{1,574 \times 33^2}{8} = 214.26 \text{ T.m}$$

$$B = 8522.22 \text{ m}^2$$

$$I_G = 23190657.68 \text{ cm}^4$$

$$e_p = -26,2$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5$$

$$A_p = 1050 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{pi} = 1320,1 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_M(1\text{m}) = \frac{214.26 \times 10^4}{23190657.68} + 3 \times 1050 \times \frac{1320,1}{8522.2 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8522.2 \times (-26,2)^2}{23190657.68}\right)$$

$$\sigma_M(1\text{m}) = 6.44 \text{ MPa}$$

D'après le B.P.E.L 91, [art3.3.24] la perte différée totale « Δd » est égale à :

$$\Delta_{\sigma} = \Delta \sigma_{bc} + \Delta \sigma_{si} + \frac{5}{6} \Delta \sigma_{\sigma}$$

$$\Delta_{\sigma} = 52,041 + \Delta \sigma_{si} + \frac{5}{6} \times 30,10$$

$$\Delta_{\sigma} = 77,124 + \Delta_{\sigma}$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_{\text{c}} = \frac{M_{\text{d}}}{I} + \sigma_{\text{p}} \times \frac{M_{\text{p}}}{M_{\text{d}}} \times \left(1 + \frac{M_{\text{p}}}{M_{\text{d}}}\right)$$

$\sigma_{\text{c}} - \Delta_{\text{c}} = \sigma_{\text{c}}^{\text{fin}}$: tension finale à la section about.

On remplace dans la formule devient alors :

$$\Delta_{\text{c}}(1\text{m}) = \left[2 \times \sigma_{\text{c}} - \sigma_{\text{p}} \times \frac{M_{\text{p}}}{M_{\text{d}}} \times \left(1 + \frac{M_{\text{p}}}{M_{\text{d}}}\right) \right] \times \frac{I}{A_{\text{c}}}$$

$$\Delta_{\text{c}}(1\text{m}) = \left[2 \times 3,80 - 3 \times 1050 \times \frac{77.124}{8522.22 \times 10^2} + \frac{85522.2 \times (-26.2)}{23190657.68} \right] \times \frac{1,9 \times 10^5}{36000}$$

$$\Delta_{\text{c}}(1\text{m}) = \underline{38,78\text{MPa}}$$

On procédera de la même manière pour les autres sections

➤ Remarque : pour (x=0,25L)

$$\sigma_{\text{c}} = \frac{M_{\text{d}}}{I} = \frac{2 \times 2660 \times 0,25}{8522.22} = 0,77\text{MPa}$$

Tab VI 13.Pertes par fluage.

	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\Delta_{\text{c}}(\text{MPa})$	72,9+ Δ_{c}	70,3+ Δ_{c}	86,2+ Δ_{c}	87,6+ Δ_{c}
$M_{\text{p}}(\text{T.m})$	0,00	163,1	160,7	153,2
$\sigma_{\text{c}}(\text{MPa})$	1100,5	1320,1	1350,07	1260,65
$\sigma_{\text{p}}(\text{MPa})$	2,79	3,60	6,37	10,98
$\Delta_{\text{c}}(\text{MPa})$	27,69	31,6	52,1	110,7

VI.11.1 Pertes différés totales

Les pertes différés totales sont données par l'expression suivante (BPEL) :

$$\Delta\sigma_{\text{eff}} = \Delta\sigma_{\text{el}} + \Delta\sigma_{\text{sh}} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{\text{cr}}^{\text{II}}$$

Tab VI 14. Pertes totales dues aux pertes différées

X (m)	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\sigma_{p0}(x)$	27,62	29,5	47,4	45,2
$\Delta \sigma_{p0}$	52,041	52,041	51,015	48,9
$\Delta \sigma_{p0}$	27,69	31,6	52,1	110,7
$\sum \sigma_{diff} \text{ (MPa)}$	104,36	118,69	163,1	212,8

La tension finale probable

$$\sigma_{pe} = \sigma_{p0}(x) - \Delta \sigma_{p0}(x)$$

$$\% \text{ de perte} = \frac{\Delta \sigma_{p0}}{\sigma_{p0}}$$

$$\sigma_{p0} = 14870 \text{ MPa}$$

X (m)	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\sigma_{p0}(x)$	1100,5	1320,1	1350,07	1260,65
$\sum \sigma_{diff}$	104,36	118,69	163,1	212,8
σ_{pe}	1009,5	1004,2	1089,6	1054,1
$\sum \sigma_{diff} \%$	27,4	24,6	22,7	26,8

Conclusion :

On note que les pertes totales varient entre 27.4% et 22.7% de σ_{p0} , et elles sont inférieure à la valeur prise en compte dans le calcul de P_0 , qui est de 32 % de σ_{p0}

Conclusion générale

L'élaboration du projet de fin d'études est une étape essentielle dans la formation d'un étudiant en ingénierie, permettant à l'étudiant de mettre en évidence les connaissances théoriques acquises au cours des cinq années de formation. Nous avons pu mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises lors de nos cinq années d'études à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO) grâce à ce projet. Il s'est avéré une occasion précieuse de développer une expertise dans différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques et de nous familiariser avec l'utilisation de logiciels de modélisation tridimensionnelle par éléments finis spécifiquement conçus pour les projets de travaux publics.

Après cette étude, nous concluons que le calcul d'un pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension implique les deux étapes suivantes :

Étude de la superstructure

Les dimensions de la poutre (hauteur, épaisseur, largeur) sont établies en fonction des intervalles réglementaires afin d'optimiser les dépenses. L'étude de la répartition des charges, effectuée en utilisant le logiciel Robot Millenium, a révélé la poutre la plus sollicitée. D'après ces charges maximales, nous avons calculé la précontrainte en utilisant deux familles de câbles : une première avec trois câbles fixés à l'about. Nous avons employé des câbles, qui ont été soumis à une tension post-tension. Il a été confirmé que les pertes de tension initialement estimées (32%) étaient plus faibles que celles calculées. Les contraintes normales et tangentielles demeurent dans les limites autorisées de traction, de compression et de cisaillement.

Bibliographie

- [1] DTR (Document Technique Règlementaire), Juin 2009. Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art RPOA 2008.
- [2] DTR C 2-4.7 (Document Technique Règlementaire), règlement neige et vent « R.N.V. 1999 »
- [3] Jean-Armand CALGARO, Anne BERNARD-GELY, conception des ponts-Equipements des ponts [consulté le 25 février 2017]. Disponible sur :
- [4] Cour de voies ferrées de l'école nationale supérieure des travaux publics.
- [5] Fascicule n° 62- Titre I – Section I, Avril 1999. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – BAEL 91 révisé 99.
- [6] SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Mars 2013. Précontrainte Freyssinet -Agrément Technique Européen ETA-06/0226.
- [7] CIM Béton (Centre d'Information sur le Ciment et ses Applications), décembre 2003. Pont à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence : PRAD, Collection Technique CIM Béton
- [8] LIVRET 2.01, SNCF (1995). Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes. Paris. 271 p
- [9] UIC (Union Internationale des Chemin de Fer), Aout 2006. Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails - Fiche technique CODE UIC 776-1
- [10] SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Février 1996. Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP) - Guide de conception
- [11] EN (Norme Européenne) 1991-1-1 : 2002. Actions générales- poids volumiques, poids propres et charges d'exploitation. AFNOR 2003 ,41p.
- [12] ENV (prénorme Européenne) 1991-2-5. (Aout 1997) bases de calcul et actions sur les structures. (Partie 2-5 : actions thermiques). CEN 1997 ,62p

[13] Note de Cours Résistance des matériaux, ENP, dirigé par Mr A. LARIBI.

[14] Aurelio Muttoni : Conception et dimensionnement de la précontrainte, Presse de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (2011-2012), 35 p.

[15](mémoire de fin d'étude) 2023 , Etude d'un Pont à Poutres Multiples en Béton Précontraint par Post-Tension relie FREHA-AGHRIBS-AZEFFOUN sur 28km,laribi et kessouar.